U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS REVISITANDO OS MÉTODOS CLÁSSICOS COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

PAULO SAMUEL RODRIGUES NUNES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Manuel Matos Fernandes

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À alegria do meu irmão

Deus quer, o homem sonha, a obra nasce.

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar os seus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que directa ou indirectamente contribuíram para a realização deste trabalho, em especial:

- Ao Prof. Dr. Manuel António de Matos Fernandes, orientador da dissertação, pela forma amiga, disponibilidade, preocupação, estímulo e valiosos ensinamentos transmitidos no decorrer deste trabalho;

- Ao Prof. Dr. António Topa Gomes pela disponibilidade demonstrada no esclarecimento de pequenas dúvidas;

- Aos colegas da sala de pós-graduação por todos os simpáticos esclarecimentos e troca de conhecimentos;

- Ao António Pedro da FCTUC pela disponibilidade e valiosa ajuda com os programas de cálculo;

- Ao Prof. Dr. Jorge Almeida e Sousa da FCTUC pelos contributos para a compreensão do programa de cálculo utilizado;

- Ao Pedro Sousa pela revisão do *Abstract*;

- À minha família pelo apoio ao longo não só deste trabalho mas de toda a jornada universitária;

- Ao meu irmão pelo contágio da sua alegria;

- À Sara por toda a dedicação, amor, carinho e companheirismo em todas as ocasiões.

RESUMO

Com a presente dissertação, apresentada à FEUP para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, pretendeu-se estudar o comportamento das estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas em solos homogéneos e incoerentes, incidindo particularmente no efeito da flexibilidade da parede.

As inovações introduzidas por Rowe no cálculo e compreensão destas estruturas serviram de base e comparação para o estudo realizado, pois apesar de na sua época terem constituído um desenvolvimento notável apresentam todavia limitações importantes, como a sua aplicação somente a solos homogéneos completamente emersos ou submersos, dúvida no efeito da posição do apoio no topo da cortina e a discussão das distribuições de pressão de terras passivas mobilizadas em frente da cortina.

Uma vez que actualmente os modelos de elementos finitos permitem simular de modo muito mais rigoroso e geral os problemas estudados por Rowe em ensaios físicos em escala reduzida, o presente trabalho propõe-se a modelar com um programa de elementos finitos os ensaios físicos de Rowe e comparar os resultados obtidos, analisar em detalhe os fenómenos de redistribuição de pressões de terras por efeito de arco e desenvolver novas curvas de dimensionamento com base nos resultados do método dos elementos finitos para condições mais gerais, nomeadamente de maciços parcialmente submersos.

As estruturas foram calculadas inicialmente pelo *free earth support method* ao qual foram aplicados os factores de segurança. De seguida, utilizou-se o programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 2D (versão 8.5) para estudar o comportamento destas estruturas numa areia solta e numa areia medianamente compacta, variando aspectos numéricos na modelação, a flexibilidade da parede, o ângulo de interface solo-estrutura, a posição e a rigidez do apoio perto do topo da cortina.

Realizaram-se novas curvas de dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas para apoios com localizações e rigidezes diferentes e o com o maciço submerso até à base de escavação, comparando distintos métodos de introdução de segurança ao cálculo destas estruturas pelo método de equilíbrio limite no que respeita ao momento flector máximo actuante e à força no apoio.

Procedeu-se à averiguação da influência da profundidade de escavação em relações adimensionais de momentos flectores na cortina e esforços no apoio e, por fim, efectuou-se a comparação entre dois modos distintos da consideração da flexibilidade da parede.

PALAVRAS-CHAVE: Escavações urbanas, estruturas de suporte flexíveis, efeito de arco em solos, método de Rowe, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

With this thesis, submitted to FEUP for the degree of Master of Civil Engineering, was intended to study the behaviour of the flexible single propped earth retaining structures in homogeneous and incoherent soils, focusing particularly on the effect of the wall's flexibility.

The innovations introduced by Rowe in the calculus and understanding of these structures were used as a basis and comparison for this study. Although, in his time, this was seen as a remarkable development, it presents important limitations such as its application only to homogeneous soils fully emerged or submerged, doubts on the effect of the support position at the top of the wall and discussion of the distribution of passive earth pressure mobilized in front of the wall.

Once, nowadays, finite element models allow us to simulate in a much more rigorous and general way the problems studied by Rowe in physical tests on a small scale. This work aims to model with a finite element program the physical tests conducted by Rowe and compare the results obtained, discuss in detail the phenomena of redistribution of earth pressures, the arc effect on soils, and develop new design curves based on the results of the finite element method to more general conditions, including soils partially submerged.

The structures were initially calculated using *free earth support method*, to which were applied safety factors. Afterwards, it was used the finite elements program PLAXIS 2D (version 8.5) to study the behaviour of these structures in a loose sand and in a medium compact sand, changing numerical aspects in the modelling procedure, the flexibility of the wall, the angle of soil-structure interface, position and stiffness of the support near the top of the wall.

There were made new designing curves for single propped flexible earth retaining structures with different stiffness and locations of the support, and with the phreatic level at the base of the excavation, comparing different methods of introducing safety into the calculus of these structures by the limit equilibrium method regarding the maximum bending moment acting and on the wall and the strength in support.

The investigation proceeds with the study of the depth excavations' influence in dimensionless ratios of bending moments on the wall and strength in the support and, finally, it was made the comparison between two different ways of considering the flexibility of the wall.

KEYWORDS: Urban excavations, flexible retaining structures, arc effect on soils, Rowe's method, finite element method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

2. SÍNTESE DE CONHECIMENTOS SOBRE ESTUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS 3

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.2. EXEMPLOS PRÁTICOS DE APLICAÇÃO 4

2.3.TIPOS E CARACTERÍSTICAS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS 6

2.3.1. GENERALIDADES 6

2.3.2. CORTINAS TIPO BERLIM 6

2.3.3. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS 8

2.3.4. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO ARMADO 10

2.3.4. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA DE AÇO 11

2.4. MÉTODOS PRIMITIVOS DE CÁLCULO 12

2.4.1. GENERALIDADES 12

2.4.2. MÉTODO QUE ADMITE A INEXISTÊNCIA DE ENCASTRAMENTO – "FREE EARTH SUPPORT METHOD" 13

2.4.2.1. Metodologia de cálculo 13

2.4.2.2. Introdução da segurança 15

2.5. MÉTODOS CLÁSSICOS DE CÁLCULO 18

2.5.1. MÉTODO DE TSCHEBOTARIOFF 19

2.5.2. MÉTODO DE ROWE 20

2.5.2.1. Limitações do método de Rowe 26

2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 27

3. CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS 33

3.1. INTRODUÇÃO 33

3.2. DESCRIÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO BASE E CÁLCULO POR EQUILÍBRIO LIMITE 33

3.3. RESUMO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS 34
3.4. MODELO DE CÁLCULO BASEADO NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 37
3.4.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAÇÃO ATRAVÉS DO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS 37
3.4.2. CÁLCULO DO MODELO BASE 38
3.4.3. CONCLUSÕES 45
3.5. INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS E OPÇÕES RELACIONADOS COM A SIMULAÇÃO 46
3.5.1. CÁLCULO A.1 47
3.5.2. CÁLCULO A.2 50
3.5.3. CÁLCULO A.3 50
3.5.4. CÁLCULO A.4 50
3.5.5. CÁLCULO A.5 51
3.5.6. CÁLCULO A.5 51
3.5.7. CONCLUSÕES 52
3.6. INFLUÊNCIA DA FLEXIBILIDADE DA CORTINA 52
3.6.1. CÁLCULOS R E F 52
3.6.2. INFLUÊNCIA DA ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DO MODELO COM A INSTALAÇÃO DA CORTINA 57
3.6.3. CONCLUSÕES 57
3.7. INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE INTERFACE 58
3.7.1. CÁLCULO δ 58
3.7.2. CÁLCULOS δ.R E δ.F 62
3.7.3. CONCLUSÕES 63
3.8. INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO APOIO 64
3.8.1. CÁLCULOS AP.2M E AP.4M 64
3.8.2. CÁLCULOS AP.2M.R E AP.2M.R 70
3.8.3. CONCLUSÕES 71
3.9. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO APOIO 72
3.9.1. CÁLCULO AP.E 72
3.9.2. CÁLCULOS AP.E.R E AP.E.F 76
3.9.3. CONCLUSÕES 78
3.10. ANÁLISE COM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA 78
3.10.1. CÁLCULO BASE EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA 78
3.10.2. CÁLCULOS R-2 E F-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA 84
3.10.3. CÁLCULO δ-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA 86

3.10.4. CÁLCULO ap.2m-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA 87
3.10.5. CÁLCULO AP.E-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA 88
3.10.6. CONCLUSÕES 89

4. Curvas de Dimensionamento 91
4.1. INTRODUÇÃO 91
4.2. CURVAS DE DIMENSIONAMENTO COM APOIO RÍGIDO 93
4.2.1. INTRODUÇÃO 93
4.2.2. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO A GRANDE PROFUNDIDADE 93
4.2.2.1. Apoio no topo da parede 93
4.2.2.2. Apoio localizado a 2 m de profundidade 99
4.2.3. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO NA BASE DE ESCAVAÇÃO 103
4.2.3.1. Apoio no topo da parede 103
4.2.3.2. Apoio localizado a 2 m de profundidade 107
4.2.4. CONCLUSÕES 111
4.3. CURVAS DE DIMENSIONAMENTO COM APOIO DEFORMÁVEL 112
4.3.1. INTRODUÇÃO 112
4.3.2. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO A GRANDE PROFUNDIDADE 112
4.3.2.1. Apoio no topo da parede 112
4.3.3. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO NA BASE DE ESCAVAÇÃO 119
4.3.3.1. Apoio no topo da parede 119
4.3.4. CONCLUSÕES 122
4.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO EM RELAÇÕES ADIMENSIONAIS DO MOMENTO FLECTOR NA PAREDE E DA FORÇA NO APOIO 123
4.4.1. ANÁLISE DE RESULTADOS 123
4.4.2. CONCLUSÕES 125
4.5. COMPARAÇÃO ENTRE O NÚMERO DE FLEXIBILIDADE DE ROWE E O DE POTTS & BOND 125
4.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 125
4.5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS 125
4.5.2. CONCLUSÕES 128

5. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros 129
5.1. CONCLUSÕES 129

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 133

BIBLIOGRAFIA 135

ANEXOS 137

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – "Falso" túnel rodoviário (rotunda AEP - Porto) 4

Fig. 2.2 - Parede de contenção monoancorada (Via Rápida - Porto) 5

Fig. 2.3 - Entivação de vala para colocação de condutas (www.imeco.at) 5

Fig. 2.4 - Cortina tipo Berlim monoapoiada (metro de Berlim -1958) 7

Fig. 2.5 - Perfil de cortina tipo Berlim 7

Fig. 2.6 - Cortina tipo Berlim definitiva – Campo Pequeno (Lisboa) 8

Fig. 2.7 - Cortina de estacas monoapoiada (www.terraingeotech.com) 9

Fig. 2.8 - Secção de cortina de estacas secantes (adaptado de Meireles & Martins, 2006) 9

Fig. 2.9 - Secção de cortina de estacas tangentes (adaptado de Meireles & Martins, 2006) 9

Fig. 2.10 - Secção de cortina de estacas espaçadas (adaptado de Meireles e Martins, 2006) 9

Fig. 2.11 - Parede moldada em betão armado monoapoiada (www.stroyinject.com) 10

Fig. 2.12 - Esquema construtivo de paredes moldadas em betão armado (www.fundesp.com.br) 11

Fig. 2.13 - Perfis de estacas-prancha em aço – catálogo Nippon Steel Corporation 12

Fig. 2.14 - Muro-Cais em cortina de estacas-prancha monoapoiada (www.archiexpo.com) 12

Fig. 2.15 - Métodos clássicos de cálculo: (a) *free earth suppot method*; (b) *fixed earth support method* (adaptado de Vieira, 1997) 13

Fig. 2.16 - Free earth suppot method: esquema de pressões, forças e diagramas de esforços (adaptado de Sousa, 2008) 14

Fig. 2.17 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e δ=2/3φ' (adaptado de Silva, 2007) 18

Fig. 2.18 - Método de Tschebotarioff (1951) 20

Fig. 2.19 - Relação entre a percentagem de momento máximo actuante na cortina e a sua flexibilidade para três compacidades distintas de areias (Rowe, 1952) (adaptado de Matos Fernandes, 1981) 20

Fig. 2.20 - Determinação da secção ideal da parede pelo método de Rowe (1952) (adaptado de Matos Fernandes, 1981) 20

Fig. 2.21 - Distribuição de pressões consideradas por Rowe 23

Fig. 2.22 - Efeito de arco em estrutura de suporte flexível monoapoiada (adaptado de Matos Fernandes, 1981) 24

Fig. 2.23 - Coeficiente minorativo r em função de altura de escavação e da posição do apoio (adaptado de Matos Fernandes, 1990) 24

Fig. 2.24 - Relação entre a percentagem de momento máximo actuante na cortina e a sua flexibilidade para um valor de β = 0,2 (Rowe, 1956-a) (adaptado de Matos Fernandes, 1981) 25

Fig. 2.25 - Evolução das pressões de terras na cortina com o decorrer da construção (Lopes, 1986) 28

Fig. 2.26 - Momentos flectores da cortina no fim da construção – Influência da flexibilidade da cortina (Lopes, 1986)..... 29

Fig. 2.27 - Distribuição de pressões de terras passivas (Matos Fernandes et al., 2003)..... 30

Fig. 2.28 - Distribuição de pressões de terras passivas e momentos flectores com $\delta=2/3\varphi'$ do lado passivo (Matos Fernandes et al., 2003)..... 31

Fig. 3.1 - Modelo base..... 34

Fig. 3.2 - Modelo elástico-perfeitamente plástico..... 37

Fig. 3.3 - Malha de elementos finitos do modelo base..... 38

Fig. 3.4 - Cálculo base: a) evolução dos deslocamentos horizontais da parede; b) evolução do diagrama de momentos flectores na parede..... 40

Fig. 3.5 - Evolução dos assentamentos da superfície no cálculo base..... 40

Fig. 3.6 - Evolução dos esforços no apoio com a profundidade de escavação no cálculo base..... 41

Fig. 3.7 - Cálculo base: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)..... 42

Fig. 3.8 - Cálculo base: a) tensões horizontais em frente da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da parede (˚)..... 43

Fig. 3.9 - Distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede (kPa)..... 44

Fig. 3.10 - Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo base..... 45

Fig. 3.11 - Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e A.1..... 47

Fig. 3.12 - Confronto entre os cálculos base e A.1: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)..... 48

Fig. 3.13 - Equilíbrio de forças verticais com e sem peso na parede..... 49

Fig. 3.14 - Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno atrás da parede e na própria parede (kPa)..... 50

Fig. 3.15 - Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base e A.4 (kPa)..... 51

Fig. 3.16 - Confronto entre os cálculos base, R e F: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede..... 53

Fig. 3.17 - Confronto dos assentamentos superficiais entre os modelos base, R e F..... 53

Fig. 3.18 - Confronto entre os cálculos base, R e F: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)..... 55

Fig. 3.19 - Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base, R e F (kPa)..... 56

Fig. 3.20 - Confronto de tensões verticais no terreno em frente da parede entre cálculos base, R e F (kPa)..... 56

Fig. 3.21 - Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno atrás da parede e na própria parede entre os cálculos base, R e F (kPa)..... 57

Fig. 3.22 - Confronto entre os cálculos base e δ: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede..... 59

Fig. 3.23 - Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e δ.....59

Fig. 3.24 - Confronto de tensões horizontais de ambos os lados da parede entre os cálculos base e δ (kPa)...60

Fig. 3.25 - Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base e δ (kPa) 61

Fig. 3.26 - Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo δ.....62

Fig. 3.27 - Confronto das tensões verticais atrás da parede, desde o topo até ao fundo de escavação entre os cálculos base e δ.....62

Fig. 3.28 - Confronto entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m: a) deslocamentos horizontais da parede; (b) diagramas de momentos flectores na parede 65

Fig. 3.29 - Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m.....66

Fig. 3.30 - Confronto entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); (b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚).....66

Fig. 3.31 - Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m (kPa) 67

Fig. 3.32 - Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m (kPa) 69

Fig. 3.33 - Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo ap.2m.....69

Fig. 3.34 - Confronto de deslocamentos horizontais da parede entre os cálculos ap.2m, ap.2m.R. e ap.2m.F ..70

Fig. 3.35 - Confronto entre os cálculos base e ap.E: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede.....73

Fig. 3.36 - Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e ap.E 73

Fig. 3.37 - Confronto entre os cálculos base e ap.E: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚).....74

Fig. 3.38 - Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base e ap.E (kPa) 75

Fig. 3.39 - Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base e ap.E (kPa) 75

Fig. 3.40 - Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo ap.E 76

Fig. 3.41 - Confronto das tensões verticais atrás da parede, desde o topo até ao fundo de escavação entre os cálculos base e ap.E.....76

Fig. 3.42 - Confronto entre os cálculos base e ap.E para as diferentes flexibilidades: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede.....77

Fig. 3.43 - Confronto entre os cálculos base e areia 2: a): deslocamentos horizontais da parede; b): diagramas de momentos flectores na parede.....79

Fig. 3.44 - Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e areia 2 80

Fig. 3.45 - Confronto entre os cálculos base e areia 2: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚).....81

Fig. 3.46 - Confronto dos cálculos base e areia 2: a) tensões horizontais em frente da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da parede (˚) 82

Fig. 3.47 - Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base e areia 2 (kPa) 83

Fig. 3.48 - Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo areia 2 84

Fig. 3.49 - Confronto das tensões verticais atrás da parede, desde o topo até ao fundo de escavação entre os cálculos base e areia 2 84

Fig. 3.50 - Confronto dos cálculos areia 2, R-2 e F-2: a) tensões horizontais em frente da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da parede (˚) 85

Fig. 4.1 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 93

Fig. 4.2 - Confronto entre paredes com rigidez flexional E_b*125 e E_b/8 na areia solta com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede 94

Fig. 4.3 - Tensões horizontais no tardoz da cortina para as paredes com rigidez flexional E_b*125 e E_b/8 em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo (kPa) 95

Fig. 4.4 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 29

Fig. 4.5 - Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 96

Fig. 4.6 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 96

Fig. 4.7 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 97

Fig. 4.8 - Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 98

Fig. 4.9 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 98

Fig. 4.10 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 99

Fig. 4.11 - Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 100

Fig. 4.12 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 101

Fig. 4.13 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 102

Fig. 4.14 - Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 102

Fig. 4.15 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 103

Fig. 4.16 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 104

Fig. 4.17 - Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 105

Fig. 4.18 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 105

Fig. 4.19 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 106

Fig. 4.20 - Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 107

Fig. 4.21 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 108

Fig. 4.22 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 109

Fig. 4.23 - Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 109

Fig. 4.24 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 110

Fig. 4.25 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 110

Fig. 4.26 - Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 111

Fig. 4.27 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 113

Fig. 4.28 - Confronto entre paredes com rigidez flexional Eb*125 e Eb/8 com apoio rígido e deformável no topo da parede em areia solta com nível freático a grande profundidade e δ = 2/3φ': a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede 114

Fig. 4.29 - Tensões horizontais no tardoz da cortina para as paredes com rigidez flexional E_b*125 e E_b/8 em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido e deformável no topo (kPa) 115

Fig. 4.30 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 116

Fig. 4.31 - Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 116

Fig. 4.32 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 117

Fig. 4.33 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 118

Fig. 4.34 - Curva de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 118

Fig. 4.35 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 119

Fig. 4.36 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 120

Fig. 4.37 - Curva de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 120

Fig. 4.38 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 121

Fig. 4.39 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 122

Fig. 4.40 - Curva de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 122

Fig. 4.41 - Variação da relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com a profundidade de escavação em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ=2/3φ' e apoio rígido no topo 124

Fig. 4.42 - Variação da relação $F_a/(\gamma h^2)$ com a profundidade de escavação em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ=2/3φ' e apoio rígido no topo 124

Fig. 4.43 - Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo para diferentes módulos de deformabilidade do solo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond 126

Fig. 4.44 - Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo para diferentes módulos de deformabilidade do solo: a): número de flexibilidade de Rowe; b): número de flexibilidade de Potts & Bond 127

Fig. 4.45 - Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo para diferentes módulos de deformabilidade do solo: a): número de flexibilidade de Rowe; b): número de flexibilidade de Potts & Bond 128

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Coeficientes de segurança tradicionais 15

Quadro 2.2 - Coeficientes parciais de segurança relativos às acções (γ_F) ou aos efeitos das acções (γ_R) 16

Quadro 2.3 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos parâmetros de resistência do solo (γ_M) 16

Quadro 2.4 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos parâmetros de resistência (γ_R) para estruturas de suporte..... 16

Quadro 3.1 - Coeficientes de pressões de terras de Caquot-Kérisel para a areia solta 34

Quadro 3.2 - Cálculos realizados – parâmetros relacionados com a simulação numérica para a areia solta..... 35

Quadro 3.3 - Cálculos realizados – parâmetros da cortina e de interacção com o solo para a areia solta..... 36

Quadro 3.4 - Cálculos realizados – Parâmetros da cortina e de interacção com o solo para a areia medianamente compacta..... 36

Quadro 3.5 - Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.7 63

Quadro 3.6 - Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.7..... 63

Quadro 3.7 - Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.8 71

Quadro 3.8 - Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.8..... 71

Quadro 3.9 - Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.9 77

Quadro 3.10 - Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.9..... 78

Quadro 3.11 - Coeficientes de pressões de terras de Caquot-Kérisel para a areia medianamente compacta ... 79

Quadro 3.12 - Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da flexibilidade nas duas areias..... 85

Quadro 3.13 - Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência de flexibilidade nas duas areias..... 86

Quadro 3.14 - Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência do ângulo de interface solo-estrutura nas duas areias..... 86

Quadro 3.15 - Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência do ângulo de interface solo-estrutura nas duas areias..... 87

Quadro 3.16 - Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da posição do apoio nas duas areias..... 87

Quadro 4.1 - Números de flexibilidade das análises efectuadas 92

SÍMBOLOS

Todos os símbolos utilizados estão claramente definidos no texto à medida que vão surgindo. Contudo, alguns deles assumem significados diferentes consoante o contexto em que são utilizados, pelo que se justifica a sua sistematização para que não hajam dúvidas sobre aquilo que, em cada caso, cada um pretende representar.

Letras latinas:

B – largura de escavação

b_a – braço do impulso activo em relação ao apoio

b_p – braço do impulso passivo em relação ao apoio

c' – coesão efectiva do solo

d – altura enterrada da parede

d_{proj} – altura enterrada da parede adoptada nos cálculos efectuados

EA_{apoio} – rigidez axial do apoio

E_{av} - média da rigidez do solo na altura total da parede

E_b – módulo de Young do betão

$E_{inter.pé}$ – rigidez do solo na interface abaixo do pé da cortina

E_p – módulo de Young do material constituinte da parede

F_a – força no apoio

F_{np} – factor de segurança relativamente à soma algébrica das tensões activas e passivas

F_p – factor de segurança relativo às tensões passivas

Fp – força de ponta

Fta – força tangencial do lado activo

Ftp – força tangencial do lado passivo

H – altura total da parede

h – profundidade de escavação

h_{apoio} – profundidade do apoio

H_{proj} – altura total da parede adoptada nos cálculos efectuados

I – momento de inércia da parede

I_a – impulso activo

interface – activação da interface com a instalação da cortina

$interface_{pé}$ – existência de interface abaixo do pé da cortina

I_p – impulso passivo

k_a – coeficiente de impulso activo

k_p – coeficiente de impulso passivo

M (-) – momento flector negativo máximo na parede

M (+) – momento flector positivo máximo na parede

M_{max} – momento flector máximo na parede

q - sobrecarga uniforme do terreno

r – coeficiente minorativo para a redução do momento flector máximo

U_h – deslocamento horizontal máximo da parede

W – peso da cortina

Letras gregas:

ΔF_a – variação da força no apoio

ΔM (-) – variação do momento flector negativo máximo na parede

ΔM (+) – variação do momento flector positivo máximo na parede

ΔU_h – variação do deslocamento horizontal máximo da parede

α - percentagem da altura total da cortina correspondente à profundidade de escavação

β - percentagem da altura total da cortina correspondente à profundidade do apoio

γ – peso volúmico do solo

γb – peso volúmico do betão

δ – ângulo de interface solo-estrutura

$\delta_{inter.pé}$ – ângulo de interface solo-estrutura na interface abaixo do pé da cortina

ν – coeficiente de Poisson do solo

νb – coeficiente de Poisson do betão

ρ – número de flexibilidade de Rowe

ρ’ – número de flexibilidade de Potts & Bond

ρc – número de flexibilidade crítico de Rowe

σ0 – tensão de repouso

σv – tensão vertical

φ’ – ângulo de atrito do solo

ψ – dilatância do solo

Abreviaturas:

EC7 – Eurocódigo 7

1
INTRODUÇÃO

A exigência que se propõe hoje em dia à Engenharia Civil cresce a par com a evolução marcante da sociedade. De modo a possibilitar esta constante evolução é necessária a criação de infra-estruturas físicas que respondam aos problemas interpelados de uma forma cada vez mais sustentável e competitiva.

O espaço e a preservação do parque edificado tornaram-se significativamente ponderosos e até condicionantes quando é pensada uma nova construção, principalmente nas cidades. Estes dois conceitos conduziram à maior necessidade de uma construção vertical e subterrânea, o que por sua vez conduz a escavações profundas. A criação de transporte subterrâneo, como o metro, o parqueamento subterrâneo, caves e fundações de edifícios a maiores profundidades, são alguns dos exemplos da exigência de uma sociedade actual concentrada em cidades.

A par com a necessidade de construir a uma maior profundidade vem a necessidade de escavar mais fundo. Quando a profundidade da escavação atinge valores consideráveis, as escavações exigem estruturas de suporte flexíveis.

A construção deste tipo de estruturas de contenção num ambiente urbano apresenta algumas dificuldades em controlar certos parâmetros, nomeadamente no que diz respeito aos assentamentos superficiais do terreno, aos deslocamentos horizontais das estruturas e às vibrações induzidas durante a construção (devido ao método construtivo adoptado e ao tipo de maquinaria utilizada), uma vez que estes dependem de diversos factores como as características geológicas e geotécnicas do terreno, a geometria da escavação, o método construtivo, entre outros.

Até aproximadamente metade do século XX as estruturas de suporte de terras flexíveis eram dimensionadas com base nas teorias clássicas das pressões de terras de Coulomb e Rankine. Utilizavam-se o "*free earth support method*" e o "*fixed eartth support method*" para o cálculo da altura enterrada e dos esforços máximos na estrutura, aplicando-se um factor de segurança. Estes métodos de cálculo utilizados não tinham em conta a flexibilidade da estrutura e os seus efeitos no comportamento do maciço conduzindo a soluções excessivas e anti-económicas.

Na viragem para a segunda metade do século XX surgiram três autores que se destacaram pela inovação dos métodos de cálculo e compreensão do funcionamento destas estruturas bem como da sua interacção com o maciço terroso relacionando a flexibilidade da cortina. Tschebottarioff (1951) surge como o pioneiro, seguido por Rowe (1952), autor de maior importância para o presente trabalho, que expôs brilhantes conclusões através dos seus inúmeros ensaios físicos realizados em escala reduzida e, por fim, Brinch Hansen (1953), que apresentou estimulantes conclusões através de uma via mais teórica. As inovações introduzidas por estes autores permitiram quantificar os efeitos da flexibilidade

da cortina na distribuição das pressões de terras, e por sua vez nos esforços estruturais, destacando a importância do efeito de arco no solo, efeito este que contribui para a redução do momento flector máximo actuante na cortina. Estes métodos, designados por métodos clássicos, mostraram-se eficazes no dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis quebrando o "excesso" de segurança e de custos que ocorria até então.

O desenvolvimento de ferramentas de cálculo automático permitiu a criação de potentes auxiliares para o dimensionamento destas estruturas, entre estes destacando-se o método dos elementos finitos. Através desta ferramenta de cálculo diversos autores a partir da década de setenta analisaram os comportamentos de estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas e compararam os efeitos estudados com aqueles descritos pelos três autores acima referenciados, permitindo analisar de um ponto de vista histórico e prático a evolução do dimensionamento e a compreensão dos fenómenos associados a este tipo de estruturas, Bjerrum, Clausen & Duncan (1972), Pitilakis (1981), Lopes (1986), Potts & Bond (1994), Matos Fernandes et al. (2003), entre outros.

O presente trabalho desenvolveu-se dentro desta mesma perspectiva.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a temática envolvente à presente dissertação expondo as aplicações e tipologias das estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas, os métodos de cálculo primitivos, tradicionais e introduzindo o método dos elementos finitos.

O capítulo 3 inicia-se com a apresentação do modelo inicial, a geometria do problema bem como o seu cálculo pelo método de equilíbrio limite. Segue-se a reprodução deste mesmo modelo agora no programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 2D (versão 8.5) e respectiva análise. São aplicadas inúmeras variações ao modelo base de modo a estudar a sua influência, iniciando-se por parâmetros relativos à modelação no programa de cálculo (peso da cortina, interface e largura de escavação), seguindo-se a flexibilidade da cortina, o ângulo de interface solo-estrutura (conjugado com a flexibilidade), a posição e a rigidez do apoio (também conjugados com a flexibilidade). As análises são repetidas estudando a influência das mesmas variações numa areia medianamente compacta, em detrimento da areia solta utilizada anteriormente.

No capítulo 4 apresentam-se curvas de dimensionamento que retratam o momento flector máximo na cortina e o esforço axial no apoio expressos de forma adimensional, baseados nos resultados obtidos com o programa de elementos finitos. Estudou-se ainda a dependência destas relações adimensionais de momento flector máximo na cortina e força no apoio em relação à profundidade da escavação. Por fim, foram comparados dois modos distintos para a consideração da flexibilidade da cortina.

As principais conclusões retiradas desta dissertação são apontadas no capítulo 5, assim como algumas críticas ao trabalho e considerações futuras respeitantes ao prosseguimento da investigação da temática.

No anexo A.1 apresentam-se os valores das curvas de dimensionamento do Capítulo 4 e, no anexo A.2 apresenta-se o estudo da influência da posição das fronteiras rígidas no programa de elementos finitos.

2

SÍNTESE DE CONHECIMENTOS SOBRE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS

2.1. INTRODUÇÃO

Em conformidade com a normalização europeia expressa através do Eurocódigo 7, uma estrutura de suporte flexível é definida como cortina, seja um muro ou parede (paramento colocado na face da escavação) de espessura relativamente reduzida, constituída por materiais como o aço, betão armado ou madeira, e suportada por ancoragens, escoras, lajes (elementos lineares de apoio quando instalados no interior do maciço atrás da parede e para o interior do corte, respectivamente) e (ou) pressões de terras passivas. Neste tipo de estruturas a resistência à flexão desempenha um papel principal na contenção enquanto que o peso próprio da estrutura não é significativo. Neste sentido, distinguem-se desta forma das estruturas de suporte rígidas, como os muros gravidade, nas quais o peso próprio da estrutura e, por vezes, o de massas estabilizantes de solo, de rocha ou de aterro de reenchimento, desempenham uma função significativa na contenção.

Note-se ainda que o facto de a estrutura de suporte flexível ser monoapoiada diz respeito a um único apoio estrutural, normalmente localizado próximo do topo da cortina, sendo indispensável a mobilização de determinada parcela do impulso passivo do solo do lado da escavação para manter a estabilidade. Este tipo de estruturas pode ainda ser autoportante, se for apenas encastrada no terreno, ou multiapoiada, se tem dois ou mais apoios ao longo da sua altura.

O tipo de estruturas de contenção referido experimenta em serviço deformações por flexão capazes de condicionar fortemente a grandeza e a distribuição das pressões de terras, consequentemente dos impulsos, momentos flectores e esforços transversos para que são dimensionadas.

As alterações na grandeza e na distribuição das pressões de terras que o maciço transmite à estrutura quando esta se deforma por flexão relacionam-se com o efeito de arco em solos. Para compreensão deste fenómeno cita-se o autor que o teorizou (Terzaghi, 1943): “Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se a resistência ao corte na zona de contacto da massa que tende a deslocar-se e da remanescente, tentando manter a primeira na posição inicial. Por esse motivo, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiveram imóveis (ou que se deslocaram menos ou, até, quase deslocaram contra o solo). É esta transferência de tensões que se designa por efeito de arco.”. Desta forma conclui-se com facilidade que uma maior concentração de pressões de

terras se encontre em torno do apoio e na zona em que a cortina se encontra enterrada, uma vez que aqui a estrutura sofre deslocamentos menores.

Da citação acima depreende-se ainda que as deformações por flexão da cortina não são exclusivamente responsáveis pela redistribuição de pressões pelo efeito de arco. O estado de tensão inicial instalado no solo, bem como as condições de apoio da estrutura têm uma importância fundamental na grandeza e distribuição das pressões de terras, em particular a posição e a rigidez dos elementos que asseguram o apoio estrutural, bem como os pré-esforços que possam estar neles instalados.

O sistema constituído pela estrutura de suporte flexível e o seu maciço envolvente compreende-se então altamente hiperestático, onde o estado de tensão-deformação é de difícil determinação pelas teorias clássicas da Mecânica dos Solos, embora estas teorias constituam uma referência fundamental na resolução deste tipo de problemas (Matos Fernandes, 1990). A necessidade de uma engenharia mais avançada levou ao desenvolvimento dos métodos de dimensionamento deste tipo de estruturas, onde inicialmente os métodos de natureza semi-empírica, baseados em observações de obras e (ou) modelos reduzidos, ganhou especial relevo. Mais tarde, e a par com o desenvolvimento informático, surge o método dos elementos finitos, o qual permite já efectuar com rigor uma análise da interacção solo-estrutura no que diz respeito a interdependência de pressões de terras, esforços mobilizados e deformações estruturais.

2.2. EXEMPLOS PRÁTICOS DE APLICAÇÃO

As estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas são sistemas com a função de suportar, conter e proteger solos, rochas e água. Daí a sua vasta aplicação pela necessidade da criação e do auxílio nessa criação, de infra-estruturas indispensáveis à sociedade actual. São diversas as aplicações e as funções deste tipo de estrutura, as quais se apresentam de seguida.

Em primeiro lugar referem-se as estruturas marítimas, fluviais e portuárias, como muros-cais, estes em contacto com terreno ou rocha e água onde o apoio é geralmente uma ancoragem, delimitação de lagos artificiais e ensecadeiras, utilizadas como estruturas provisórias para a construção de fundações e pilares *off-shore* onde o apoio utilizado é a escora.

Nas estruturas viárias e ferroviárias a sua necessidade e importância são fundamentais. Além das já referidas ensecadeiras que auxiliam na construção das fundações de pontes, estas obras verificam-se em passagens desniveladas, (encontros de pontes), “falsos” túneis (como ilustra a Figura 2.1) e contenção de taludes para protecção e alargamento da rede viária (na Figura 2.2) e ferroviária.



Fig. 2.1 – “Falso” túnel rodoviário (rotunda AEP - Porto)



Fig. 2.2 – Parede de contenção monoancorada (Via Rápida - Porto)

A nível urbano, a execução de fundações especiais de modo a preservar os edifícios ou infraestuturas existentes, a abertura de valas para colocação de tubagens, como ilustra a Figura 2.3, são também dois exemplos de aplicação deste tipo de estruturas.



Fig. 2.3 – Entivação de vala para colocação de condutas (www.imeco.at)

2.3. TIPOS E CARACTERÍSTICAS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS

2.3.1. GENERALIDADES

As estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas podem ser de diversos tipos, dependendo dos elementos de suporte, acima descritos, materiais empregues bem como do processo construtivo.

De entre os materiais utilizados na construção das cortinas monoapoiadas, o aço e o betão armado são os mais correntes devido à sua grande versatilidade, pois podem ser empregues numa ampla gama de estruturas, desde as mais simples até às mais complexas. A madeira, por sua vez, apresenta vantagens na redução do peso próprio estrutural, na economia e na facilidade de manuseamento e montagem. Este material é correntemente combinado com perfis metálicos funcionando como uma prancha.

O processo construtivo divide-se em dois tipos. A execução da cortina antes da escavação, ou seja, precedendo o início da escavação a parede encontra-se já construída, mediante cravação da cortina no terreno ou pela abertura de valas onde após estabilização são inseridos painéis de armaduras, ou paredes pré fabricadas, e se procede à betonagem. No que respeita a execução da cortina durante a escavação, à medida que se vai escavando a estrutura vai sendo construída por fases. Realce-se que pode ainda existir uma combinação dos dois tipos, como exemplo servem as cortinas tipo Berlim que serão ainda descritas neste capítulo.

São vários os factores que condicionam a escolha do tipo de estrutura de suporte flexível, cabendo ao projectista idealizar a situação final. Destacam-se entre estes factores a profundidade a escavar, as características geológicas e geotécnicas do terreno, e o carácter temporário ou definitivo da escavação. Para além da análise destes primeiros factores, o projectista deverá ter em conta ainda outras condicionantes como a posição do nível freático, a envolvente da obra, a ponderação do tempo de cada fase construtiva, os materiais e os equipamentos para realização da obra, o espaço para movimentação de máquinas, entre outros.

Após uma análise cuidada destes factores, cabe ao projectista a escolha do tipo de estrutura mais adequada a adoptar. De entre as estruturas de suporte flexíveis correntes incluem-se os seguintes tipos:

- cortinas tipo Berlim;
- cortinas de estacas moldadas;
- paredes moldadas de betão armado;
- cortinas de estacas-prancha de aço

2.3.2. CORTINAS TIPO BERLIM

As cortinas tipo Berlim são das estruturas de suporte de terras mais antigas a serem utilizadas em escavações profundas, sendo empregues com sucesso desde os finais do século XIX na construção do Metro em cidades como Nova York, Berlim e Londres.

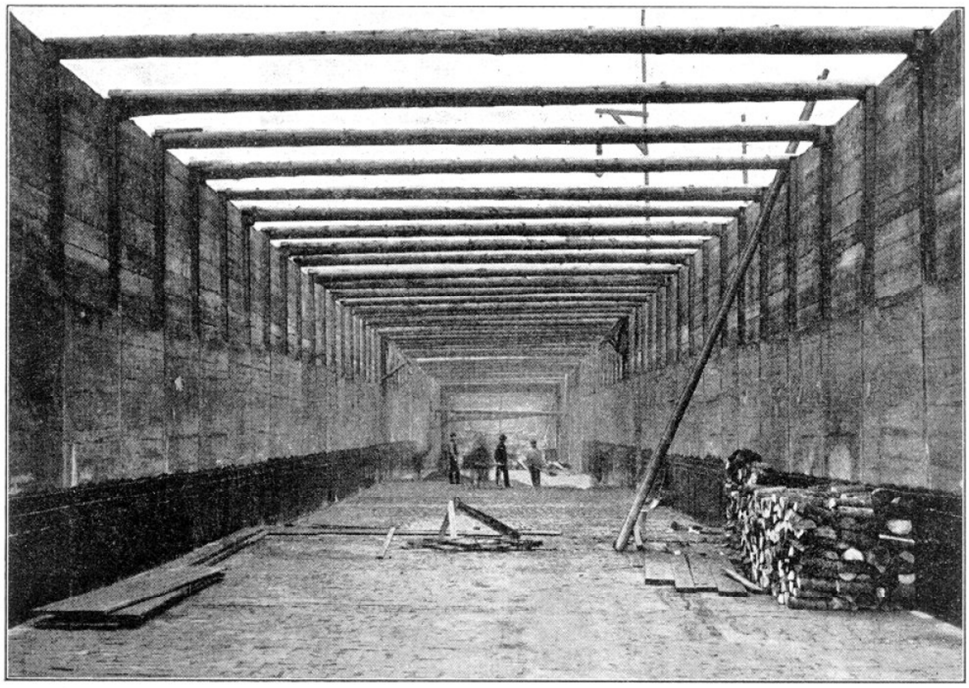


Fig. 2.4 - Cortina tipo Berlim monoapoiada (metro de Berlim -1958)

Neste tipo de cortinas são utilizados perfis metálicos verticais inseridos no solo, tipicamente perfis HEB e INP com um espaçamento uniforme entre 1,5 e 3,5 metros, e pranchas de madeira horizontais dispostas umas sobre outras como ilustram as Figuras 2.4 e 2.5.

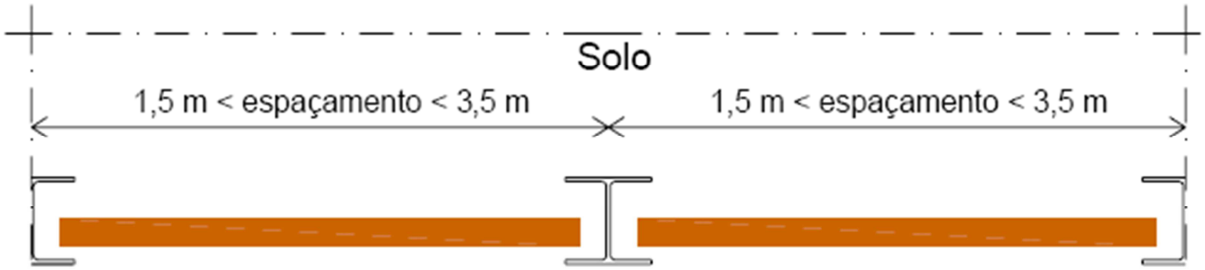


Fig. 2.5 - Perfil de cortina tipo Berlim

A construção deste tipo de cortinas inicia-se com a colocação dos perfis metálicos. À medida que a escavação avança vão sendo aplicadas as pranchas de madeira e seguidamente o espaço entre as pranchas de madeira e o maciço é devidamente preenchido.

Este tipo de estrutura de contenção é utilizado habitualmente em escavações de carácter provisório onde as principais vantagens residem na economia e na facilidade de construção, descartando a necessidade de tecnologias e mão-de-obra especializadas. Contudo, durante a execução o terreno deve autosustentar-se antes da aplicação das pranchas de madeira, o desempenho mediante níveis freáticos elevados é fraco e a profundidade de escavação possível é bastante limitada.

Em alternativa aos perfis metálicos podem ser utilizados tubos circulares metálicos e colunas em betão armado (Caputo, 1975). Podem também ser utilizados painéis de betão armado em alternativa às pranchas de madeira aumentando deste modo a resistência da estrutura e dotando-a de um carácter

permanente, são as chamadas paredes tipo Berlim definitivas, como mostra a Figura 2.6. Em contrapartida a estas alterações, naturalmente o preço da estrutura aumenta.



Fig. 2.6 - Cortina tipo Berlim definitiva – Campo Pequeno (Lisboa)

2.2.3. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

As cortinas de estacas moldadas de betão armado são constituídas por estacas e por uma viga de coroamento que as une no topo, como mostra a Figura 2.7. Este tipo de estrutura é realizado anteriormente à escavação, onde inicialmente são realizadas as estacas pelos métodos correntes (perfuração, estabilização do terreno, colocação da armadura e betonagem), procede-se com a escavação até ao nível necessário para realização da viga de coroamento, e por fim, realiza-se o resto da escavação (normalmente os apoios instalam-se na viga de coroamento, contudo não é excepcional a sua localização entre as estacas).

A cortina de estacas moldadas é utilizada como uma estrutura de carácter permanente e para contenção de profundidades consideráveis. As principais vantagens desta estrutura residem na possibilidade do estudo geotécnico do terreno através de amostras de solos atravessados para comparação como os dados admitidos em projecto, exequibilidade a grande profundidades e numa ampla gama de diâmetros para a sua construção. Em contrapartida, existe dificuldade em manter a verticalidade na execução das estacas (sublinhe-se o facto de que para grandes profundidades um pequeno desvio à superfície pode resulta num grande desvio no fundo), e a necessidade de tecnologias e mão-de-obra especializadas.



Fig. 2.7 - Cortina de estacas monoapoiada (www.terraingeotech.com)

Por fim, importa referir ainda uma distinção dentro das cortinas de estacas moldadas com base no afastamento entre as estacas. Este tipo de estrutura subdivide-se em cortinas de estacas moldadas secantes, tangentes e espaçadas, conforme estas se intersectem, sejam tangentes ou espaçadas umas das outras, respectivamente. A utilização destas diferentes soluções tem como objectivo controlar os problemas que possam advir da coesão do solo, da posição do nível freático e da estanquidade exigida para a obra a realizar, ou seja, controlar a permeabilidade aumentando, diminuindo ou anulando o espaçamento entre as estacas. As secções transversais destas diversas soluções encontram-se ilustradas nas Figuras 2.8, 2.9 e 2.10.

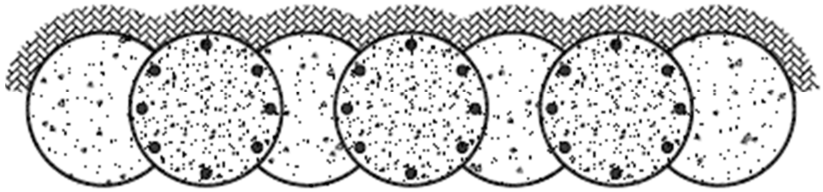


Fig. 2.8 – Secção de cortina de estacas secantes (adaptado de Meireles & Martins, 2006)



Fig. 2.9 – Secção de cortina de estacas tangentes (adaptado de Meireles & Martins, 2006)

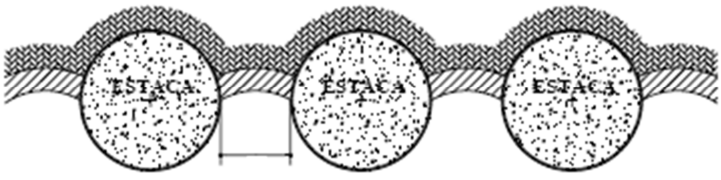


Fig. 2.10 – Secção de cortina de estacas espaçadas (adaptado de Meireles e Martins, 2006)

Atente-se na particularidade da construção da cortina de estacas secantes onde inicialmente se realizam as estacas primárias não armadas (geralmente numa classe de betão inferior para uma maior facilidade de perfuração), e antes que o betão destas atinja uma resistência elevada, são perfuradas para a construção das estacas secundárias, estas já armadas, resultando no sistema final da Figura 2.8.

2.3.4. Paredes Moldadas de Betão Armado

As paredes moldadas de betão armado, ilustradas na Figura 2.11, surgem em Itália por volta de 1950, sendo patenteadas pelos professores Veder e Marconi em 1952 e 1953, respectivamente, como uma evolução das cortinas de estacas moldadas tangentes e secantes (Costet & Sanglerat, 1975).



Fig. 2.11 – Parede moldada em betão armado monoapoiada (www.stroyinject.com)

A parede de contenção é construída previamente à escavação, sem cofragem, desde a superfície do terreno mediante a abertura de uma vala ao longo do eixo da parede (rectilíneo ou curvilíneo), o qual é estabilizado com lama bentonítica (estabilizador mais corrente, contudo podem ser utilizados outros tipos diferentes). De seguida insere-se a armadura e inicia-se a betonagem de baixo para cima levando à expulsão progressiva da lama bentonítica e dando origem à parede final. Apresenta-se na Figura 2.12 um esquema resumo deste método construtivo. A espessura das paredes varia usualmente entre 0,40 e 1,20 metros e a profundidade habitual situa-se entre os 15 e os 30 metros. Atente-se que estes valores para a profundidade não são de modo algum uma fronteira. De facto, a profundidade susceptível de ser atingida é limitada apenas pelos meios disponíveis para a sua execução (tenha-se como exemplo a barragem de La Villita no México onde foram atingidas profundidades de 90 metros).

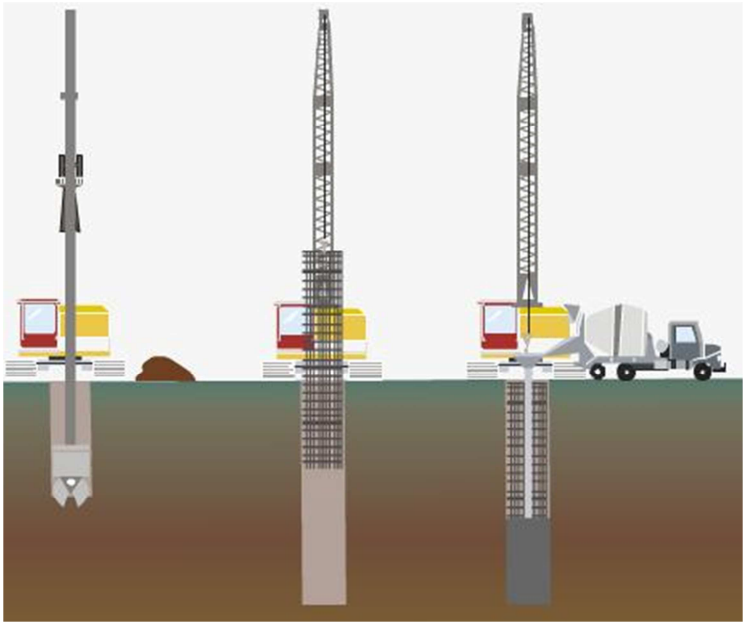


Fig. 2.12 – Esquema construtivo de paredes moldadas em betão armado (www.fundesp.com.br)

Para além da sua função estrutural de contenção de terras, estas estruturas podem ainda funcionar com elementos de fundação de elevada resistência vertical, por exemplo em caves de edifícios. A impermeabilização e estanquidade são também outras funções destas paredes uma vez que impedem, ou dificultam, a penetração da água para o interior da escavação em terrenos com o nível freático elevado. A utilização desta solução tem como principais vantagens a grande profundidade susceptível de ser atingida, a versatilidade (uma vez que pode ser utilizada em quase qualquer circunstância), a impermeabilização e estanquidade, e a contenção eficaz dos terrenos circundantes. Em contrapartida requer mão-de-obra e tecnologias especializadas, um espaço grande de estaleiro, necessita de todo o tratamento relativo as lamas bentoníticas e apresenta um custo mais elevado.

Ademais, importa ainda referir que estas estruturas podem ser realizadas simplesmente em betão quando a sua função é essencialmente a impermeabilização e estanquidade, solução tipicamente adoptada em situações onde não é possível baixar o nível freático, como é o caso de algumas obras em barragens, em que as resistências mecânicas necessárias são muito baixas.

2.3.5. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA DE AÇO

As estacas-prancha são secções pré fabricadas de aço, que se cravam (por percussão ou vibração) no solo formando por justaposição sequencial das juntas das secções adjacentes as cortinas, planas ou curvas, destinadas a servirem de obras de retenção de água ou terrenos.

As estacas-prancha em aço são usadas correntemente, pois além da vantagem económica, existe uma grande variedade de secções transversais com uma larga gama de resistências. Em Portugal os perfis mais comuns são os Larssen em forma de U. Estes perfis, exemplificados na Figura 2.13, são fabricados com grande rigor sendo assim possível obter peças de características geométricas e estáticas com grande homogeneidade. As pranchas de aço além de serem de mais fácil cravação e apresentarem boa estanquidade, podem também ser reutilizadas. Este sistema é normalmente adoptado em casos de alturas consideráveis, tornando-se anti-económico para obras de menor vulto. As contrapartidas do uso deste material são comuns a todos os outros, havendo dificuldade de penetração

no caso de terrenos mais rijos, dificuldade em manter a verticalidade e risco de dano no perfil na cravação. Destaque-se ainda a particularidade da corrosão ser um problema ao qual se deve dar especial atenção quando a cortina está em contacto permanente com a água, como no caso de muros-cais, ilustrado na Figura 2.14.

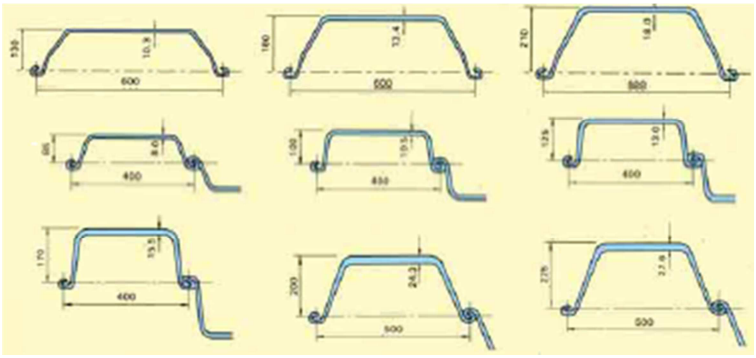


Fig. 2.13 – Perfis de estacas-prancha em aço – catálogo Nippon Steel Corporation

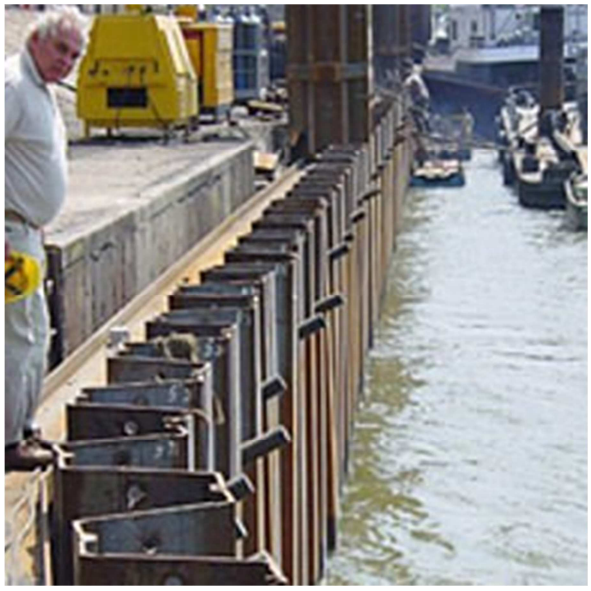


Fig. 2.14 – Muro-Cais em cortina de estacas-prancha monoapoiada (www.archiexpo.com)

A título de curiosidade deixa-se a nota de que outros materiais podem ainda ser encontrados para esta solução de estruturas de suporte flexíveis, nomeadamente o plástico, naturalmente com características especiais que podem ser controladas com a tecnologia adequada.

Por fim, e de um modo geral, refira-se que esta solução de cortinas de estacas-prancha não será ideal para escavações urbanas, uma vez que a sua instalação provoca um nível elevado de ruído e vibrações no solo.

2.4. MÉTODOS PRIMITIVOS DE CÁLCULO

2.4.1. GENERALIDADES

Os métodos designados de primitivos correspondem àqueles que eram utilizados no cálculo de estruturas de suporte de terras até à década de 50. Estes métodos usavam as teorias clássicas de

pressões de terras de Rankine e Coulomb, diferindo essencialmente no tipo de apoio considerado no pé da cortina e na introdução da segurança. Designam-se por *fixed earth support method* e *free earth support method*, consoante admitem a existência ou inexistência de encastramento na base da cortina, respectivamente. Ambos os métodos têm como objectivo determinar a altura enterrada da cortina, "d", a distribuição de momentos e respectivo momento máximo, "M_{max}", e a força no apoio, "F_a" para o posterior dimensionamento estrutural.

Esta metodologia para o cálculo de estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas considera os seguintes aspectos (Matos Fernandes, 1983):

- mobilização dos estados de equilíbrio limite em ambos os lados da cortina;

- a cortina é apoiada na ancoragem, escora ou laje e no seu pé, onde o apoio admitido pode ser um apoio simples ou um encastramento;

- a cortina é analisada como uma viga solicitada pelas pressões do solo.

Na Figura 2.15 apresentam-se estes dois métodos de cálculo.

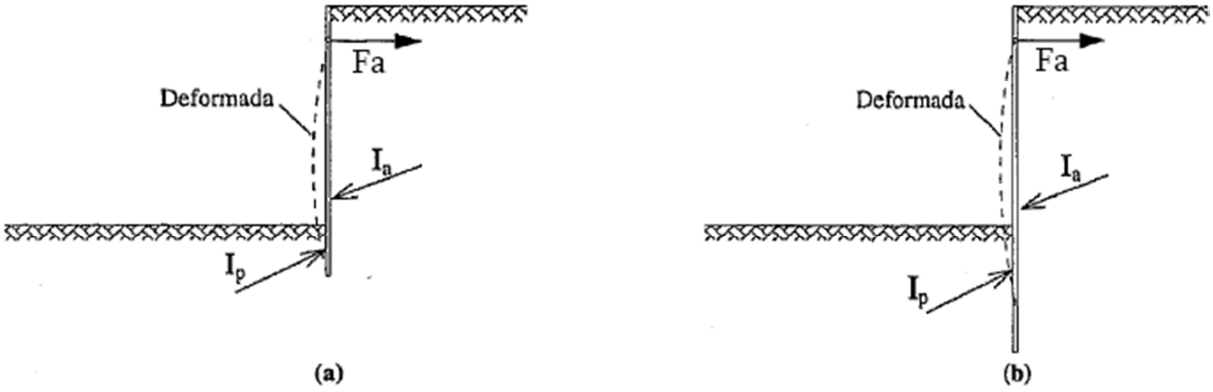


Fig. 2.15 – Métodos clássicos de cálculo: (a) *free earth suppot method*; (b) *fixed earth support method* (adaptado de Vieira, 1997)

Neste capítulo apresenta-se o desenvolvimento apenas do método que admite a inexistência de encastramento no pé da cortina por ser de importância acrescida no desenvolvimento deste trabalho, em detrimento do método que admite a existência de encastramento.

2.4.2. MÉTODO QUE ADMITE A INEXISTÊNCIA DE ENCASTRAMENTO - "FREE EARTH SUPPORT METHOD"

2.4.2.1. Metodologia de cálculo

Neste método de cálculo considera-se que as condições impostas pelo solo não permitem a existência de momentos negativos na parte enterrada da estrutura, o que equivale a considerar a estrutura com um apoio simples no seu pé. Deste modo, admitindo que se estabelecem os estados de equilíbrio limite activo e passivo, começa-se por determinar os diagramas de pressões activas e passivas segundo as teorias clássicas. Um esquema representativo desta metodologia encontra-se ilustrado na Figura 2.16.

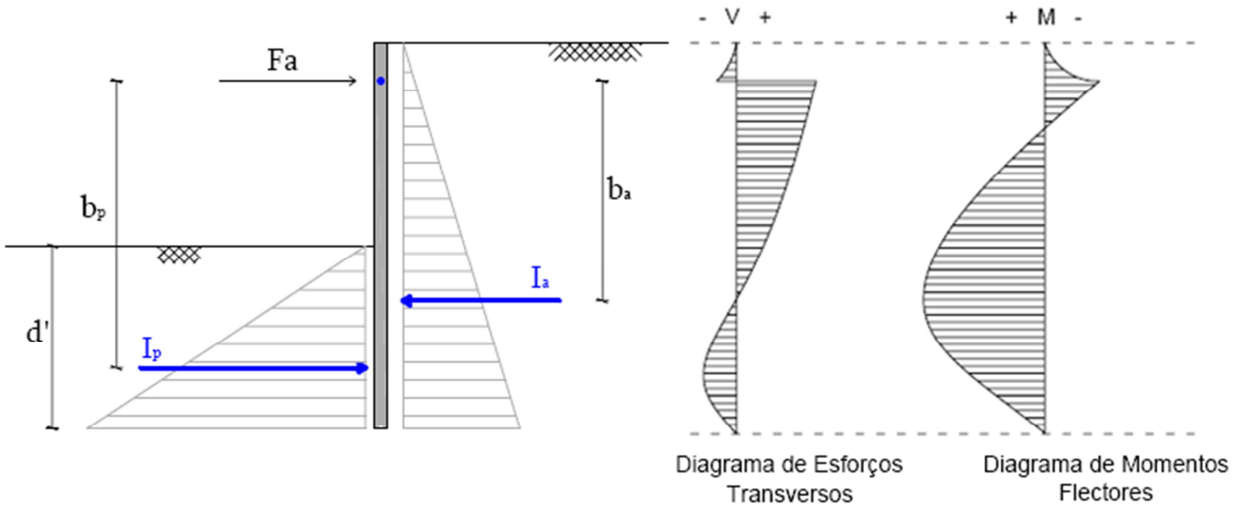


Fig. 2.16 – Free earth suppot method: esquema de pressões, forças e diagramas de esforços (adaptado de Sousa, 2008)

De seguida, procede-se à determinação da altura enterrada mínima correspondente à situação de equilíbrio limite, d', através da equação de equilíbrio de momentos:

$$\sum M_{apoio} = 0 \Leftrightarrow I_a * b_a - I_p * b_p = 0 \tag{2.1}$$

onde I_a e I_p representam o impulso activo e passivo e b_a e b_p os braços destes em relação ao ponto de apoio perto do topo, respectivamente, que se desenvolve numa equação de terceiro grau cuja resolução fornece o valor de d'.

Os impulsos activo e passivo obtêm-se através do valor da altura enterrada mínima d'. A força no apoio, F_a, traduz-se como a diferença entre os dois impulsos, determinando-se através da equação de equilíbrio em termos de forças horizontais:

$$\sum F_x = 0 \Leftrightarrow F_a = I_a - I_p \tag{2.2}$$

Conhecidas agora a geometria e todas as forças actuantes na cortina facilmente se determinam os diagramas de momentos flectores e de esforço transverso, tornando então possível o dimensionamento da sua secção.

A facilidade de cálculo através deste método é bastante apelativa à sua utilização para o dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis. Contudo, este fornece soluções demasiado conservativas, pois apresenta valores de momentos flectores bastante superiores aos verificados em serviço.

2.4.2.2. Introdução da segurança

A altura enterrada da cortina, a sua secção e a força de dimensionamento do apoio a adoptar devem ter em conta a introdução da segurança. Para tal devem ser estudadas as várias formas de introduzir a segurança no dimensionamento. Hoje em dia são consideradas cinco formas de a introduzir, três delas tradicionais e outras duas recentes uma vez que se encontram definidas no Eurocódigo 7.
As metodologias tradicionais de introdução de segurança são:

- majoração da altura enterrada mínima em 70% e dos esforços em 35% (Tschebotarioff, 1973);

- divisão do impulso passivo por um coeficiente de segurança, F_p, compreendido entre 1,5 e 2 e majoração dos esforços em 35%;

- divisão da soma algébrica das pressões activas e passivas respeitantes ao solo abaixo da base da escavação por um coeficiente de segurança, F_{np}, de valor igual a 2 e majoração dos esforços em 35%; esta metodologia foi proposta por Burland et al (1981) como aperfeiçoamento à anterior; as solicitações consideradas são apenas as pressões originadas pelo solo acima da base de escavação, sendo estas equilibradas pelo apoio estrutural e pela resistência do terreno abaixo da base escavação; uma vez que esta resistência é favorável à estabilidade, é afectada pelo coeficiente de segurança F_{np}.

As metodologias de introdução de segurança que correspondem à minoração dos impulsos referem-se somente àqueles provocados pelo solo e não a impulsos da água que possam ser gerados devido à presença do nível freático.

No Quadro 2.1 apresenta-se um resumo dos métodos tradicionais de introdução de segurança.

Quadro 2.1 – Coeficientes de segurança tradicionais

Método	F_p / (*F_{np})	Coef. Segurança Global	
		Esforços	d’
Tchebotarioff	1,00	1,35	1,70
Coef. Passivo	2,00	1,35	1,00
Burland et al.	2,00*	1,35	1,00

As metodologias recentes de introdução de segurança do Eurocódigo7 (EC7) foram estudadas por Silva (2007) que expõe de uma forma concisa, como se demonstra em seguida, as abordagens de cálculo preconizadas neste regulamento.

O EC7 preconiza três abordagens de cálculo para a introdução da segurança em estruturas geotécnicas, representadas simbolicamente por:

$$A_n + M_n + R_n \tag{2.1}$$

onde “A” representa o coeficiente parcial de segurança aplicado às acções (γ_F) ou aos efeitos das acções (γ_E), “M” o coeficiente parcial de segurança aplicado aos parâmetros de resistência do solo (γ_M), e “R” o coeficiente de segurança parcial aplicado às resistências (γ_R).

No anexo A do EC7 encontram-se os valores recomendados para estes coeficientes, resumidos criteriosamente nos Quadros 2.2, 2.3 e 2.4, embora posteriormente no Documento Nacional de Aplicação sejam especificados os valores adoptados por cada país.

Os coeficientes de segurança parcial aplicados às resistências (γ_R) dependem do tipo de obra, apresentando-se no Quadro 2.4 apenas aqueles referentes às estruturas de suporte de escavações.

Quadro 2.2 – Coeficientes parciais de segurança relativos às acções (γ_F) ou aos efeitos das acções (γ_R)

Acção		Símbolo	Coeficientes	
			A_1	A_2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Quadro 2.3 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos parâmetros de resistência do solo (γ_M)

Parâmetro do solo	Símbolo	Coeficientes	
		M_1	M_2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas*	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{Cu}	1,00	1,40
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,00	1,40
Peso volúmico	γ_γ	1,00	1,00

*factor aplicado a tan(φ')

Quadro 2.4 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos parâmetros de resistência (γ_R) para estruturas de suporte

Capacidade resistente	Símbolo	Coeficientes		
		R1	R2	R3
Resistência ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R;v}$	1,00	1,40	1,00
Resistência ao deslizamento	$\gamma_{R;h}$	1,00	1,10	1,00
Resistência passiva de terras	$\gamma_{R;e}$	1,00	1,40	1,00

São especificadas três abordagens de cálculo que conjugam de maneira diferentes os coeficientes parciais de segurança para que não ocorra um estado limite de rotura ou deformação excessiva.

Para a Abordagem de Cálculo 1, adoptada em Portugal, existem duas combinações. A Combinação 1 é definida por:

$$A_1 + M_1 + R_1 \tag{2.2}$$

Esta combinação tem o intuito de proporcionar a segurança relativamente às possíveis variações das acções desfavoráveis e os seus efeitos correspondentes aos valores característicos respectivos, mantendo inalterados os parâmetros geotécnicos.

A Combinação 2 define-se como:

$$A_2 + M_2 + R_1 \tag{2.3}$$

Esta combinação pretende acautelar a segurança relativamente às possíveis variações dos parâmetros geotécnicos correspondentes aos valores característicos respectivos, mantendo inalteradas as acções permanentes.

A Abordagem de Cálculo 2 apresenta somente a seguinte combinação:

$$A_1 + M_1 + R_2 \tag{2.4}$$

Esta combinação majora as acções ou os efeitos das acções e minora as resistências, mantendo inalterados os parâmetros geotécnicos

A Abordagem de cálculo 3 apresenta também apenas uma combinação:

$$(A_1 \; ou \; A_2) + M_1 + R_2 \tag{2.4}$$

onde A_1 é utilizado para valores das acções provenientes da estrutura e A_2 para valores provenientes do solo ou transferidas a partir deste. Atente-se na particularidade do caso de estruturas de suporte onde não existam cargas provenientes de estruturas adjacentes como sobrecargas ou outras, esta abordagem de cálculo iguala-se à Abordagem de Cálculo 1 para a Combinação 2, pois o coeficiente de segurança parcial R_1 é igual ao R_3.

Silva (2007) apresenta um estudo paramétrico para cortinas autoportantes e monoapoiadas onde compara os métodos tradicionais de introdução de segurança com as metodologias mais recentes do Eurocódigo 7, como haviam realizado de uma forma semelhante Vieira & Matos Fernandes (2000, 2002), embora para a primeira versão do Eurocódigo 7. Este estudo consistiu na comparação dos esforços estruturais, nomeadamente o momento flector e a força no apoio, e da altura enterrada da cortina obtidos através dos métodos de equilíbrio limite para as metodologias de introdução de segurança tradicionais e do Eurocódigo 7. Estes resultados foram expressos através de curvas confrontando as grandezas adimensionais d/h, $M_{max}/(\gamma h^3)$ e $F_a/(\gamma h^2)$ com o ângulo de atrito do solo, φ'. Uma das conclusões já obtidas por Vieira & Matos Fernandes (2000) foi a independência das duas primeiras grandezas referidas da profundidade de escavação, h, para solos homogéneos e incoerentes quando o nível freático se localiza a grande profundidade, na base de escavação e à superfície atrás da cortina e ao mesmo tempo na base de escavação à frente da cortina. A relação correspondente à força no apoio foi inserida por Silva (2007), que também revela as mesmas dependências observadas nas

anteriores. De facto, verificaram que estas grandezas dependiam apenas do ângulo de atrito do solo, φ', e do ângulo de interface solo-estrutura, δ. Apresenta-se na Figura 2.17 um exemplo das curvas obtidas por Silva (2007) para uma cortina monoapoiada com o nível freático a grande profundidade.

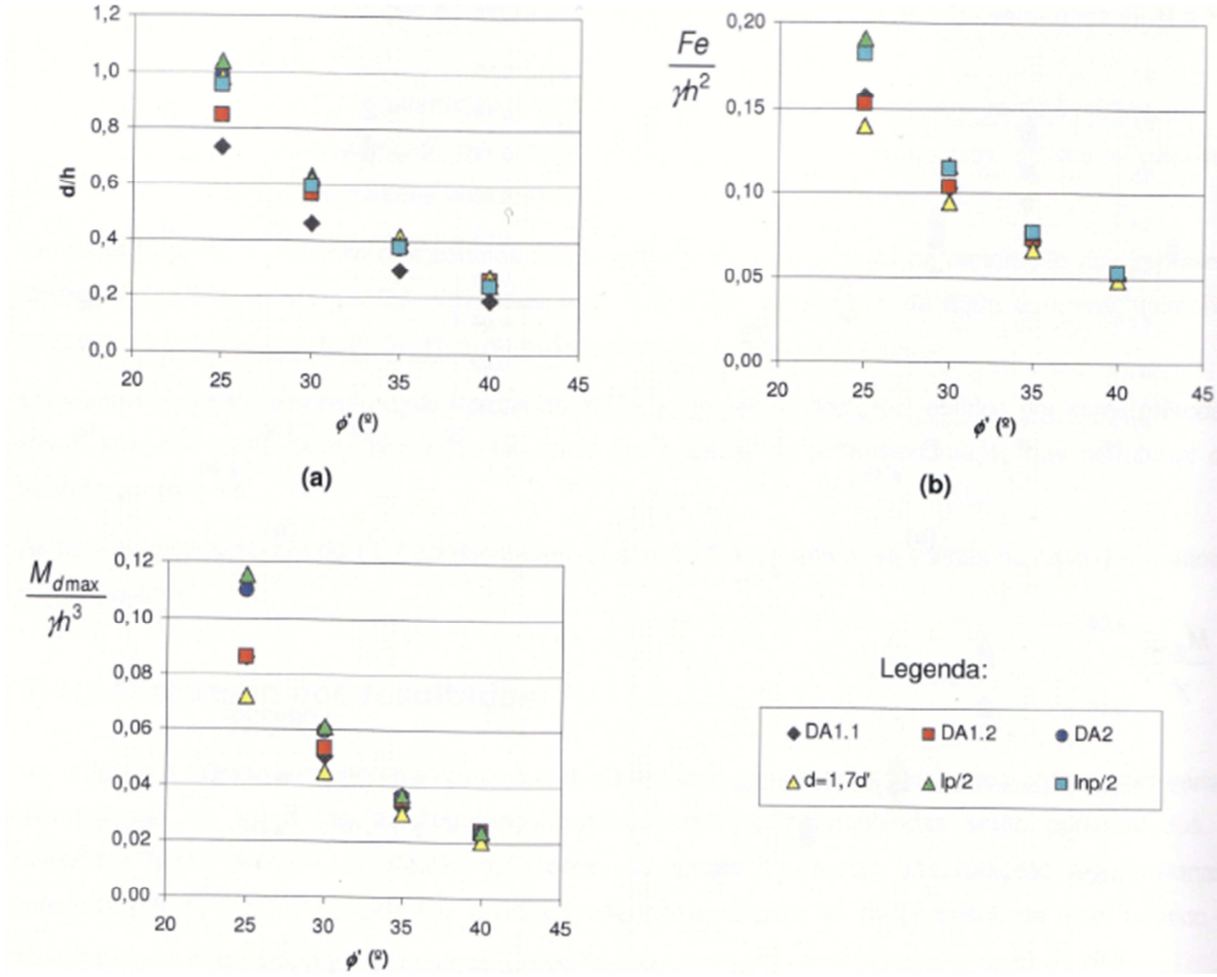


Fig. 2.17 – Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e δ=2/3φ' (Silva, 2007)

2.5. MÉTODOS CLÁSSICOS DE CÁLCULO

Consideram-se métodos clássicos aqueles que resultaram de uma revisão global dos métodos de cálculo realizada no fim da década de 40 e início da década de 50. Estes métodos constituíram um avanço notável no cálculo de estruturas flexíveis monoapoiadas de tal modo que actualmente ainda são ensinados e utilizados. Neste progresso destacam-se os autores Tschebotarioff, (1951), e Rowe, (1952), cujos métodos foram formulados com base em ensaios em modelo reduzido, e Brinch Hansen, (1953), cujo método fora formulado por via teórica, (método mais complexo). Contudo serão apenas descritos os métodos de Tschebotarioff e Rowe dada a sua maior aplicação prática e importância para a dissertação. Deixa-se ainda como nota que a redistribuição das tensões do solo, ou seja, a consideração do efeito de arco é transversal a todos estes autores pois é fundamental como base na orientação do pensamento e teorização.

2.5.1. MÉTODO DE TSCHEBOTARIOFF

O engenheiro russo Tschebotarioff foi pioneiro nas contribuições para o cálculo das estruturas flexíveis monoapoiadas na década de 50. Tschebotarioff realizou várias experiências em modelos à escala reduzida destas estruturas (utilizando solos granulares e ancoragens como apoios), entre 1943 e 1949 na Universidade de Princeton, a partir das quais expôs os resultados das suas investigações a partir de 1948, resumindo-os em 1951 na primeira edição do seu tratado clássico de Mecânica dos Solos.

Segundo Matos Fernandes (1981) são vastas e de grande importância as conclusões retiradas pelo autor, sendo que, entre estas podem destacar-se essencialmente as seguintes:

- atrás da cortina a distribuição de pressões é aproximadamente triangular, conforme a teoria clássica de Coulomb, decrescendo apenas na proximidade da base de escavação, decréscimo este que foi interpretado pelo autor como resultado da transferência de tais tensões para o solo situado abaixo daquela zona;

- na parte superior da cortina junto da ancoragem a concentração de tensões laterais é anulada por uma deformação mínima da ancoragem tornando imprudente a sua consideração em projecto;

- na frente da cortina o diagrama de distribuições de pressões é distinto do triangular assumido na teoria clássica de Coulomb, encontrando-se consequentemente o centro de impulso passivo muito mais próximo da base de escavação.

A partir destas conclusões, com especial atenção na última, o autor notou que o momento flector se anulava na proximidade da base de escavação, implicando que o momento flector máximo verificado fosse menor que aquele obtido pelos métodos primitivos que admitem uma distribuição de pressões de terras triangular em ambos os lados da cortina.

Foi proposto um método de cálculo pelo autor que se destaca pela consideração de uma articulação na base de escavação, o que representa essencialmente uma simplificação do método da viga equivalente de Blum (método não abordado no presente trabalho), e acima desta uma distribuição de pressões triangulares.

O método, ilustrado na Figura 2.18, consiste em estabelecer uma altura enterrada da cortina, d, igual a 43% da profundidade de escavação, h, o que corresponde a aplicar um coeficiente de segurança igual a 2 aos impulsos passivos e a coincidir o ponto de momento flector nulo com a base de escavação. Deste modo, a força na ancoragem e o diagrama de momentos flectores são facilmente calculados já que o problema se torna isostático. O cálculo dos momentos flectores abaixo da base de escavação não é efectuado uma vez que o momento máximo se verifica sempre acima desta.

Apesar de ser um método bastante prático a sua aplicação não foi generalizada uma vez que a adequação do método a condições distintas dos ensaios praticados pelo autor era questionável, dado o seu carácter sumariamente empírico, e à divulgação nos anos seguintes de métodos mais elaborados, como por exemplo o método de Rowe, seguidamente explanado.

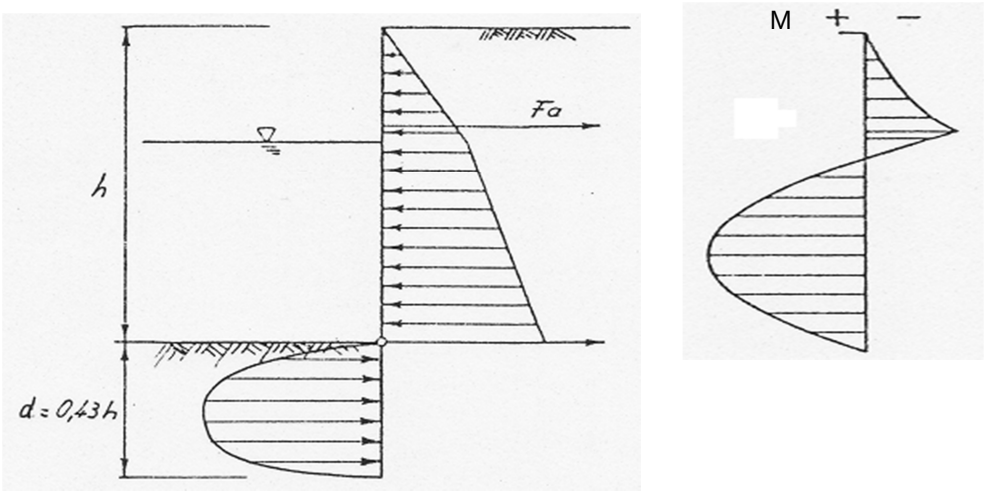


Fig. 2.18 – Método de Tschebotarioff (1951)

2.5.2. MÉTODO DE ROWE

No ano de 1952 P.W. Rowe inicia uma série de publicações que viriam a revolucionar o dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis ao estabelecer pela primeira vez a dependência entre o momento flector máximo actuante e a flexibilidade da cortina. Através de diversos e laboriosos ensaios e simulações de situações de interesse prático o autor desenvolveu um método de dimensionamento que consiste essencialmente na correcção do momento flector máximo actuante na cortina calculado segundo o *free earth support method*, com o objectivo de uma aproximação mais real do verdadeiro comportamento deste tipo de estruturas bem como um dimensionamento mais económico.

Numa primeira fase dos seus trabalhos (baseados em ensaios à escala reduzida de cortinas de estacas-prancha em aço monoancoradas em terrenos granulares), Rowe observou uma redução de momentos flectores actuantes na cortina devida à forma da distribuição de pressões passivas distinta da triangular de Coulomb, e uma distribuição de pressões activas triangulares, corroborando as conclusões de Tschebotarioff.

As principais conclusões destes ensaios laboratoriais foram representadas na Figura 2.19.

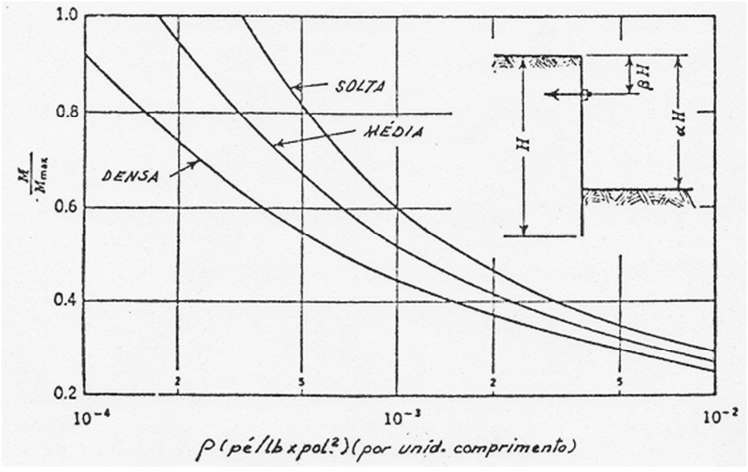


Fig. 2.19 – Relação entre a percentagem de momento máximo actuante na cortina e a sua flexibilidade para três compacidades distintas de areias (Rowe, 1952) (adaptado de Matos Fernandes, 1981)

Segundo Rowe, os seus modelos laboratoriais são válidos para os parâmetros β, percentagem da altura total da cortina correspondente à profundidade do apoio, α, percentagem da altura total da cortina correspondente à profundidade de escavação, q/γH, onde q é a sobrecarga uniforme do terreno, γ o peso volúmico do solo e H a altura da cortina, e ρ, o número de flexibilidade. Este último parâmetro representa a flexibilidade da cortina e é definido pela equação:

$$\rho = H^4 \,/\, (E_p I) \tag{2.5}$$

onde E_p é o módulo de Young do material constituinte da cortina e I o seu momento de inércia.

Como se pode verificar pela análise da Figura 2.19, para cortinas de rigidez muito elevada o momento flector é praticamente independente de ρ. Nestes casos o autor observou que a deformação por flexão da cortina na linha de dragagem era pequena e que o movimento da parte enterrada era praticamente de translação, deste modo as pressões de terras passivas apresentam-se concordantes com as triangulares teóricas de Coulomb ficando o centro de impulso passivo a uma distância de cerca de um terço da altura enterrada da cortina.

Por outro lado, quando é excedido um determinado valor de ρ, designado por número de flexibilidade crítico, ρ_c, inicia-se a redução do momento flector com o aumento do número de flexibilidade, onde valores na ordem dos 30% do momento máximo são atingíveis. Este número de flexibilidade crítico é praticamente independente dos parâmetros α, β e q/γH para a gama de valores mais correntes, contudo aumenta com o decréscimo da compacidade da areia. Nestes casos, e quanto mais flexível se torna a cortina, o movimento da parte enterrada desta aproxima-se cada vez mais de um movimento de rotação em torno de um ponto abaixo da base de escavação, ou seja, a cortina sofre deslocamentos cada vez maiores ao nível da base de escavação e cada vez menores abaixo desta. Este tipo de deformação da cortina provoca a alteração da distribuição triangular de pressões passivas, aproximando o centro de impulso destas pressões da base de escavação.

Como o momento flector varia com o cubo da distância entre o apoio da cortina e o centro de impulso passivo, uma aproximação deste à base de escavação, ainda que pequena, provoca um decréscimo importante no momento flector.

Por observação da Figura 2.19 percebe-se também que para um determinado número de flexibilidade a redução do momento flector máximo é maior para os solos de maior compacidade relativa.

Uma outra conclusão importante do autor, apontada por outros como uma das grandes vantagens do seu método (Costet & Sanglerat, 1975), é a independência do decréscimo do momento flector dos parâmetros β, q, φ' e γ, com alguma influência, ainda que pouca, de α. Refira-se ainda que para as condições práticas correntes, os momentos flectores positivos desenvolvidos entre o apoio e a base de escavação são superiores aos momentos flectores negativos na parte enterrada da cortina.

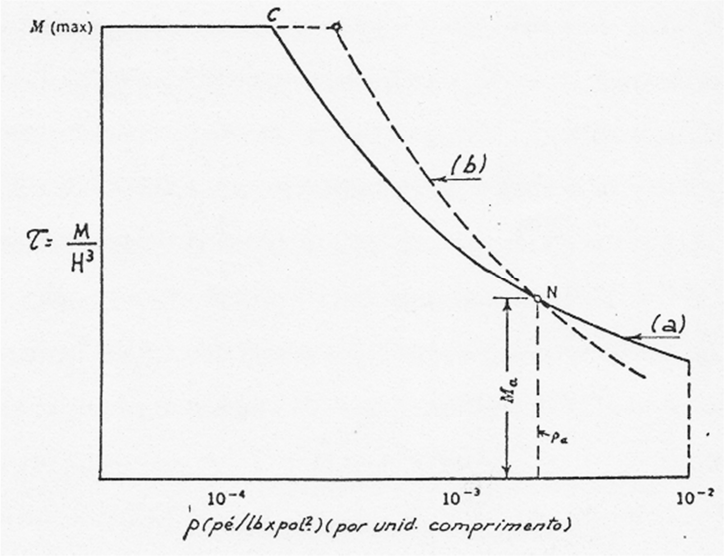


Fig. 2.20 – Determinação da secção ideal da parede pelo método de Rowe (1952) (adaptado de Matos Fernandes, 1981)

O dimensionamento da estrutura, ou seja, a determinação da sua secção, inicia-se com o traçar da "curva estrutural", curva (b) da Figura 2.20, onde se relaciona o número de flexibilidade ρ com a grandeza M/H^3, em que M corresponde ao momento flector máximo resistente da estrutura para um determinado ρ. Este momento M depende naturalmente da tensão admissível do material constituinte da cortina, do seu momento de inércia bem como da posição do seu eixo neutro. A razão pela qual se apresenta o momento M dividido pelo cubo da altura da cortina em função de ρ é a de eliminação dos efeitos escala. Como simplificação pode entender-se, *grosso modo*, que esta curva representa a resistência da cortina.

É ainda necessário traçar uma outra curva que relaciona o momento actuante na estrutura com o número de flexibilidade, ρ, denominada de "curva de serviço", curva (a) da Figura 2.20. Esta curva encontra-se truncada no topo por uma linha horizontal que representa o quociente entre momento máximo actuante calculado pelo *free earth support method* e o cubo da altura da cortina, M_{max}/H^3. Após atingir o número de flexibilidade crítico, ρ_c, a curva desenvolve-se como o produto entre a curva da Figura 2.19 correspondente à compacidade do solo em questão e a grandeza M_{max}/H^3. Como simplificação pode entender-se, *grosso modo*, que esta curva representa as acções que devem ser mobilizadas na cortina.

A intersecção das duas curvas equivale à igualdade entre os momentos flectores máximos actuante e resistente. Desta intercepção obtém-se o número de flexibilidade que fornecerá a secção que deve ser adoptada em projecto. Se for considerado um ρ do lado esquerdo à intercepção, a estrutura será sobredimensionada, uma vez que o momento resistente da cortina é superior ao actuante, e vice-versa. Ainda no seu trabalho de 1952, Rowe considera que deve ser aplicado um factor redutivo à força no apoio no que diz respeito ao seu cálculo pelo *free earth support method*. Contudo, mais tarde viria a desaconselhar esta consideração, como será explicado mais à frente.

Este seu primeiro trabalho mereceu a atenção de Terzaghi que o incluiu e complementou num artigo que publicou em 1953. Neste artigo Terzaghi trata de problemas como a altura enterrada da cortina, propondo um acréscimo de 20% dessa mesma altura, embora indique que este não deva ser considerado na determinação dos momentos flectores; acção de sobrecargas no terreno; percolação sob

a cortina; critérios de redução de momentos flectores para solos não contemplados por Rowe; métodos de introdução de segurança; força no apoio da cortina, considerando que esta não deva ser minorada quando calculada pelo *free earth support method*, uma vez que a distribuição real de pressões junto ao apoio pode ser superior à teórica triangular, que a força pode crescer com a aplicação e retirada sucessiva de sobrecargas e a influência da diferente cedência entre os elementos que constituem os apoios que são adjacentes, entre outras questões de interesse prático.

No ano de 1955, Rowe contribuiu com mais publicações para o estudo de cortinas monoapoiadas. Rowe (1955-a) apresenta um estudo onde inclui uma série de curvas estruturais para diferentes materiais de cortinas para situações de tensões de serviço, cedência e rotura.

Mais tarde, ainda no mesmo ano, Rowe (1955-b) publicou um estudo teórico do problema onde obteve curvas de redução de momentos flectores em função do número de flexibilidade concordante com os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais. Estas curvas foram obtidas através de uma análise elástica e um tratamento matemático exigente, admitindo um módulo de reacção de crescimento linear com a profundidade. Por observação destas curvas pode concluir-se que a redução do momento flector máximo para os valores correntes de β e q não varia mais de 3% para um valor fixo de α, e que para um intervalo de penetração geralmente necessária, variação de α entre 0,65 e 0,75, a redução do momento flector máximo não ultrapassa os 10%, quer superiores quer inferiores, para uma curva correspondente ao valor médio de α igual a 0,7.

No que pode ser considerada como a segunda fase de estudos deste autor, Rowe (1956-a) conclui que não só a distribuição de pressões passivas na cortina é diferente da triangular, mas também a distribuição de pressões activas, o que comporta diferenças bastante significativas ao modo de pensar para este tipo de estruturas, como mostra a Figura 2.21.

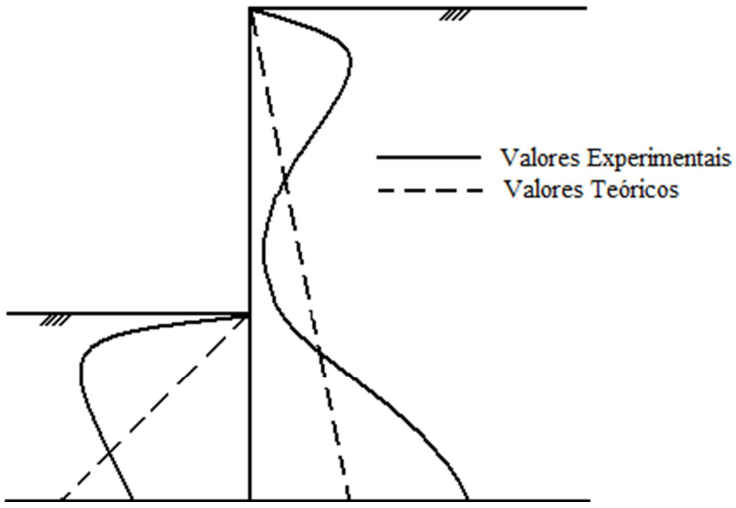


Fig. 2.21 – Distribuição de pressões consideradas por Rowe

Ao contrário dos ensaios realizados em 1952, nestes novos ensaios o autor permitiu apenas uma deformação elástica da ancoragem, inferior a 0,001H. Esta diferença, que veio a tornar-se fundamental, mostrou que as pressões de terras activas se concentravam acima e ao nível do apoio e que as mesmas pressões entre o apoio e a linha de dragagem eram reduzidas.

Por efeito de diferentes deslocamentos ao longo da cortina, as pressões de terras vão-se redistribuindo. Na Figura 2.22 apresenta-se um esquema ilustrativo da interacção solo-estrutura onde se verifica uma concentração de pressões nas zonas onde os deslocamentos são menores, junto do apoio e na parte

inferior, e uma redução nas zonas de deslocamentos maiores, zona entre o apoio e a linha de dragagem. Este fenómeno põe em evidência a grande importância do "efeito de arco" em solos descrito por Terzaghi.

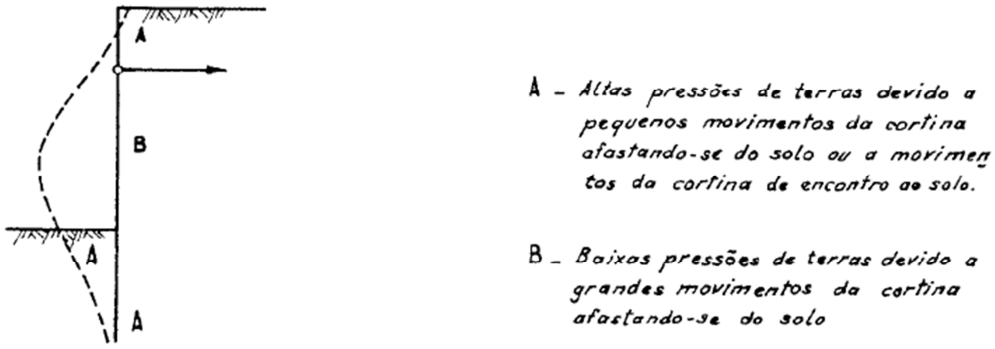


Fig. 2.22 – Efeito de arco em estrutura de suporte flexível monoapoiada (adaptado de Matos Fernandes, 1981)

Esta redistribuição de pressões tem um efeito positivo duplo no que diz respeito ao momento flector máximo em serviço: a concentração de pressões na parte superior aumenta o momento negativo nessa zona, reduzindo portanto o momento positivo máximo entre o apoio e o fundo de escavação; por outro lado, este é ainda mais reduzido porque na zona dos momentos positivos foram reduzidas as pressões laterais (Matos Fernandes, 1981).

Com base nos resultados obtidos para as condições de apoio do topo da cortina acima referidas, considerando apenas deformação elástica da ancoragem, o autor introduziu um novo coeficiente minorativo, r, para ter em conta a redução de momento flector máximo devido ao "efeito de arco", indicado na Figura 2.23.

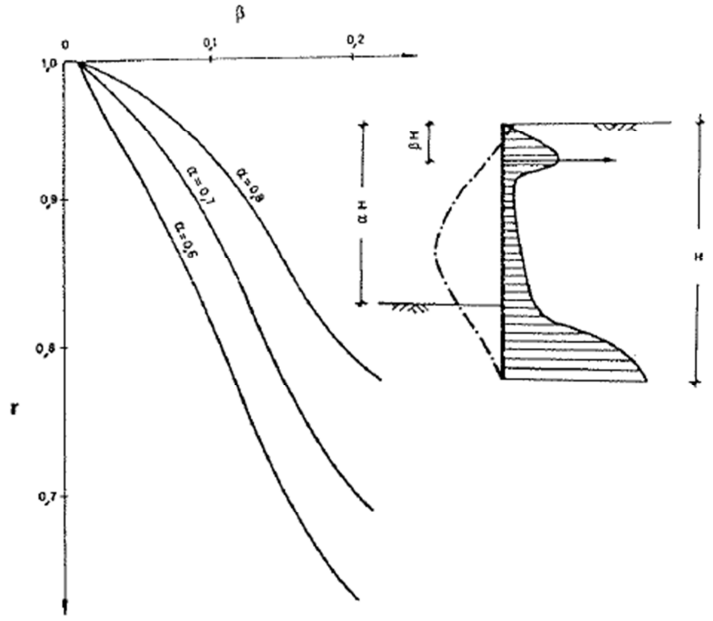


Fig. 2.23 – Coeficiente minorativo r em função de altura de escavação e da posição do apoio (adaptado de Matos Fernandes, 1990)

Para compreender a grande importância deste efeito apresenta-se ainda a Figura 2.24 que compara as reduções de momentos flectores máximos para deformações do apoio iguais a 0,001H (ensaios de 1956) e superiores a 0,001H (ensaios de 1952), para valores de β iguais a 0,2.

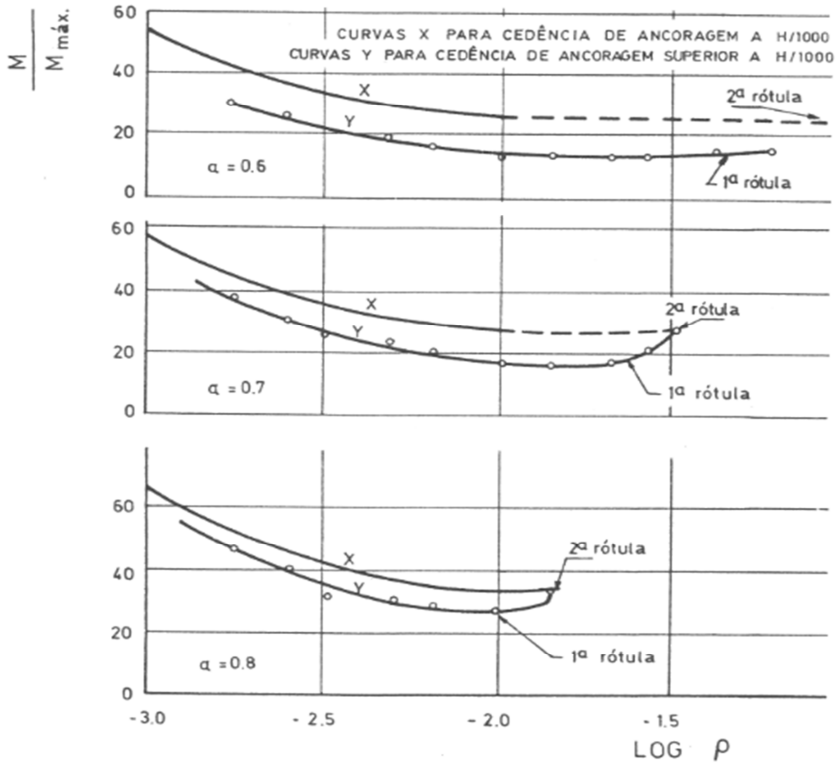


Fig. 2.24 – Relação entre a percentagem de momento máximo actuante na cortina e a sua flexibilidade para um valor de β = 0,2 (Rowe, 1956-a) (adaptado de Matos Fernandes, 1981)

Nestas curvas denota-se uma redução adicional do momento flector máximo muito significativa (o mesmo acontece para valores de β iguais a 0,3). Contudo, esta decresce rapidamente aquando o aparecimento da primeira rótula plástica na cortina. Este facto é explicado pelo autor devido à deformação que a cortina é sujeita, a qual permite o assentamento do terreno que vai anular as pressões passivas acima da ancoragem, restabelecendo uma distribuição de pressões de terras aproximadamente triangular atrás da cortina. Contudo, o autor indica que esta redução de momento flector máximo associada à concentração de pressões na zona superior da cortina se dissipa devido à cedência da ancoragem e, por isso, esta redução não deve ser considerada tão significativa como aquela associada à parte enterrada da cortina, que é de carácter permanente.

Rowe considera nesta fase do seu estudo que deve ser adoptado um coeficiente de segurança entre 1,0 e 1,25 para a força do apoio obtida pelo *free earth support method* devido à concentração de pressões na parte superior da cortina, que conduz a um ligeiro aumento da força. Rowe (1956-b) acrescenta ainda que a força no apoio pode sofrer aumentos em consequência de assentamentos do terreno, flutuações do nível freático, fluência da cortina, vibrações, entre outros. Além disso, aproximadamente 80% das pressões laterais devido a sobrecargas podem ser consideradas actuando directamente nas ancoragens, e diferentes cedências das ancoragens podem gerar acréscimos da ordem dos 25% da média.

Todas estas razões apontadas pelo autor o fazem sublinhar a necessidade de adoptar uma atitude mais conservativa no projecto das ancoragens do que na parede propriamente dita. Deste modo, Rowe altera a sua perspectiva inicial de que a redução na força da ancoragem não devia ser adoptada em caso algum.

Mais tarde outros autores estudaram a importância da redistribuição de pressões devido ao efeito de arco junto das ancoragens e o consequente aumento do esforço instalado nestas, uma vez que Rowe lhes atribuiu uma importância secundária.

Casagrande (1973) sugere um coeficiente de segurança igual a 2 para o dimensionamento de ancoragens para forças obtidas através dos métodos clássicos devido a ter-se verificado um aumento de pressões laterais em alguns casos de estruturas ancoradas de carácter permanente. O autor refere que vibrações, flutuações do nível freático, deformações plásticas, variações de temperatura, entre outros factores, podem provocar uma passagem do estado limite activo para o de repouso mesmo no que diz respeito a maciços terrosos contidos por estruturas flexíveis. Ainda segundo o autor, a probabilidade deste fenómeno suceder é tanto maior, quanto mais fino for o material que constitui o terreno.

O material utilizado para as ancoragens de placa é aço macio, e geralmente para o seu cálculo utiliza-se um coeficiente de segurança de 2 para tensão de cedência e de 4 para rotura, o que explica o facto de não se ter verificado um grande número de roturas nas ancoragens projectadas de uma forma menos conservativa. Isto implica que mesmo que se instale uma tensão dupla na ancoragem daquela para que foi projectada, poderá ser atingida apenas a cedência e não a rotura. Contudo, com a modernização das ancoragens passou a ser utilizado aço de alta resistência onde a tensão de cedência e rotura são muito próximas e os valores correntes do coeficiente de segurança são da ordem de 1,3. Deste modo, apenas um aumento da tensão 50% superior à adoptada em projecto provoca uma rotura da ancoragem (Golder, 1973). O projecto de ancoragens deve ser realizado com especial prudência uma vez que existem inúmeros factores que se devem ter em conta para evitar uma rotura das mesmas.

Rowe (1957) estende o seu trabalho ao comportamento de estruturas flexíveis a maciços argilosos, adequando o seu método com outras curvas de factores redutivos de momentos flectores actuantes. Deixa-se apenas esta breve referência uma vez que este trabalho se orienta apenas para maciços terrosos granulares. No que diz respeito a estruturas de suporte flexíveis pode afirmar-se que o seu trabalho cessa neste momento, existindo apenas mais uma publicação que reflecte as suas notas pessoais sobre esta matéria (Rowe, 1975). A partir daqui o trabalho de Rowe envereda por outros campos, sempre dentro da geotecnia, enriquecendo esta área da engenharia com estudos até 1982.

2.5.2.1. Limitações do método de Rowe

Apesar da grande contribuição do autor para o dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas, o seu método apresenta fortes condicionantes tornando adequada a sua aplicação somente em alguns casos.

Este método apenas é aplicável a solos homogéneos incoerentes, ou seja, é inviável aquando a presença de dois ou mais estratos de material diferente.

A presença de água também não é considerada, ou seja, se o maciço está completamente submerso é possível calculá-lo por este método uma vez que se afecta directamente o peso volúmico de todo o solo, mas se este se encontra parcialmente submerso ou com diferentes cotas de nível freático entre a linha de dragagem e o terrapleno, a cortina não é passível de ser calculada.

Um dos objectivos deste estudo é a renovação e actualização das curvas e método de dimensionamento propostos por Rowe de modo a adequá-lo a uma gama mais ampla de problemas.

2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A generalização dos computadores e a sua constante evolução tornaram possível criar potentes ferramentas de cálculo, em especial o método de elementos finitos nos anos 60, susceptíveis de modelar e calcular estruturas de suporte flexíveis cada vez com mais rigor. Esta crescente precisão permite não só projectar estruturas mais seguras bem como mais económicas.

O método dos elementos finitos surge como uma ferramenta matemática que através da divisão de um meio contínuo em partes mais simples, permite calcular soluções aproximadas para equações e integrais diferenciais.

O interesse dos investigadores geotécnicos por estas ferramentas é naturalmente enorme, sendo este interesse orientado fundamentalmente para estruturas de suporte em meio urbano, uma vez que aqui os assentamentos dos terrenos vizinhos às escavações são extremamente condicionantes de obra, e esses assentamentos podem ser estimados através de programas de cálculo de elementos finitos. Não se pense contudo que as estruturas que não se enquadram num meio urbano não foram investigadas, estas apenas mereceram um interesse menor uma vez que foram verificadas poucas roturas devido aos métodos de cálculo utilizados no seu dimensionamento, mostrando-se os métodos à partida adequados.

A sua aplicação à geotecnia, nomeadamente às estruturas de suporte flexíveis, foi experimentada por Bjerrum, Clausen & Duncan (1972). Estes autores, através do método dos elementos finitos, ao admitir a mesma hipótese de Rowe de uma deformação na ancoragem igual a 0,001H, obtiveram valores do momento flector máximo concordantes em absoluto com os obtidos por Rowe (1956-a). Contudo, puseram em evidência que a redução do momento flector máximo devido à concentração de pressões na parte superior da parede é razoavelmente estável, uma vez que para uma cedência da "ancoragem" dupla da anterior, aumenta o momento flector máximo em apenas 7%.

Mais tarde destaca-se Pitilakis (1981) com um estudo de uma cortina de estacas-prancha monoapoiada com ancoragens de placa em areia.

Lopes (1986) apresenta um estudo onde compara o dimensionamento de muros-cais em cortinas de estacas-prancha monoancoradas entre o método de Rowe e o método dos elementos finitos (adoptando o modelo hiperbólico para simulação do comportamento solo), discutindo o comportamento da estrutura no decorrer da construção através do estudo dos deslocamentos horizontais e momentos flectores na cortina, esforços na ancoragem, assentamentos da superfície e das pressões de terras horizontais, como mostra a Figura 2.25. No seu trabalho apresenta também a influência, no comportamento global da estrutura, da flexibilidade da cortina, características da ancoragem, profundidade de dragagem, características mecânicas do maciço e penetração da cortina.

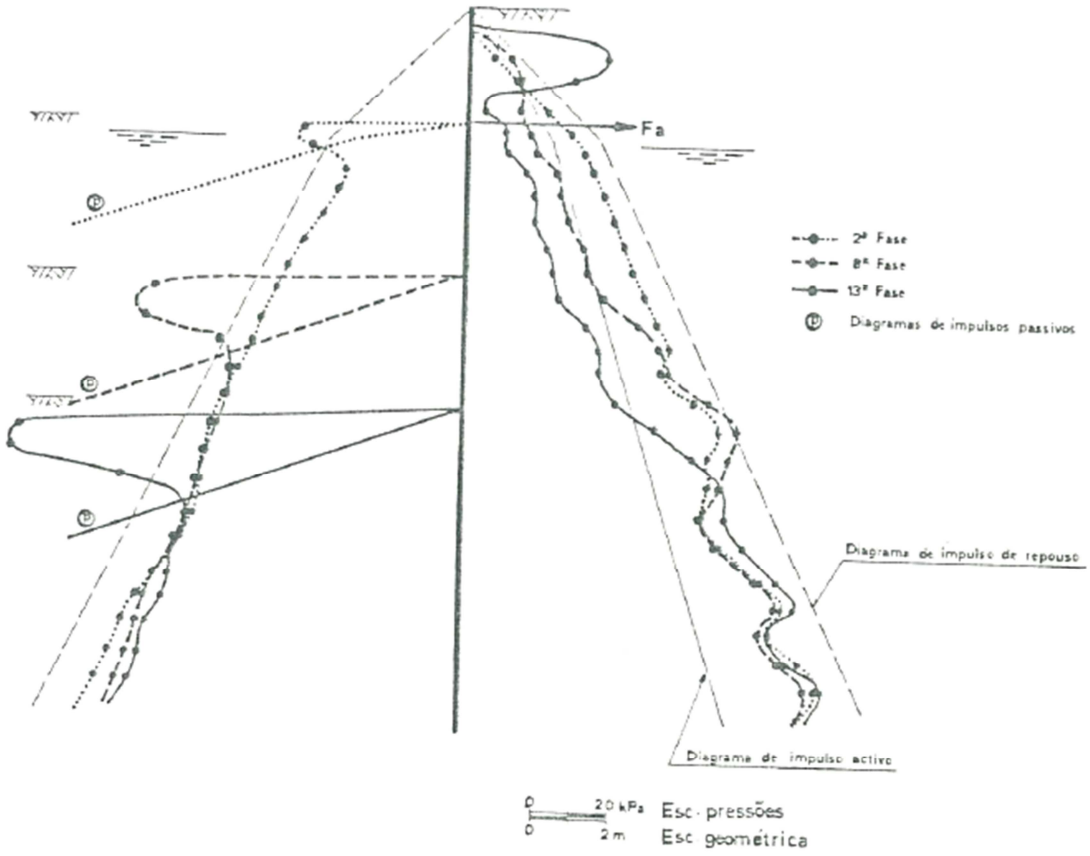


Fig. 2.25 – Evolução das pressões de terras na cortina com o decorrer da construção (Lopes, 1986)

A dependência entre a flexibilidade da cortina e as pressões de terras que nela se mobilizam, representada na Figura 2.26, foi claramente evidenciada pelo comportamento da estrutura, apontando a flexibilidade da cortina como um parâmetro de importância fundamental. O seu aumento conduziu a reduções do momento flector máximo na cortina e ao aumento do esforço de tracção na ancoragem, uma vez que se verificou um aumento da concentração de pressões na zona da ligação desta à cortina.

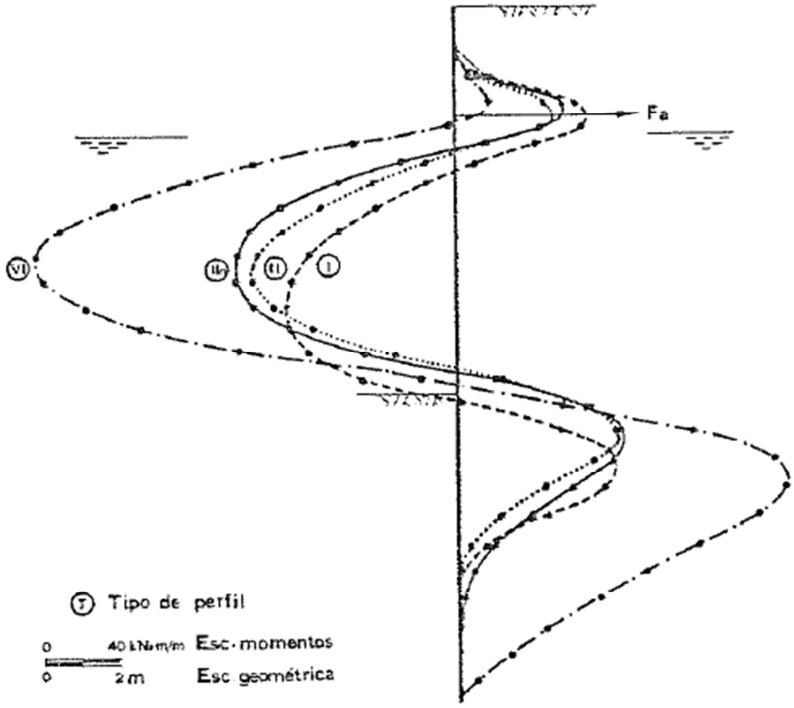


Fig. 2.26 – Momentos flectores da cortina no fim da construção – Influência da flexibilidade da cortina (Lopes, 1986)

Através de diferentes localizações da ancoragem, condições diferentes de mobilidade e alteração da rigidez do tirante a autora estudou a influência das características da ancoragem. O aumento da profundidade da ancoragem conduziu ao aumento dos seus esforços de tracção e dos movimentos na zona superior da cortina, reduzindo ao mesmo tempo os momentos flectores máximos positivos. Com o aumento da rigidez do tirante e (ou) a redução da mobilidade aumentaram os esforços nas ancoragens devido ao aumento da concentração de pressões de terras na zona do topo da parede, já o momento flector reduz-se com o aumento da rigidez do tirante, não apresentando variações significativas com a alteração da mobilidade da ancoragem. A influência da profundidade de dragagem foi estudada de modo a simular os erros construtivos que possam resultar no aumento da dragagem apontada no projecto. Verificou-se, com o excesso de dragagem, um aumento dos momentos flectores e deslocamentos horizontais da cortina, o que conduz à redução da segurança da estrutura à rotura. Foram considerados valores distintos do ângulo de atrito e módulo de deformabilidade do solo para avaliar a influência das características mecânicas do maciço, constatando-se que ao adoptar valores superiores aos reais os momentos flectores, deslocamentos na cortina e esforços no apoio são subestimados. Por fim, a influência da profundidade de penetração da cortina foi estudada para os casos em que o valor teórico foi calculado com os factores de segurança de valor 1 e 2 aplicados ao impulso passivo. Verificou-se, aquando da adopção da profundidade mínima de penetração (obtida pelo factor de segurança de valor 1), maiores deslocamentos, momentos flectores, concentração de pressões activas no nível da ancoragem e esforços de tracção nela. As análises numéricas conduzidas por Lopes (1986) mostraram resultados concordantes com os de Rowe obtidos através dos seus ensaios em modelo reduzido.

No que concerne à flexibilidade da parede, Potts & Bond (1994) introduziram uma nova forma para a sua representação através da consideração do módulo de deformabilidade do solo no número de flexibilidade:

$$\rho' = (H^4 * E_{av})/(E_p I) = \rho * E_{av} \quad (2.6)$$

onde E_{av} representa a média da rigidez do solo na altura total da parede, H.

Neste trabalho, realizado com o método dos elementos finitos e com o objectivo de compreender a influência do estado de tensão inicial do terreno nos momentos flectores da parede e na força do apoio, os autores propuseram este novo número de flexibilidade baseando-se na ideia de que a rigidez do solo bem como a da parede e o valor do coeficiente de pressão de terras de repouso, K_0, influenciam os momentos flectores na parede e a força no apoio. O número de flexibilidade de Potts & Bond apresenta a vantagem de ser adimensional, incluir ambas as rigidezes do solo e da parede, e ainda permitir a normalização dos resultados para análises com diferentes rigidezes do solo e alturas totais da parede. No que diz respeito à influência do estado de tensão inicial do solo, verificaram que para paredes rígidas o momento flector e a força no apoio diminuem com a redução de K_0, e para paredes flexíveis não provoca alterações.

No estudo desenvolvido por Matos Fernandes et al. (2003) com recurso a um programa de cálculo de elementos finitos mais potente que os anteriores utilizados pelos autores referidos, foram colocadas em questão algumas considerações tomadas por Rowe, bem como a adequabilidade do seu método. Os autores iniciam este estudo revisitando e comentando a teoria e as modelações físicas conduzidas por Rowe (1952) que assume distribuições de pressões do lado activo dadas pela solução de Coulomb para $\delta=2/3\varphi'$ e do lado passivo divididas por 1,5 dadas pela solução de Coulomb para $\delta=0$. Contudo, do ponto de vista dos autores, é possível que Rowe tenha assumido uma distribuição de pressões passivas truncada verticalmente, como mostra a Figura 2.26, uma vez que não ficou claramente definida por Rowe (1952). Referem ainda que as razões pelas quais Rowe assumiu a distribuição de pressões passivas no *free earth support method* com $\delta=0$ não são claras, considerando a possibilidade de corresponder a uma medida de segurança, uma vez que os resultados obtidos com o método de Coulomb são pouco seguros, particularmente para os valores elevados de δ. Contudo, este aspecto não é regularmente mencionado quando se descreve o método de Rowe, presumivelmente devido a Rowe ter considerado em detrimento de $\delta=0$, o método do círculo de Φ (Rowe, 1956-b) e, consequentemente, $\delta\neq0$.

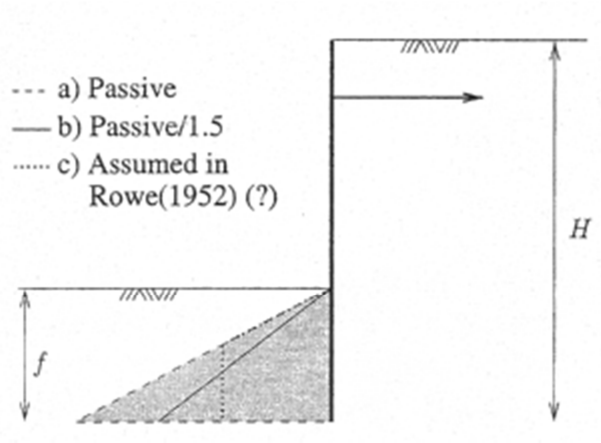


Fig. 2.27 – Distribuição de pressões de terras passivas (Matos Fernandes et al., 2003)

Dos resultados obtidos com o método dos elementos finitos, Matos Fernandes et al. (2003) verificaram a forte influência da flexibilidade no comportamento estrutural da parede e na distribuição de pressão

de terras. No que concerne à distribuição de pressões de terras passivas constataram que quanto maior é a flexibilidade da parede maior é a sua mobilização, embora nunca ultrapassem o diagrama de pressões teóricas (não encontrando concordância com os resultados de Lopes, 1986). Para esclarecimento desta situação, os autores realizaram uma série de análises com um $\delta=2/3\varphi'$ do lado passivo, cujas pressões passivas e momentos flectores se representam na Figura 2.27.

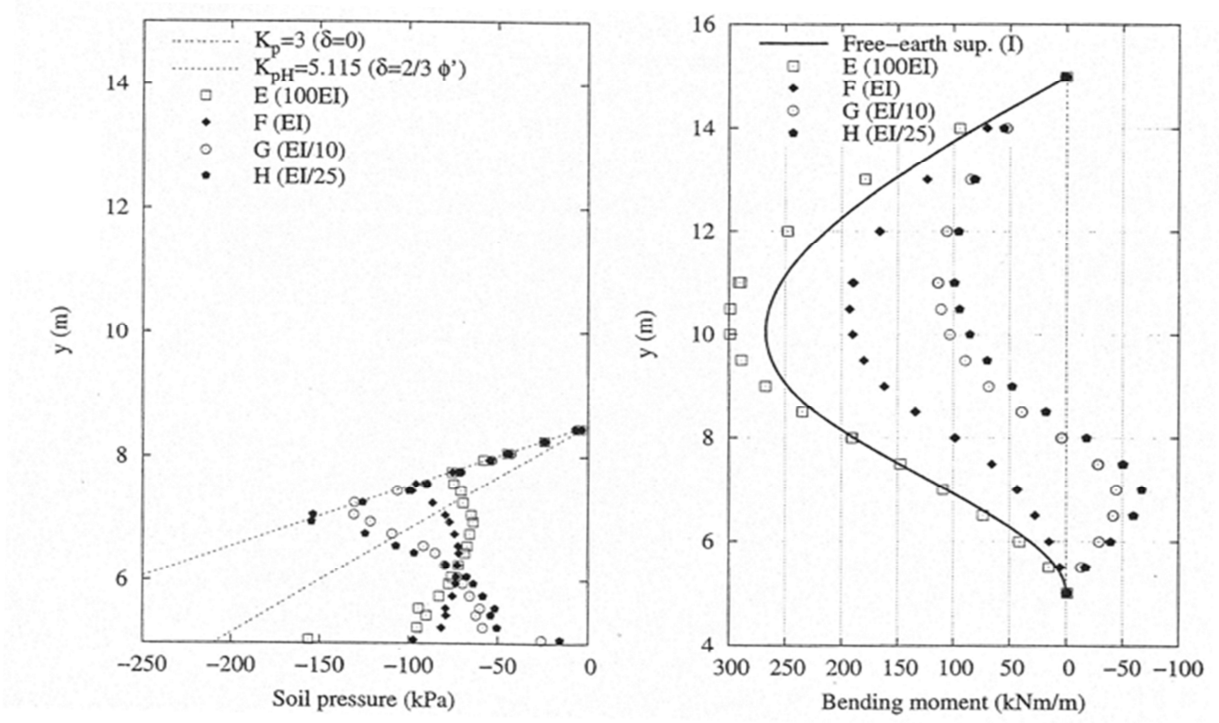


Fig. 2.28 – Distribuição de pressões de terras passivas e momentos flectores com $\delta=2/3\varphi'$ do lado passivo (Matos Fernandes et al., 2003)

No que respeita às pressões passivas verificou-se que a redistribuição se assemelha àquela obtida por Rowe. Contudo, esta não é uma "correcta" distribuição, é uma distribuição obtida com um erro na medição do ângulo de interface solo-estrutura, δ.

Para as pressões activas, a redistribuição apresenta-se semelhante à ilustrada na Figura 2.21 devido ao efeito de arco no solo, justificando este facto com a redução da tensão vertical no encontro da parede. Relativamente aos momentos flectores, as reduções deste parâmetro propostas por Rowe são significativamente diferentes das obtidas pelo método dos elementos finitos, particularmente para as paredes mais flexíveis, onde a redução obtida pelo método dos elementos finitos não é tão elevada como a proposta por Rowe. Atente-se na análise anterior onde se evidenciou que caso se utilize a distribuição de pressões passivas com δ=0, de facto, pode ocorrer uma maior redução do momento flector do que com um maior valor de δ.

Apesar das diferenças observadas entre os resultados obtidos por Rowe e o método dos elementos finitos, foi demonstrado ainda neste estudo que o método de Rowe apresenta valores de dimensionamento seguros.

Os três últimos estudos referidos foram fundamentais para motivar a presente dissertação, colocando o desafio do esclarecimento do efeito da flexibilidade da cortina, da distribuição de pressões de terras e dos consequentes mecanismos de efeito de arco no solo.

3

CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS FLEXÍVEIS MONOAPOIADAS

3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo são analisadas diversas cortinas monoapoiadas com recurso ao programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 2D (versão 8.5) com o objectivo de compreender o funcionamento deste tipo de estruturas e alguns dos parâmetros que as influenciam.

As estruturas são calculadas pelo *free earth support method*, ao qual é aplicada a segurança posteriormente. Daqui resulta a cortina a modelar no PLAXIS 2D, do qual se extraem esforços, deslocamentos e tensões na cortina bem como no solo. A análise destas cortinas tem como base um determinado modelo. À medida que se vão aplicando alterações, o modelo base serve como termo de comparação tornando possível verificar os efeitos de tais alterações.

Inicialmente verifica-se a influência do peso da cortina, de diferentes tipos de interface solo-estrutura, de diferentes ângulos de interface solo-estrutura abaixo do pé da cortina, e da largura de escavação. Numa segunda fase, são analisados quatro parâmetros, conjugados ou não, que correspondem à flexibilidade da cortina, ao ângulo de interface solo-estrutura, à posição e à rigidez do apoio. Posteriormente, esta segunda fase é repetida para um tipo de solo diferente.

3.2. DESCRIÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO BASE E CÁLCULO POR EQUILÍBRIO LIMITE

A solução adoptada como modelo base não só se pretendeu que fosse extremamente simples mas também que incluísse gamas de valores correntes em situações reais. A geometria do problema prende-se numa escavação de 7,5 m de profundidade e 20 m de largura. Adoptou-se um solo homogéneo com um peso volúmico de 20 kN/m^3, módulo de deformabilidade de 20 MPa, coeficiente de Poisson de 0,3, ângulo de atrito 30˚, ângulo de interface igual a 2/3 do ângulo de atrito, coesão e dilatância nulas. Com estas características pretendeu-se simular uma areia solta.

Relativamente à cortina adoptou-se uma solução em parede moldada de betão armado, de espessura 40 cm, módulo de elasticidade de 29 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e peso volúmico de 25 kN/m^3. O apoio da cortina foi posicionado no topo e considerou-se com uma rigidez extremamente elevada de modo a simular um apoio simples, ou seja, impedir o deslocamento horizontal. Este efeito traduz-se num produto entre o módulo de elasticidade e a área do apoio de valor $1{,}0*10^{100}$ kN.

A Figura 3.1 ilustra o modelo base adoptado com as características e medidas de todos os elementos.

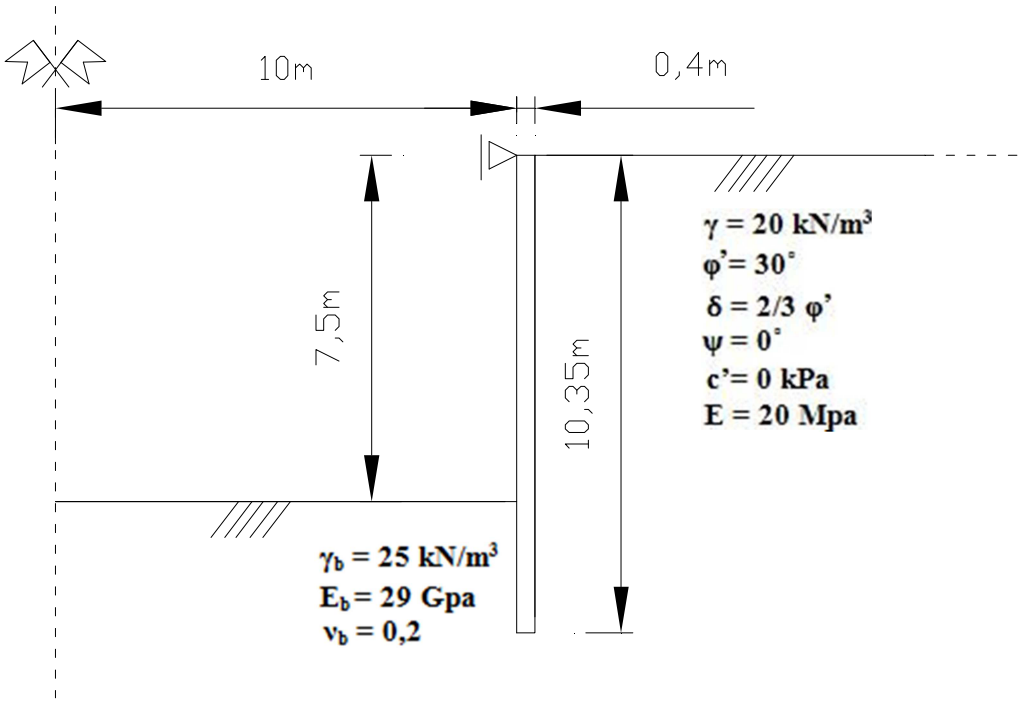


Fig. 3.1 – Modelo base

Após definição da geometria do problema e do modelo base procedeu-se ao dimensionamento da cortina pelo método de equilíbrio limite *free earth suppot method* (descrito no Capítulo 2). O único parâmetro calculado foi a altura da cortina, utilizando-se os coeficientes de pressões de terras de Caquot-Kérisel.

Os valores obtidos para o solo considerado apresentam-se no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Coeficientes de pressões de terras de Caquot-Kérisel para a areia solta

φ' (°)	δ	K_a	K_p
30	2/3φ'	0,282	5,168
30	1/3φ'	0,310	4,185

O método de Burland foi utilizado para introdução da segurança no cálculo (coeficiente de segurança de valor 2 aplicado à soma algébrica dos impulsos activos e passivos abaixo da base de escavação) resultando uma altura enterrada que impõe a altura da cortina sempre acima do equilíbrio limite.

3.3. RESUMO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS

Apresentam-se nos Quadros 3.2, 3.3 e 3.4 os diferentes cálculos analisados. O Quadro 3.2 apresenta as variações numéricas analisadas para compreensão do programa de cálculo e a influência de alguns parâmetros de modelação no resultado final, o Quadro 3.3 as variações na cortina propriamente dita e a sua interacção com o solo para a areia solta e, por fim, o Quadro 3.4 inclui as variações principais do

Quadro 3.2 para uma areia diferente (descrita no capítulo respectivo), desta vez medianamente compacta.

A flexibilidade da cortina foi representada pelas letras "R" e "F" caso a parede aumente ou diminua a rigidez, respectivamente. A variação do ângulo de interface solo-estrutura foi denominada com o símbolo "δ". A profundidade do apoio designa-se por "ap" apresentando no sufixo a respectiva profundidade deste. Por fim, a alteração da rigidez do apoio designou-se por "ap.E". O solo já descrito, designado por "areia solta", foi utilizado nas análises efectuadas nos Quadros 3.2 e 3.3. Para as análises do Quadro 3.4 o solo utilizado foi designado por "areia med. comp.". As conjugações de diferentes análises foram representadas com a conjugação da denominação das análises respectivas.

Quadro 3.2 – Cálculos realizados – parâmetros relacionados com a simulação numérica para a areia solta

Cálculo	Solo	d	d_{proj}	H	H_{proj}	W	B	interface	$interface_{pé}$	$\delta_{inter.pé}$	$E_{inter.pé}$
-	-	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m/m)	(m)	-	-	-	-
Base	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	10	20	on	sim	φ'	100E
A.1	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	0	20	on	sim	φ'	100E
A.2	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	10	20	on	não	-	-
A.3	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	10	20	on	sim	2/3 φ'	E
A.4	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	10	20	off	sim	2/3 φ'	100E
A.5	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	0	20	off	sim	2/3 φ'	100E
A.6	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	10	40	on	sim	φ'	100E

Legenda:

d – altura enterrada obtida pelo o método de equilíbrio limite;

d_{proj} – altura enterrada adoptada;

H – altura total da cortina obtida pelo o método de equilíbrio limite;

H_{proj} – altura total da cortina adoptada;

W – peso da cortina;

B – largura da escavação;

interface – activação da interface com a instalação da cortina;

$interface_{pé}$ – existência de interface abaixo do pé da cortina;

$\delta_{inter.pé}$ – ângulo de interface solo-estrutura na interface abaixo do pé da cortina;

$E_{inter.pé}$ – rigidez do solo na interface abaixo do pé da cortina.

Quadro 3.3 – Cálculos realizados – parâmetros da cortina e de interacção com o solo para a areia solta

Cálculo	Solo	d	d_{proj}	H	H_{proj}	E_{cor}	δ	h_{apoio}	EA_{apoio}
-	-	(m)	(m)	(m)	(m)	-	-	(m)	(kN/m)
Base	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	E_b	2/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
R	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	E_b*8	2/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
F	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	$E_b/8$	2/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
δ	areia solta	3,54	3,55	11,04	11,05	E_b	1/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
δ.R	areia solta	3,54	3,55	11,04	11,05	E_b*8	1/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
δ.F	areia solta	3,54	3,55	11,04	11,05	$E_b/8$	1/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
ap.2m	areia solta	2,65	2,65	10,15	10,15	E_b	2/3 φ'	2	$1,0*10^{100}$
ap.4m	areia solta	2,20	2,20	9,70	9,70	E_b	2/3 φ'	4	$1,0*10^{100}$
ap.2m.R	areia solta	2,65	2,65	10,15	10,15	E_b*8	2/3 φ'	2	$1,0*10^{100}$
ap.2m.F	areia solta	2,65	2,65	10,15	10,15	$E_b/8$	2/3 φ'	2	$1,0*10^{100}$
ap.E	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	E_b	2/3 φ'	0	21735
ap.E.R	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	E_b*8	2/3 φ'	0	21735
ap.E.F	areia solta	2,85	2,85	10,35	10,35	E_b*8	2/3 φ'	0	21735

Quadro 3.4 – Cálculos realizados – Parâmetros da cortina e de interacção com o solo para a areia medianamente compacta

Cálculo	Solo	d	d_{proj}	H	H_{proj}	E_p	δ	h_{apoio}	EA_{apoio}
-	-	(m)	(m)	(m)	(m)	-	-	(m)	(kN/m)
areia.2	areia med. comp.	1,76	1,80	9,26	9,30	E_b	2/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
R-2	areia med. comp.	1,76	1,80	9,26	9,30	E_b*8	2/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
F-2	areia med. comp.	1,76	1,80	9,26	9,30	$E_b/8$	2/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
δ-2	areia med. comp.	2,25	2,25	9,75	9,75	E_b	1/3 φ'	0	$1,0*10^{100}$
ap.2m-2	areia med. comp.	1,65	1,65	9,15	9,15	E_b	2/3 φ'	2	$1,0*10^{100}$
ap.E-2	areia med. comp.	1,65	1,65	9,15	9,15	E_b	2/3 φ'	0	13965

Legenda:

E_p – rigidez da cortina;

δ – ângulo de interface solo-estrutura;

h_{apoio} – profundidade do apoio;

EA_{apoio} – rigidez axial do apoio.

3.4. MODELO DE CÁLCULO BASEADO NO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

3.4.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAÇÃO ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Numa análise de elementos finitos é necessário ter em conta vários aspectos na modelação do problema em estudo. De entre os mais importantes encontram-se o modelo de comportamento do solo e da parede, as interfaces e a malha de elementos finitos.

O modelo de comportamento do solo utilizado foi o de Mohr-Coulomb. Este modelo pode ser considerado como uma aproximação de primeira ordem ao comportamento real do solo quando este apresenta um comportamento não linear. Como demonstra a Figura 3.2 este é um modelo elástico-perfeitamente plástico, isto é, a partir de um determinado ponto o solo não exibe mais as suas propriedades elásticas e assume um comportamento perfeitamente plástico, onde a plasticidade gerada se deve ao desenvolvimento de deformações irreversíveis.

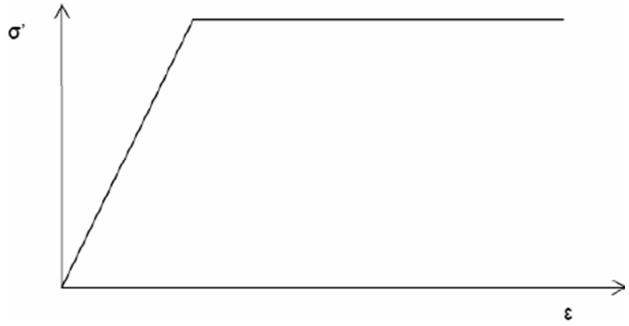


Fig. 3.2 – Modelo elástico-perfeitamente plástico

De modo a evitar problemas numéricos, como indicado no manual do programa de cálculo, foi utilizada uma coesão de 1 kPa.

A parede foi simulada com elementos viga no programa de cálculo não apresentando por isso espessura na modelação, de facto, esta é calculada pelo programa através da rigidez flexional e axial da parede. Adoptou-se para a parede um modelo de comportamento elástico linear, de modo a esta poder sofrer qualquer deformação sem formação de rótulas plásticas.

As etapas construtivas foram consideradas pela seguinte ordem:

1. Instalação da cortina
2. Aplicação do apoio
3. Escavação de 0 m até 1 m
4. Escavação de 1 m até 2 m
5. Escavação de 2 m até 3 m
6. Escavação de 3 m até 4 m
7. Escavação de 4 m até 5 m
8. Escavação de 5 m até 6 m
9. Escavação de 6 m até 6,5 m
10. Escavação de 6,5 m até 7 m
11. Escavação de 7 m até 7,5 m

Nas três fases finais optou-se por reduzir a espessura de escavação de 1 m para 0,5 m para que fosse possível registar com maior precisão a profundidade de escavação no caso de colapso de alguma estrutura, possibilitar a alteração do erro e do número de iterações associadas a cada fase de escavação

caso os valores admitidos por defeito não fossem suficientes para uma convergência eficaz e, por fim, para permitir uma melhor visualização da curva de aplicação de carga durante o cálculo de cada fase. O erro *standart* associado a cada fase de cálculo é de 1%, enquanto o número de iterações varia conforme o modelo e a fase de cálculo.

O programa PLAXIS 2D utiliza uma malha de elementos finitos triangular com 15 pontos nodais, na qual se pode escolher a densidade e fazer refinamentos pontuais. No modelo base utilizou-se uma malha triangular fina (entre muito esparsa, esparsa, média, fina e muito fina) e refinou-se a linha da parede, como ilustra a Figura 3.3.

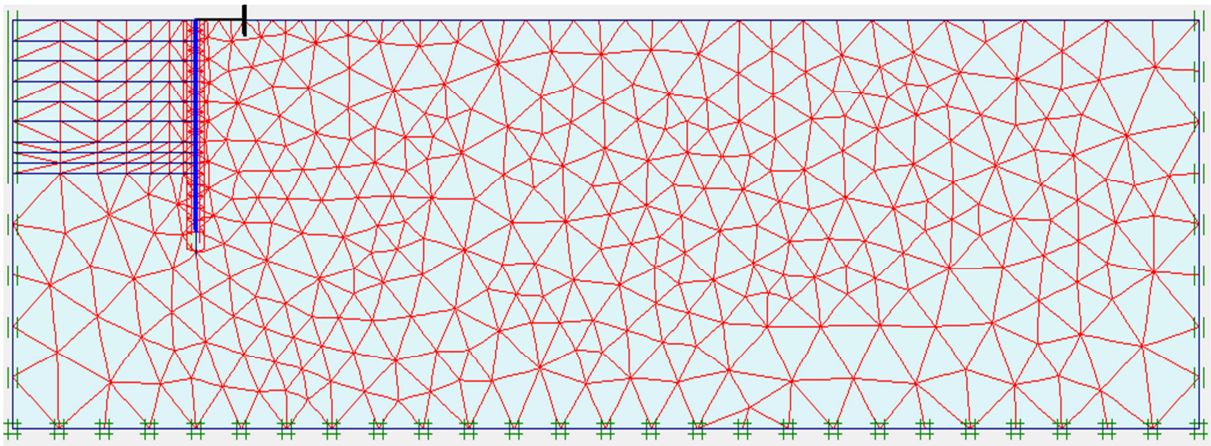


Fig. 3.3 – Malha de elementos finitos do modelo base

Foi considerado um comprimento de 65 m e uma altura de 20 m. Os deslocamentos na fronteira inferior são impedidos na direcção vertical e horizontal e nas fronteiras laterais do modelo são impedidos apenas na direcção horizontal.

Os elementos de interface foram prolongados abaixo do pé da cortina (pormenor de modelação estudado nos cálculos A.2 e A.3) pois esta é uma zona com grandes gradientes de tensões uma vez que se trata de uma descontinuidade geométrica. Ao colocar este prolongamento conseguem-se resultados mais próximos da realidade, com variações de pressões sobre a parede um pouco mais suaves. Neste prolongamento dotou-se a interface com um $\delta = \varphi'$ e um módulo de Young duas ordens de grandeza superior ao do solo.

A malha de elementos finitos do modelo base ilustrada na Figura 3.3 é constituída por 821 elementos, 6927 nós e 9852 pontos de tensão.

Numa fase posterior deste trabalho verificou-se que os valores dos ângulos de interface solo-estrutura introduzidos no programa de cálculo excediam ligeiramente os valores de 2/3 e 1/3 do ângulo de atrito do solo. Deste modo, todos os gráficos foram representados com o real valor do ângulo de interface solo estrutura introduzido no programa, passando de 20˚ para 21,15˚ na areia solta e de 24˚ para 25,95˚ na areia medianamente compacta quando $\delta = 2/3\varphi'$, e de 10˚ para 10,79˚ na areia solta e de 12˚ para 13,48˚ na areia medianamente compacta quando $\delta = 21/3\varphi'$.

3.4.2. Cálculo do Modelo Base

O cálculo do modelo base, assim como dos outros modelos, focou-se principalmente nos deslocamentos e momentos flectores da parede, nos assentamentos da superfície, na força no apoio, na

distribuição de tensões activas, passivas e respectivos ângulos de interface solo-estrutura mobilizados, e distribuições de tensões verticais do terreno e da parede. Estes resultados foram considerados os mais relevantes para o estudo e apresentam-se na totalidade para a análise do modelo base. Contudo, de forma a evitar um excesso de resultados expostos, na análise dos outros modelos foram representados apenas aqueles que se justificaram pela importância na compreensão da influência de determinados parâmetros e fenómenos a eles associados.

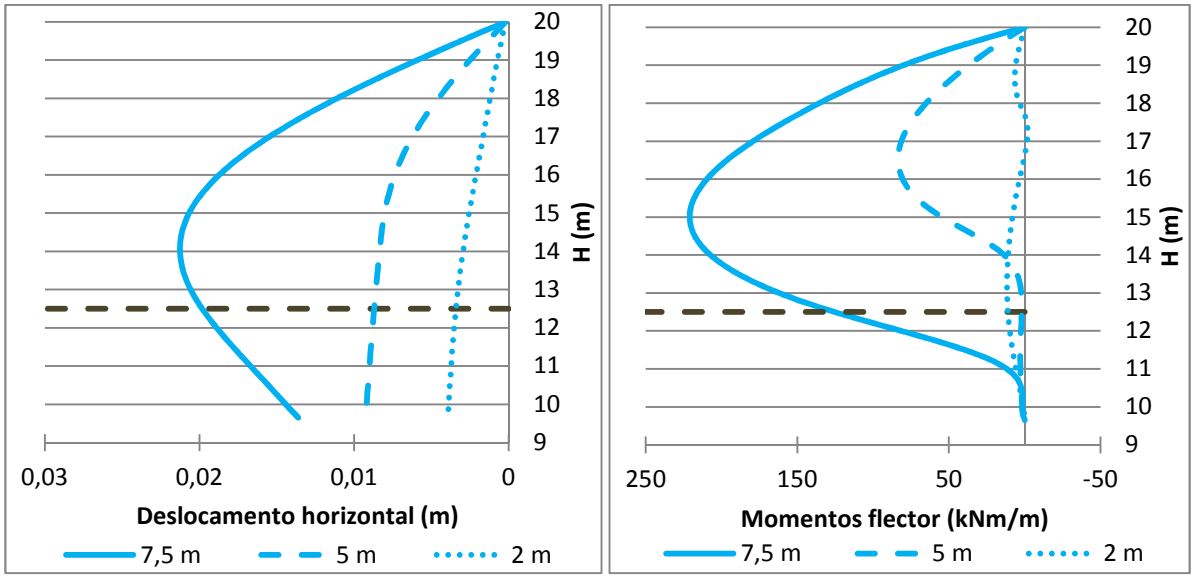
A Figura 3.4 (a) ilustra a evolução dos deslocamentos horizontais da cortina. São representados os deslocamentos horizontais da cortina relativos apenas à escavação de 2 m, 5 m e 7,5 m respectivamente, de forma a evitar esquemas confusos em consequência do elevado número de fases construtivas. Encontra-se ainda representada na mesma figura o fundo de escavação correspondente à última fase construtiva, escavação de 7,5 m, o qual acompanhará inúmeras figuras ao longo deste capítulo.

O deslocamento horizontal do topo da cortina mantém-se nulo ao longo de toda a escavação em resultado da grande rigidez atribuída ao apoio para que funcione como um apoio simples, enquanto os deslocamentos dos outros pontos da cortina crescem continuamente. Numa fase inicial, enquanto os deslocamentos são mínimos, verifica-se que o movimento da cortina se assemelha a uma rotação em torno do apoio, movimento tipo corpo rígido, e que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem no pé da cortina. Com o decorrer da escavação, os deslocamentos entre o apoio e o fundo de escavação crescem mais que aqueles entre o fundo de escavação e o pé da cortina, devido à resistência do solo que dificulta a progressão contínua dos deslocamentos. No fim da escavação verifica-se ainda a diminuição dos deslocamentos do fundo de escavação para o pé da cortina, onde atingem o valor mínimo abaixo do fundo de escavação. O deslocamento máximo da cortina é de 0,021 m e ocorre aproximadamente a 1,5 m acima do fundo de escavação.

Refira-se ainda que o deslocamento vertical da parede aumenta até à escavação atingir os 5 m de profundidade, diminuindo a partir daí até o final da escavação, onde atinge aproximadamente 8 mm.

Na Figura 3.4 (b) apresenta-se a evolução dos momentos flectores na parede durante a escavação, decorrendo o mesmo esquema de apresentação da Figura 3.4 (a) no que diz respeito à progressão da escavação.

No início da escavação, os momentos flectores são insignificantes. Com o decorrer da escavação estes evoluem até atingirem o seu valor máximo na última fase construtiva. Momentos flectores negativos são observados apenas numa fase de escavação inicial, evoluindo no sentido positivo à medida que decorre a escavação. Verifica-se que o fundo de escavação é um ponto de inflexão no diagrama de momentos flectores. Na última fase construtiva o momento flector é nulo no topo e no pé da cortina, correspondente ao mínimo, enquanto o momento flector máximo é positivo (221 kNm/m) e ocorre aproximadamente a meia da altura da cortina, entre o apoio e o fundo de escavação.



(a) (b)

Fig. 3.4 – Cálculo base: a) evolução dos deslocamentos horizontais da parede; b) evolução do diagrama de momentos flectores na parede

Na Figura 3.5 representa-se a evolução dos assentamentos da superfície, onde se observa um movimento do solo cada vez mais importante próximo da parede com o decurso da escavação. No decorrer da escavação mantém-se constante o aumento do assentamento do terreno até cerca dos 30 m, mas junto da parede o solo sofre um levantamento até determinado ponto, que diminui ligeiramente de seguida a par com a diminuição do deslocamento vertical da parede, como se conclui pelo levantamento do terreno superior para escavação de 5 m em detrimento da escavação de 7,5 m. Esta diminuição deve-se ao aumento do deslocamento horizontal da parede com a profundidade da escavação, o que conduz ao assentamento do solo suportado pela parede.

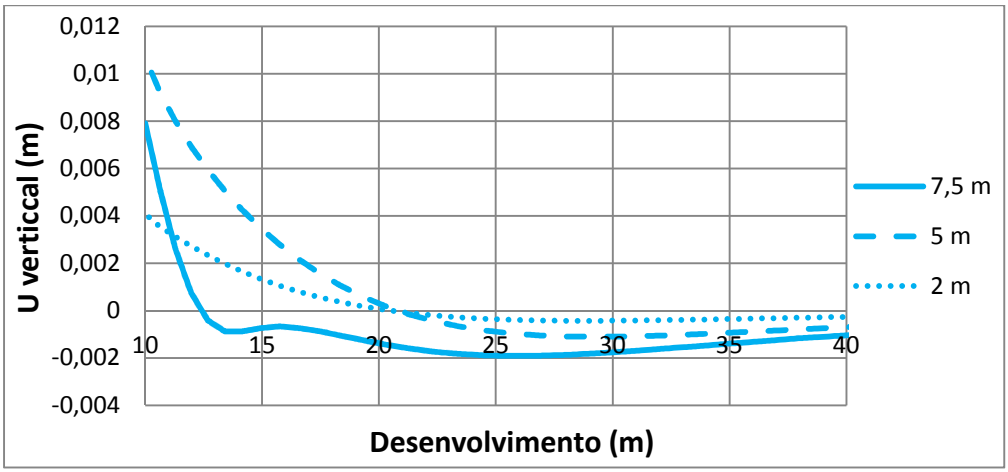


Fig. 3.5 – Evolução dos assentamentos da superfície no cálculo base

No fim da escavação, o assentamento da superfície do terreno aumenta até aos 25 m, onde atinge um valor máximo de aproximadamente 2 mm. A partir desse ponto o assentamento diminuiu até

aproximadamente os 16 m, onde volta a aumentar, resultado da redistribuição de tensões verticais nessa zona (apresentado mais à frente). Na proximidade da parede o terreno sofre um levantamento bastante pronunciado em relação ao resto do solo até um valor máximo de aproximadamente 8 mm no encontro da parede.

A consideração do apoio extremamente rígido a simular um apoio simples que impede o deslocamento horizontal, o deslocamento vertical ascendente da parede juntamente com o atrito entre o solo e a parede, provocam o levantamento do terreno e consequentemente tensões tangenciais do solo suportado para a parede de sentido ascendente na zona do topo da parede.

A Figura 3.6 representa a evolução dos esforços gerados no apoio com a profundidade de escavação.

Os esforços no apoio crescem continuamente com a profundidade da escavação até atingirem o valor máximo de 91 kN/m no fim da escavação. Verifica-se a concordância entre o aumento do esforço no apoio e o aumento dos deslocamentos na cortina. Uma vez que os deslocamentos são impedidos no apoio e aumentam em todos os outros pontos da parede, compreende-se que a força no apoio aumente na medida de continuar a impedir tais deslocamentos. Verifica-se ainda que o aumento do esforço é mais pronunciado para maiores profundidades de escavação, onde os deslocamentos horizontais da parede são maiores.

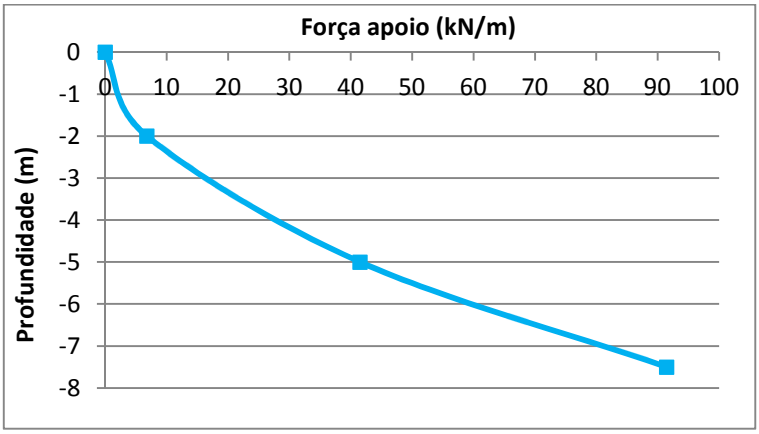


Fig. 3.6 – Evolução dos esforços no apoio com a profundidade de escavação no cálculo base

Na Figura 3.7 (a) apresenta-se a distribuição de tensões na face de tardoz da parede no final da escavação.

É sabido pela teoria que as pressões de terras horizontais partem do estado de repouso, valor máximo, para o estado de equilíbrio limite activo, valor mínimo. No entanto, isto não se verifica para estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas, como se observa na Figura 3.7 (a), uma vez que as tensões atingem valores inferiores ao estado limite de equilíbrio activo.

No topo da cortina, onde se localiza o apoio, verifica-se uma grande concentração de tensões horizontais, atingindo estas as passivas teóricas devido à restrição imposta pelo apoio aos deslocamentos horizontais no topo da cortina e ao aumento deste imediatamente a seguir.

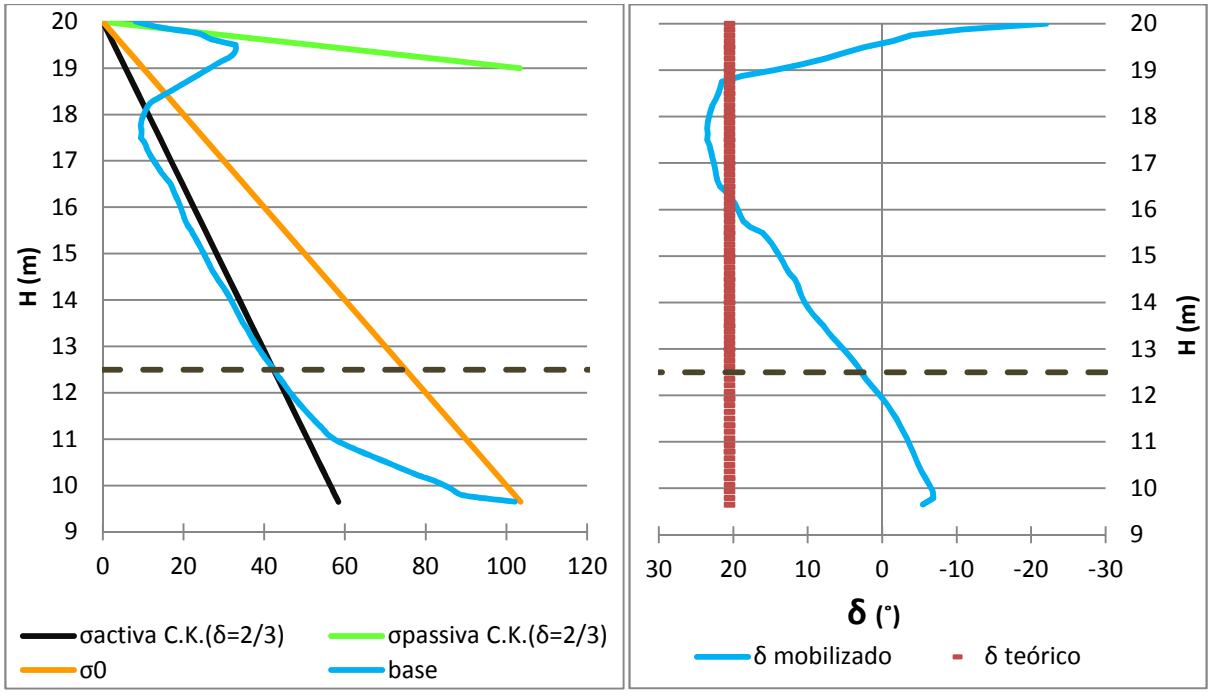
Após a tensão mobilizada no topo da cortina atingir o valor máximo, decresce para o valor mínimo, inferior ao estado limite de equilíbrio activo. A partir deste ponto, e à medida que se aproxima do fundo de escavação, a tensão horizontal vai-se aproximando do limite teórico. No decorrer da escavação os movimentos da parede tornam-se muito significativos entre o apoio e o fundo de escavação, provocando um alívio de tensão no solo junto à parede, que por sua vez provoca o

decréscimo das tensões para valores inferiores ao activo teórico. Este défice de tensões que se gera não desaparece, mas é transmitido para outras zonas do maciço menos solicitadas. Verifica-se deste modo uma redistribuição de tensões horizontais devido ao efeito de arco do solo. Efectivamente, as tensões são elevadas quando os deslocamentos são reduzidos, e reduzidas quando os deslocamentos são significativos.

Abaixo do fundo de escavação as tensões horizontais aumentam do estado de equilíbrio limite activo até ao estado de repouso com o aumento da profundidade. Esta distribuição de tensões está relacionada com a resistência passiva do solo em frente da cortina e com o modo como a parede se desloca nessa zona, uma vez que o deslocamento da parede diminui em relação à zona imediatamente superior.

A distribuição de tensões horizontais no lado de tardoz reflecte-se no respectivo ângulo de interface solo-estrutura mobilizado, como demonstra a Figura 3.7 (b).

O ângulo de interface no topo da cortina é influenciado pelo assentamento do terreno. Na Figura 3.5 verifica-se que o solo sofre um levantamento junto da cortina, originando forças tangenciais ascendentes transmitidas do solo para a parede, o que conduz a valores do ângulo de interface negativos. Após atingir o valor máximo, o ângulo de interface mobilizado mantém-se aproximadamente constante onde as tensões horizontais passam do passivo para valores inferiores ao activo teórico, nessa zona o quociente entre tensões tangenciais e normais é máximo. A partir daí, o valor mobilizado do ângulo de interface solo-estrutura diminui a par com o aumento das tensões horizontais, apresentando uma inflexão na zona do pé da cortina. Constata-se que para valores reduzidos das tensões horizontais atrás da parede o ângulo de interface solo-estrutura mobilizado aumenta, e quando as mesmas tensões aumentam, o ângulo de interface diminui.



(a) (b)

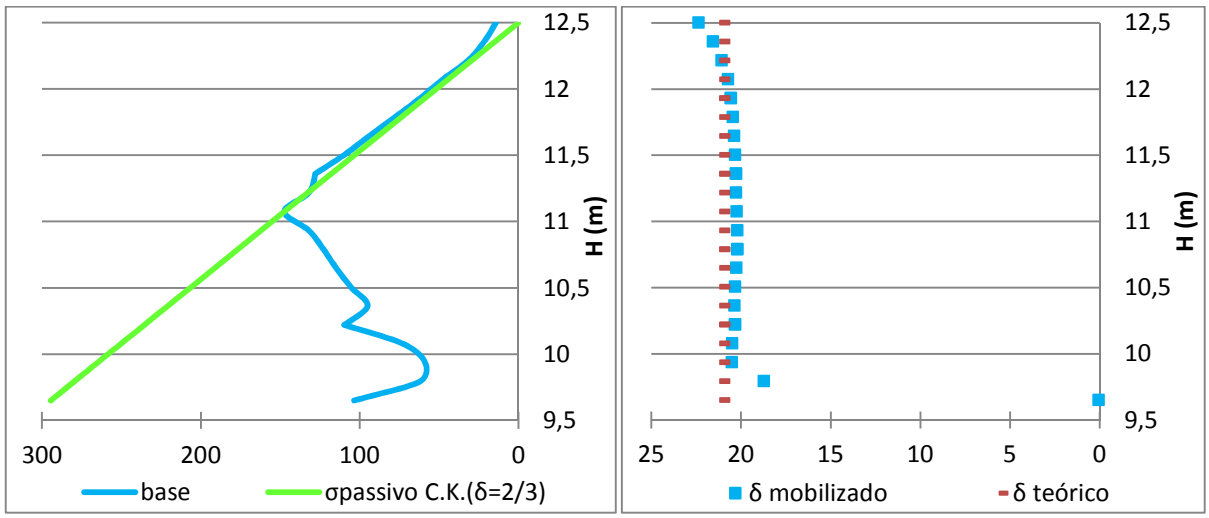
Fig. 3.7 – Cálculo base: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

Na Figura 3.8 (a) apresenta-se a distribuição de tensões horizontais em frente da parede no final da escavação.

As tensões horizontais mobilizadas são praticamente coincidentes com as passivas teóricas até aproximadamente metade da altura enterrada, onde atingem um valor máximo de aproximadamente 150 kPa. A partir daí as tensões deixam de aumentar a par com as teóricas, para diminuírem gradualmente até ao pé da cortina, onde sofrem um ligeiro aumento pontual. O modo como a parede se desloca na zona enterrada é fundamental para compreender esta diminuição na distribuição de tensões, uma vez que esta se desloca em torno de um ponto situado abaixo do fundo de escavação como um corpo rígido, ou seja, a parede mantém-se praticamente recta nessa zona. Atente-se também na importância do movimento para o exterior mais perto do fundo de escavação que conduz à mobilização das tensões horizontais coincidentes com as teóricas.

Note-se que as tensões mobilizadas em frente da cortina são sempre iguais ou inferiores às passivas teóricas, enquanto as tensões mobilizadas no tardoz atingem valores inferiores aos activos teóricos.

Pela análise da Figura 3.8 (b) constata-se que a resistência tangencial é completamente mobilizada, apesar das tensões horizontais à frente da parede não serem. Admite-se ainda a influência nos ângulos de interface mobilizados do efeito da coesão de 1 kPa considerada em detrimento de 0 kPa. Observa-se um ligeiro acréscimo do ângulo de interface mobilizado perto do fundo de escavação, embora sem significado, e um decréscimo até se anular no pé da cortina, onde a tensão tangencial é extremamente reduzida.



(a) (b)

Fig. 3.8 – Cálculo base: a) tensões horizontais em frente da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da parede (˚)

A Figura 3.9 ilustra as distribuições de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede, em confronto com as teóricas obtidas pelo produto entre o peso volúmico do solo, γ, e o peso volúmico da parede, γ_b, com a profundidade, z. As tensões no terreno foram obtidas a partir de pontos imediatamente adjacentes à parede.

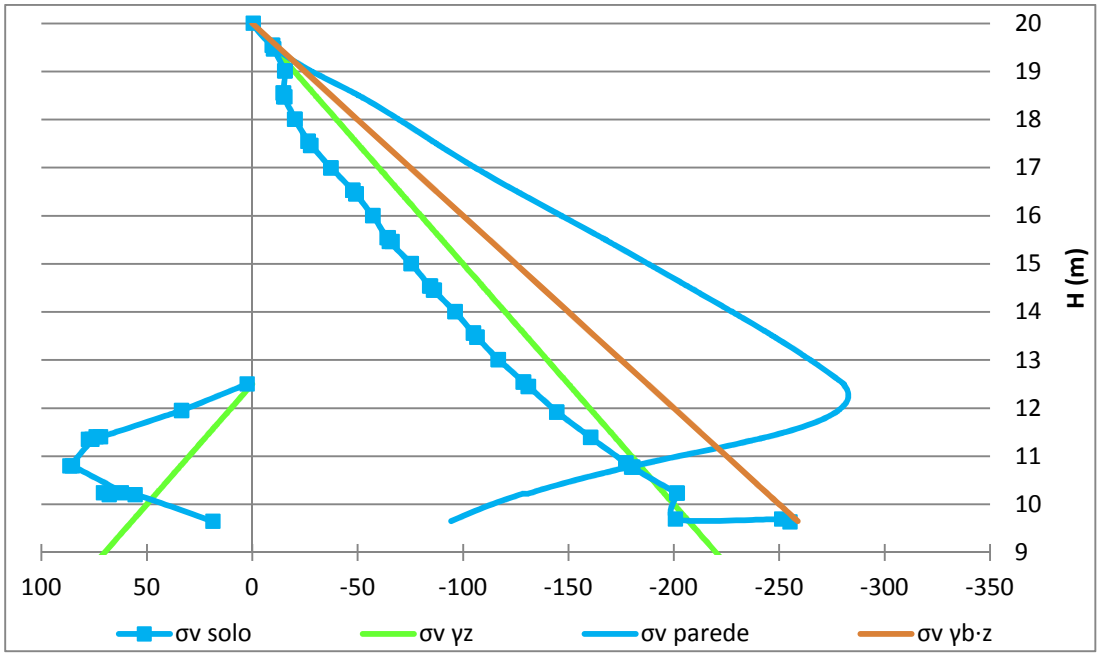


Fig. 3.9 – Distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede (kPa)

No topo da cortina as tensões verticais são coincidentes com as teóricas enquanto se verifica um aumento de tensão horizontal (ver Figura 3.7 (a)). Quando a tensão horizontal começa a decrescer, decrescem também as tensões verticais no tardoz da parede para valores inferiores aos teóricos, verificando-se uma diferença maior com as tensões teóricas onde as tensões horizontais apresentam também uma diferença maior com os valores teóricos. A tensão vertical atrás da parede mantém a sua diferença com os valores teóricos até ao fundo de escavação, a partir do qual se atenua até ultrapassar os valores teóricos na zona do pé da cortina, onde as tensões horizontais são máximas. A Figura 3.10 permite visualizar esta distribuição de tensões verticais do cálculo base na zona da cortina.

A presente análise evidencia a relação entre tensões horizontais e verticais atrás da parede. Quando as tensões horizontais diminuem, diminuem também as tensões verticais e vice-versa. Verifica-se ainda que as tensões verticais atrás da parede são inferiores às teóricas em concomitância com as tensões horizontais quando estas são também inferiores às teóricas. Isto permite concluir que o efeito de arco no solo implica não só redistribuição de tensões horizontais, mas também verticais, e que não podem ser dissociadas as tensões verticais das horizontais no tardoz da parede. A redistribuição das tensões verticais é perfeitamente "visível" na Figura 3.10, onde se observa a diminuição e o aumento de tensões verticais junto da parede precedidos por um aumento e diminuição, respectivamente. A interpretação deste fenómeno sugere a transmissão de tensões verticais atrás da parede entre estas zonas do maciço.

No que diz respeito às tensões verticais em frente da parede, verifica-se uma concordância perfeita com as tensões horizontais, uma vez que quando estas aumentam, aumentam as tensões verticais, e quando diminuem, diminuem também as tensões verticais. Apesar de as tensões verticais em frente da parede serem superiores às teóricas, o mesmo não se verifica nas tensões horizontais, como acontece do lado oposto. A Figura 3.10 evidencia mais uma diferença entre a distribuição de tensões verticais à frente e atrás da cortina. Em frente da cortina não se verifica uma diminuição de tensão vertical precedente de um aumento junto da parede, o que representa uma redistribuição de tensões verticais em frente da parede no maciço menos significativa que no lado oposto.

A tensão vertical da parede é coincidente com o valor teórico no topo da cortina. A partir daí supera os valores teóricos (com um crescimento linear), até ao fundo da escavação. Abaixo do fundo de escavação ocorre uma diminuição gradual da tensão vertical da parede devido às tensões tangenciais de sentido ascendente que o solo subjacente à escavação induz à parede. Esta distribuição de tensões sugere a redistribuição de tensões verticais entre o solo e a parede.

As variações de tensões verticais observadas exigem a mobilização de tensões tangenciais, o que implica uma rotação das tensões principais (especialmente junto da parede) deixando de coincidir com as direcções vertical e horizontal.

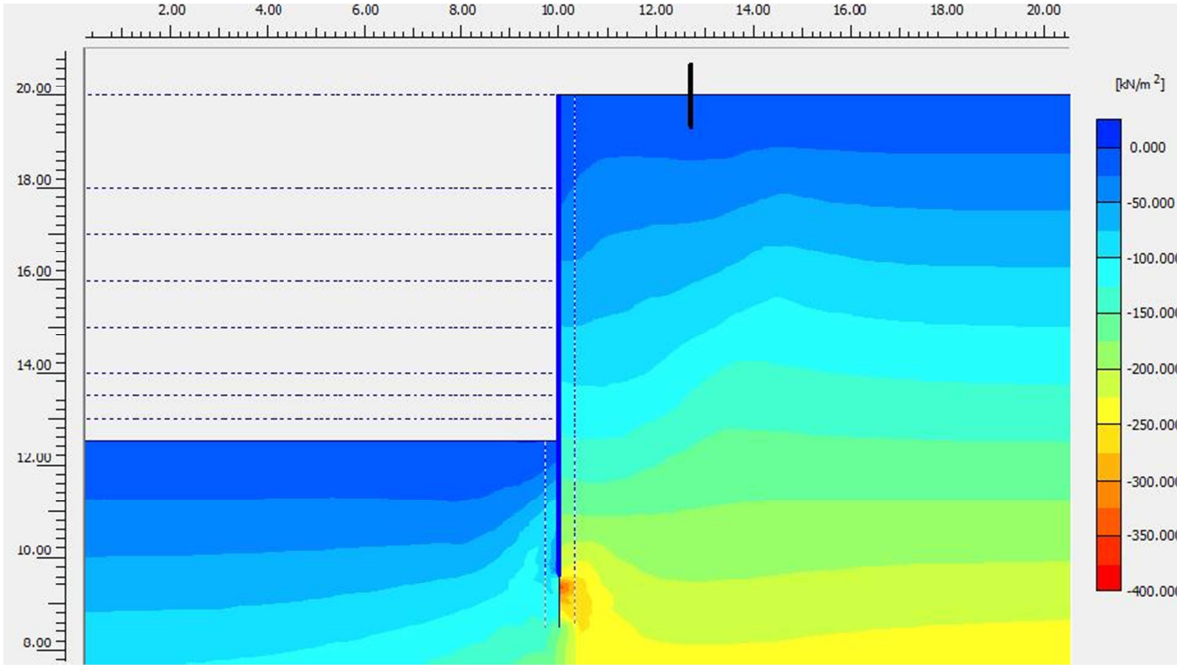


Fig. 3.10 – Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo base

Matos Fernandes et al. (1997) através da análise de uma escavação em maciços argilosos moles, adoptando como solução estrutural uma parede moldada de betão armado multiapoiada, com o método dos elementos finitos enunciaram conclusões bastante importantes para a compreensão do efeito de arco no solo, conclusões essas que vão de encontro ao observado neste cálculo. Os autores observaram um complexo mecanismo de transferência de tensões entre diversas zonas do sistema solo-estrutura devido ao efeito de arco do solo, com um aumento da concentração de pressões de terras nas zonas de maior rigidez da estrutura, nomeadamente o pé da cortina e a zona escorada. Constataram ainda que a redistribuição de tensões horizontais ocorre associada à redistribuição de tensões verticais no sistema solo-maciço e a rotações das tensões principais.

3.4.3. CONCLUSÕES

O comportamento de uma estrutura de suporte flexível monoapoiada evidenciado no cálculo base analisado permite enumerar as seguintes conclusões:

- os deslocamentos horizontais da parede aumentam no decorrer da escavação atingindo o valor máximo no final entre o fundo de escavação e o apoio;

- o momento flector da parede aumenta no decorrer da escavação atingindo o valor máximo no final; o momento flector máximo é positivo e ocorre entre o fundo de escavação e o apoio;

- o assentamento da superfície aumenta com o deslocamento horizontal da parede.

- o esforço no apoio aumenta progressivamente com o aumento da escavação;

- a forma dos diagramas de tensões horizontais de terras é distinta da triangular;

- o diagrama de tensões atrás da parede evidencia o efeito de arco que se gera em estruturas de suporte flexíveis;

- no topo da cortina, no tardoz da mesma, geram-se tensões passivas;

- as tensões no tardoz da cortina diminuem com o aumento dos deslocamentos e vice-versa;

- no tardoz, entre o topo da parede e a base de escavação, mobilizam-se tensões horizontais inferiores às activas teóricas;

- no tardoz da parede, o ângulo de interface solo-estrutura diminui quando as tensões horizontais aumentam, com excepção do topo da cortina; o valor do ângulo interface solo-estrutura mobilizado ultrapassa ligeiramente o valor teórico imposto no programa;

- as tensões horizontais em frente da parede são concordantes com as passivas teóricas só até uma determinada profundidade, a partir da qual diminuem até ao pé da cortina;

- em frente da parede as tensões horizontais mobilizadas são iguais ou inferiores às passivas teóricas;

- em frente da parede, a mobilização total das tensões tangenciais não implica a mobilização total das tensões horizontais;

- as tensões verticais atrás da parede apresentam concordância com as tensões horizontais, crescendo e diminuindo uma com a outra;

- a diminuição das tensões verticais no tardoz e junto da parede é precedida por aumento, e vice-versa;

- em frente da parede as tensões verticais superam os valores teóricos quando as tensões horizontais coincidem com as teóricas; as tensões verticais em frente da parede diminuem também a par com a diminuição das tensões horizontais;

- a redistribuição de tensões verticais em frente da cortina é menos significativa que do lado oposto;

- a redistribuição de tensões verticais implica uma rotação das tensões principais, deixando de ser coincidentes com a horizontal e vertical;

- a redistribuição de tensões ocorre entre diferentes zonas do maciço e também entre o solo e a parede;

- o efeito de arco responsável pela redistribuição de tensões horizontais não pode ser dissociado do efeito de arco associado à redistribuição de tensões verticais.

3.5. INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS E OPÇÕES RELACIONADOS COM A SIMULAÇÃO

Na presente secção são analisados parâmetros e opções relacionados com a modelação. A análise A.1 avalia a influência do peso da cortina, as análises A.2 e A.3 a influência da interface no pé da cortina, as análises A.4 e A.5 a influência da activação da interface no início da escavação e a análise A.6 avalia a influência da largura da escavação. Todos os cálculos foram comparados com o cálculo base.

3.5.1. CÁLCULO A.1

No cálculo A.1 é avaliada a influência do peso da parede, considerando o seu valor nulo em detrimento dos 10 kN/m/m considerados no cálculo base.

Os deslocamentos horizontais ao longo da parede são praticamente idênticos, embora o deslocamento horizontal máximo se reduza 5% (0,021 para 0,020m).

Os momentos flectores máximos na cortina sofrem uma redução de 10%, passando de 221 para 196 kNm/m. Verifica-se a existência de momentos flectores negativos na zona do pé na cortina, embora muito reduzidos.

Por observação da Figura 3.11 verifica-se que os deslocamentos verticais ascendentes da superfície crescem mais pronunciadamente até à cortina, onde o levantamento do solo é aproximadamente o dobro daquele observado no modelo base. Esta diferença pode ser explicada pelo aumento do deslocamento vertical da cortina de 8 para 20 mm, devido à ausência de peso. Atente-se, no entanto, que o solo desce 5 mm em relação ao levantamento da parede.

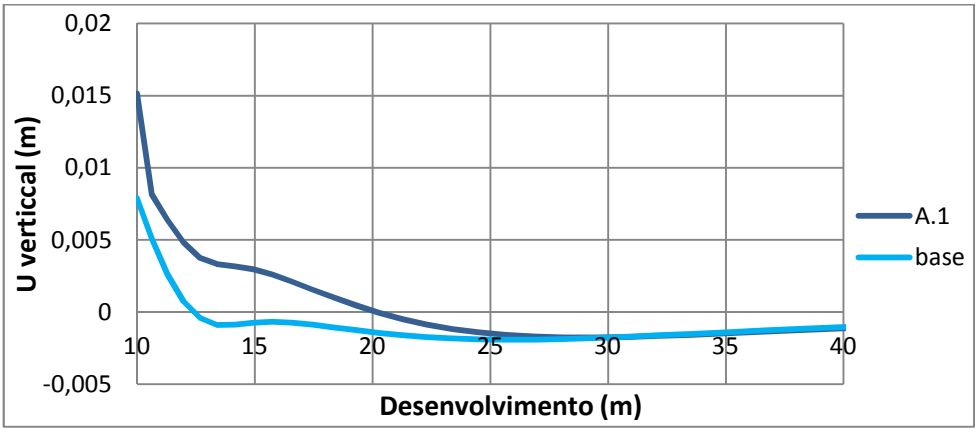
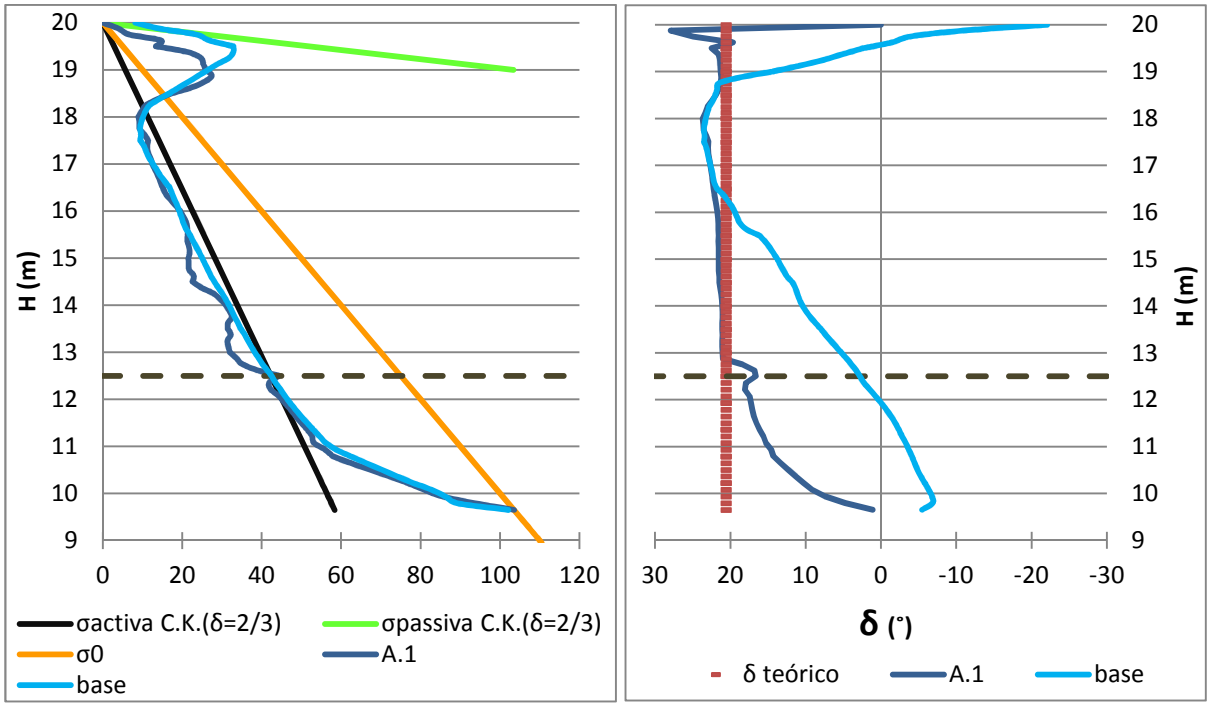


Fig. 3.11 – Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e A.1

A força no apoio reduz-se 14%, passando de 91 para 78kN/m.

As tensões horizontais em frente da parede são praticamente coincidentes nos dois modelos, bem como o ângulo de interface solo-estrutura mobilizado.

As tensões horizontais atrás da parede e o respectivo ângulo de interface solo-estrutura são os parâmetros que mais evidenciam as diferenças entre os dois modelos, como se pode observar na Figura 3.12.



(a) (b)

Fig. 3.12 – Confronto entre os cálculos base e A.1: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

No topo da cortina verifica-se uma menor mobilização de tensões horizontais e mais afastadas do estado limite de equilíbrio passivo. A partir daí os diagramas seguem de uma forma semelhante constatando-se apenas uma flutuação ligeira de valores menores que os activos teóricos até ao fundo de escavação. Na zona enterrada da parede, a distribuição é idêntica nos dois cálculos.

O ângulo de interface solo-estrutura máximo é mobilizado para um comprimento maior, desde o topo da cortina até ao fundo de escavação, a partir do qual decresce até se anular, embora se mantenha sempre superior ao ângulo de interface mobilizado no cálculo base. Verifica-se uma excelente concordância entre a variação de tensões horizontais e o ângulo de interface mobilizado. Torna-se bastante claro que ao diminuir as tensões horizontais o ângulo de interface mobilizado aumenta e vice-versa. Atente-se, que apesar de haver um levantamento do terreno junto da parede o ângulo de interface é sempre positivo, uma vez que a parede tem um deslocamento vertical ascendente superior ao do terreno, o que implica que o terreno deslize sobre a parede, aplicando-lhe tensões tangenciais descendentes.

A grande mobilização de tensão tangencial, de acordo com o ângulo de interface solo-estrutura mobilizado, é explicada com auxílio da Figura 3.13, onde se compreende que deva existir uma mobilização maior de tensão tangencial no tardoz da parede quando o seu peso é nulo de modo a garantir o equilíbrio vertical da estrutura, uma vez que a tensão tangencial em frente da parede não varia significativamente.

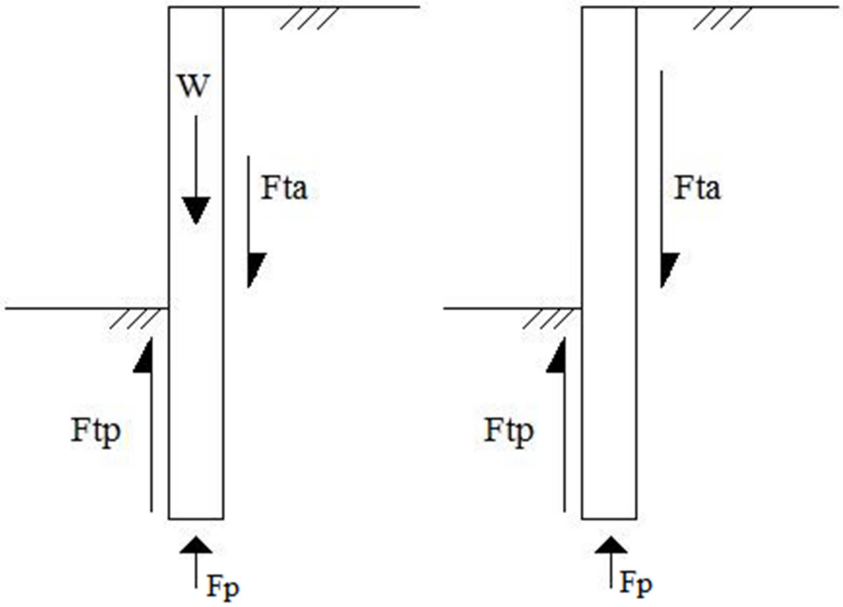


Fig. 3.13 – Equilíbrio de forças verticais com e sem peso na parede

A Figura 3.14 confronta as tensões verticais no solo atrás da parede e na parede. Optou-se por não representar as tensões verticais à frente da parede uma vez que estas são praticamente coincidentes com as do cálculo base.

Através da análise da figura em questão verifica-se que, tal como seria de esperar, devido à maior mobilização do ângulo de interface solo-estrutura as tensões tangenciais ascendentes que a parede aplica ao solo aumentam, o que provoca um alivio na tensão vertical no solo. As tensões verticais no terreno são inferiores às do cálculo base, o que vai de encontro com a redistribuição de tensões horizontais, mantendo-se idênticas na zona do topo e do pé da parede.

As tensões na parede foram representadas com e sem o peso da parede de modo a facilitar a compreensão da acção das tensões tangenciais. Quando a cortina é representada sem o peso a tensão é inferior em todo o seu comprimento, uma vez que a tensão devido à acção do peso é uma parcela fundamental. Quando se acrescenta o peso à parede verifica-se que, de facto, a tensão aumenta devido à maior mobilização de tensões tangenciais, depreendendo-se daqui que uma maior parte do esforço passa a ser absorvida pela parede, o que permite o referido alivio da tensão no solo.

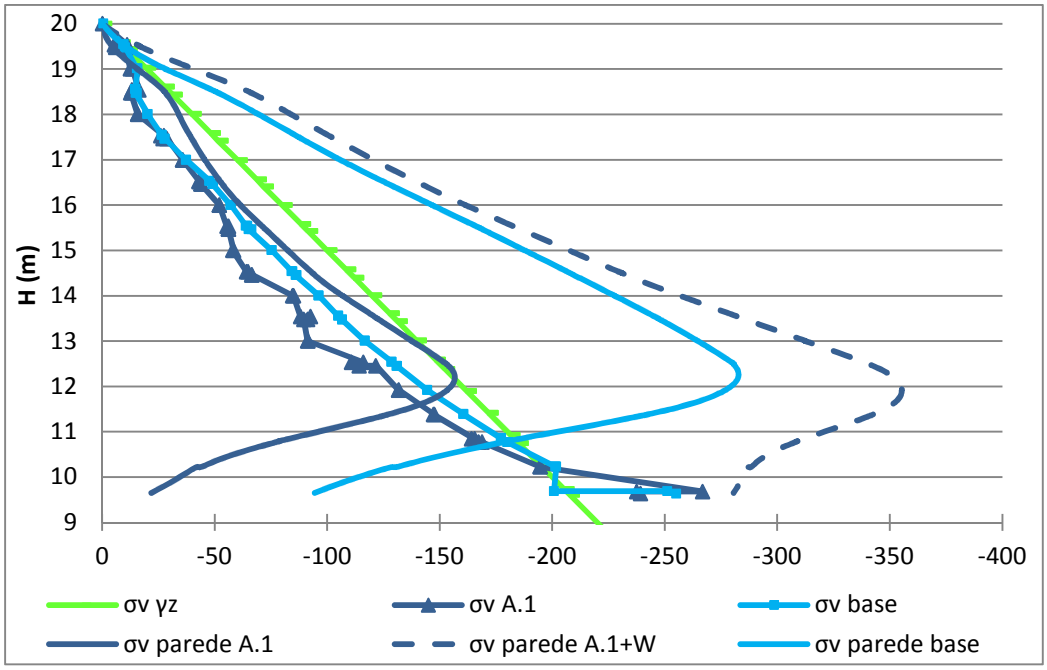


Fig. 3.14 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno atrás da parede e na própria parede (kPa)

3.5.2. CÁLCULO A.2

No cálculo A.2 considerou-se apenas a interface até ao pé da cortina.

As únicas variações a referir na análise deste cálculo são as diferentes tensões verticais e ângulo de interface solo-estrutura no pé da cortina.

As tensões verticais em frente da parede diminuem cerca de 10kPa, atrás da parede aumentam cerca de 30kPa e as da cortina diminuem cerca de 20kPa.

No tardoz da cortina, o ângulo de interface solo-estrutura anula-se no pé da cortina para uma tensão horizontal coincidente com a de repouso.

3.5.3. CÁLCULO A.3

No cálculo A.3 considerou-se a interface abaixo do pé da cortina com um ângulo de interface solo-estrutura igual a 2/3 do ângulo de atrito do solo e módulo de Young igual ao do solo.

Não se verificam diferenças significativas em relação ao cálculo base em nenhum parâmetro avaliado, a não ser um discreto decréscimo da tensão vertical em frente da parede e um aumento da tensão vertical atrás da parede no pé da cortina.

3.5.4. CÁLCULO A.4

No cálculo A.4 activou-se a interface apenas no início da escavação, deixando inactiva durante a instalação da cortina e da escora. O peso da cortina manteve-se igual.

Verificaram-se apenas duas diferenças, embora mínimas, considerando a activação da interface deste modo. Atrás da parede, o ângulo de interface solo-estrutura na zona do pé da cortina tende para

valores menores, desaparecendo a inflexão, culminando no valor final de -20˚. A tensão da parede no seu pé sofreu um ligeiro decréscimo.

3.5.5. CÁLCULO A.5

No cálculo A.5 activou-se a interface apenas no início da escavação, deixando-a inactiva durante a instalação da cortina e da escora, e considerado o peso da cortina nulo.

Não foram observadas diferenças com esta alteração em relação ao cálculo base, a não ser um discreto aumento das tensões horizontais no tardoz da parede.

3.5.6. CÁLCULO A.6

No cálculo A.6 considerou-se uma largura de escavação de 40 m em detrimento dos 20 m iniciais.

Os deslocamentos horizontais aumentam ligeiramente em toda a cortina, verificando-se as maiores diferenças na metade inferior da cortina. O deslocamento horizontal máximo aumenta 11% (0,021 para 0,024 m).

Os momentos flectores máximos na cortina sofrem um ligeiro aumento de 221 para 226 kNm/m.

A força no apoio aumenta 7% de 91 para 98 kN/m.

As tensões mobilizadas em frente da cortina são coincidentes mais próximo da base de escavação até determinado ponto, a partir do qual diminuem até ao pé da cortina onde coincidem, como se verifica na Figura 3.15. Este facto é atribuído a uma menor compressão do solo devido ao confinamento das paredes na zona enterrada, uma vez que o solo sofre maiores deslocamentos verticais ao longo do fundo da escavação, principalmente a meio, onde a descompressão é maior.

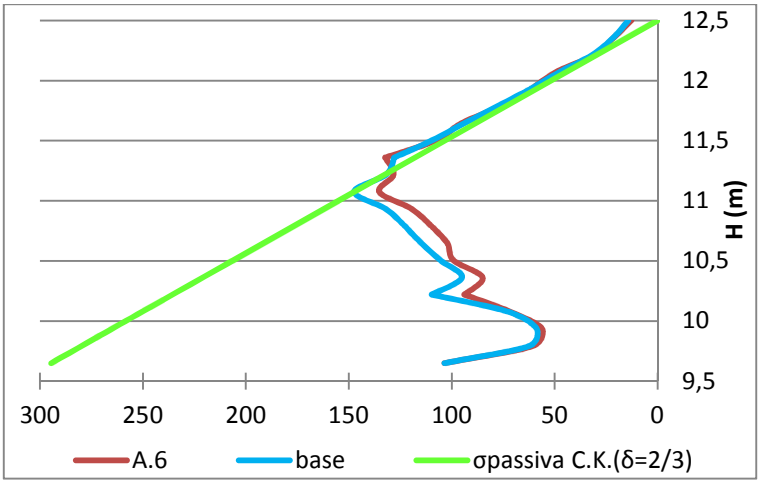


Fig. 3.15 – Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base e A.4 (kPa)

As tensões horizontais no tardoz do topo da cortina permanecem próximas do estado limite de equilíbrio passivo. A partir daí as tensões horizontais são idênticas ao cálculo base diferindo apenas na parte enterrada, onde as tensões horizontais tendem para o repouso menos pronunciadamente.

As tensões verticais sofrem alterações a par com as horizontais. Verifica-se uma diminuição das tensões verticais em frente da parede onde as tensões horizontais são inferiores às do cálculo base.

Atrás da parede, apenas no pé da cortina as tensões verticais diferem, sendo menores às do cálculo base, a par com a mobilização menos pronunciada das tensões horizontais.

As tensões verticais na cortina são idênticas, embora ligeiramente superiores no pé da cortina.

3.5.7. CONCLUSÕES

A análise efectuada nesta secção acerca de variações numéricas permite enunciar as seguintes conclusões:

- a consideração do peso da parede nulo implica uma maior mobilização da força descendente atrás da parede para manter o equilíbrio vertical;

- o facto de o peso da parede ser nulo permite à parede um maior deslocamento vertical, o que provoca um maior levantamento do terreno atrás da parede;

- a consideração da interface apenas ao longo da cortina não traz alterações significativas;

- a variação do ângulo de interface solo-estrutura e a rigidez da interface abaixo do pé da cortina não causam alterações significativas;

- a activação da interface apenas quando se inicia a escavação não produz alterações consideráveis quer o peso da cortina seja considerado nulo ou não;

- a largura da escavação influencia o estado de compressão do solo devido ao efeito do confinamento entre as paredes provocando menor mobilização de tensões passivas.

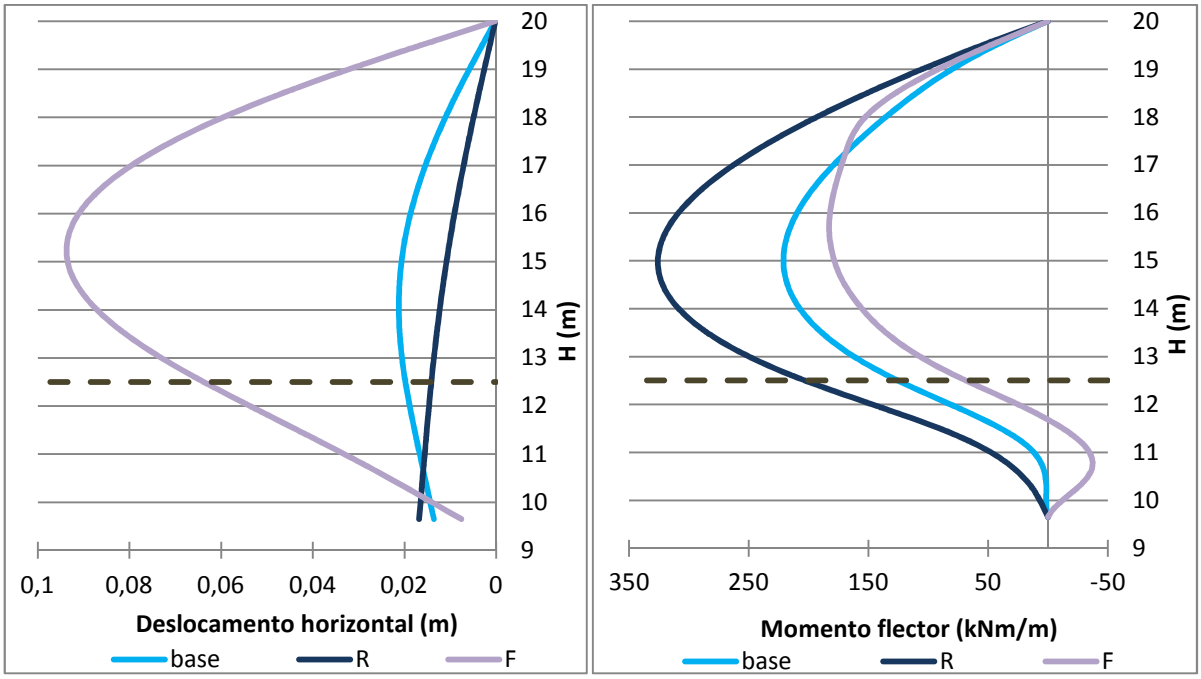
3.6. INFLUÊNCIA DA FLEXIBILIDADE DA CORTINA

Na presente secção são analisadas variações da flexibilidade da cortina no comportamento global da estrutura. Todos os cálculos foram comparados com o cálculo base.

3.6.1. CÁLCULOS R E F

A influência da flexibilidade da cortina foi analisada considerando-a mais rígida 8 vezes, cálculo R, e mais flexível 8 vezes, cálculo F, multiplicando ou dividindo o módulo de Young do betão, E_b, por 8, respectivamente. Com estas alterações pretendeu-se simular uma parede moldada de betão armado com 0,8 m de espessura e uma parede de estacas-prancha de rigidez flexional semelhante.

Os deslocamentos horizontais, ilustrados na Figura 3.16 (a), na parede mais rígida são inferiores ao modelo base em todo o comprimento da parede excepto na zona do pé, onde atinge um valor superior ao deslocamento máximo do modelo base. Com o aumento da rigidez verifica-se uma redução muito significativa na concavidade da parede, de facto, o seu movimento assemelha-se a um corpo rígido que roda em torna do apoio fixo. Na parede mais flexível verifica-se exactamente o contrário, os deslocamentos são largamente superiores em todo o comprimento excepto na zona do pé. A encurvadura da parede aumenta significativamente com a flexibilidade da cortina, uma vez que este aumento da flexibilidade permite uma maior deformação por flexão da cortina. A parede mais flexível apresenta um aumento do deslocamento horizontal máximo de 440% (0,021 para 0,094 m) o qual ocorre entre a base de escavação e o apoio.



(a) (b)

Fig. 3.16 – Confronto entre os cálculos base, R e F: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

Na Figura 3.16 (b) apresentam-se os momentos flectores na parede para as diferentes flexibilidades.

Os momentos flectores máximos aumentam 47% (221 para 326 kNm/m) na cortina mais rígida e diminuem 21% (221 para 183 kNm/m) na mais flexível. Na cortina mais rígida os momentos flectores são superiores em toda a cortina, enquanto na cortina mais flexível os momentos são superiores na zona do topo da cortina para depois serem sempre inferiores, atingindo valores negativos de 37 kNm/m abaixo do fundo de escavação. Constata-se desta forma que os momentos flectores máximos positivos reduzem-se e os negativos aumentam, em conformidade com o aumento dos deslocamentos horizontais para estruturas mais flexíveis.

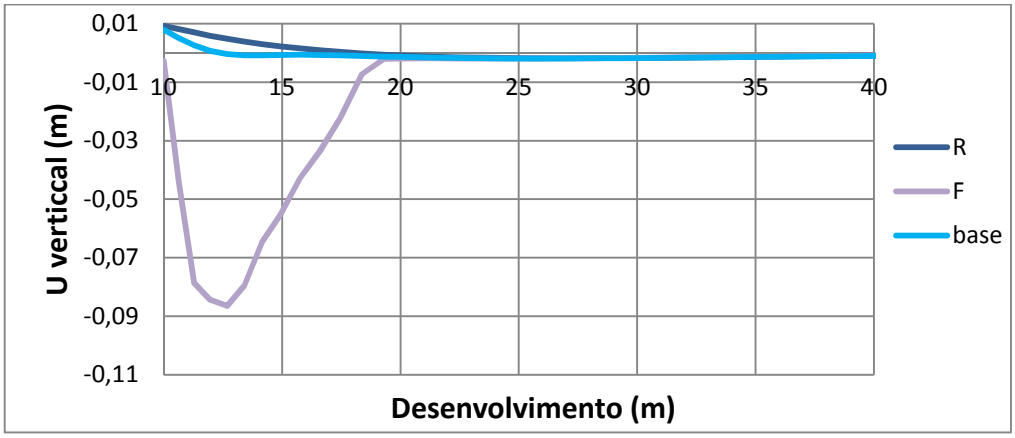


Fig. 3.17 – Confronto dos assentamentos superficiais entre os modelos base, R e F

A análise da Figura 3.17, onde estão representados os assentamentos superficiais do terreno, permite constatar que o assentamento do terreno é tanto maior, quanto maior for a flexibilidade. O aumento dos deslocamentos horizontais da parede provoca, logicamente, maiores assentamentos do terreno. Quando a estrutura é mais rígida os deslocamentos horizontais da parede são menores, logo o levantamento do terreno é maior.

Atente-se ainda nos cálculos base e R entre os 10 e os 15 m. Verifica-se que a parede mais rígida tem um levantamento mais pronunciado. Isto deve-se ao efeito de arco que é menor, uma vez que os deslocamentos da parede mais rígida são inferiores aos da parede com uma rigidez flexional normal.

A Figura 3.18 (a) confronta a distribuição de tensões horizontais atrás da parede para as diferentes flexibilidades.

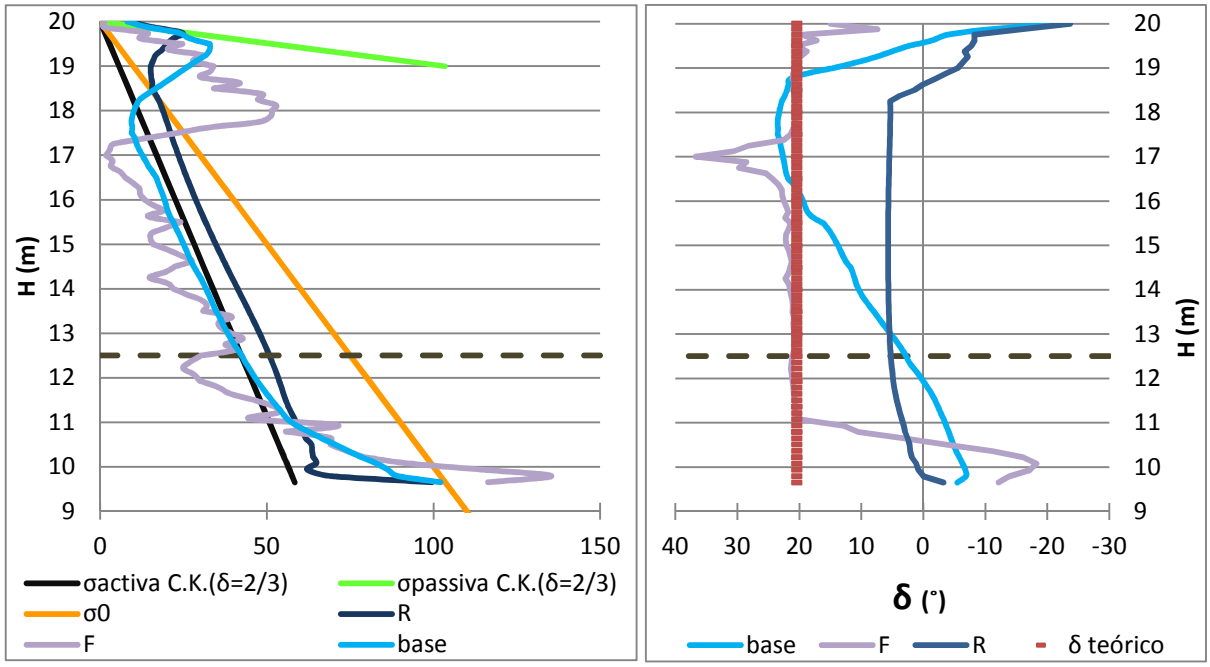
Na cortina mais rígida é reduzida a concentração de tensões horizontais no topo da cortina devido ao menor deslocamento horizontal da parede, que se traduz num menor efeito de arco, logo menores serão as concentrações de tensão junto ao apoio. A partir desta zona as tensões horizontais aumentam a par com as teóricas, mas sempre com valores superiores. Apenas no pé da cortina, as tensões tendem para o repouso. A distribuição de tensões horizontais abaixo do fundo de escavação é diferente devido ao deslocamento da parede, uma vez que aumenta desde o fundo de escavação até ao pé da cortina.

Na cortina mais flexível, com os grandes deslocamentos a que é sujeita, mobiliza-se mais tensão horizontal no topo da cortina, embora não coincidente o estado limite de equilíbrio passivo. Após esta zona, as tensões diminuem para valores inferiores aos activos teóricos até aproximadamente metade da altura enterrada da cortina, onde aumentam até ultrapassarem os valores teóricos das tensões de repouso. Esta distribuição de tensões é atribuída ao grande aumento dos deslocamentos da cortina o que provoca um aumento do efeito de arco. A maior deformação da parede implica um aumento das zonas do maciço próximas ou que sofreram plastificação, o que acarreta um acréscimo de transferência de tensões para as zonas menos solicitadas. Note-se que a grande flutuação de valores de tensões do tipo activo é devida à grande quantidade de pontos plastificados na zona de interface da cortina.

A concordância entre tensões horizontais no tardoz da parede e ângulos de interface solo-estrutura é mais uma vez evidenciada na Figura 3.18 (b).

Na estrutura mais rígida o ângulo de interface atinge valores negativos no topo da cortina devido ao levantamento do terreno, como se verifica no modelo base. O facto de as tensões horizontais no tardoz da parede serem superiores às activas teóricas indica que a resistência do solo e a resistência da interface as tensões não foram completamente mobilizadas, o que se comprova pelo ângulo de interface inferior ao teórico, que se mantém constante até ao pé da cortina, onde diminui em concordância com o aumento da tensão horizontal para o repouso.

Na estrutura mais flexível o ângulo de interface não atinge valores negativos, embora se reduza no topo da cortina, uma vez que junto da parede o terreno sofre assentamento, o que implica tensões tangenciais transmitidas do solo para a parede com sentido descendente. Este facto explica também o afastamento das tensões horizontais mobilizadas no topo da cortina do estado limite de equilíbrio passivo. O valor máximo do ângulo de interface é mobilizado, de acordo com a baixa mobilização de tensões horizontais, aproximadamente do topo da parede até metade da altura enterrada da parede, onde as tensões horizontais superam os valores teóricos em direcção ao estado de repouso.



(a) (b)

Fig. 3.18 – Confronto entre os cálculos base, R e F: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

A força no apoio aumenta para as duas análises. Para a parede mais rígida o aumento é de 25% (91 para 114 kN/m) e para a mais flexível de 6% (91 para 97 kN/m). Atente-se que em ambos os casos as forças aumentam, embora por diferentes razões. Com o aumento da flexibilidade da parede e consequente aumento dos deslocamentos horizontais, os esforços no apoio aumentam de modo a "conter" o aumento dos deslocamentos e responder à elevada concentração de tensões horizontais no topo atrás da parede, no entanto, para cortinas muito rígidas, verifica-se também um aumento dos esforços no apoio devido ao tipo de movimento a elas associado. Como o movimento se assemelha a um corpo rígido que roda em torno do apoio, compreende-se que neste os esforços aumentem de modo a manter o deslocamento nulo onde se localiza.

Na Figura 3.19 representaram-se as distribuições de tensões horizontais em frente da parede para os três cálculos. Optou-se por não representar os ângulos de interface solo-estrutura uma vez que estes mantêm sempre a mesma disposição.

É possível observar na Figura 3.19 que a mobilização de tensões horizontais em frente da parede aumenta com a sua flexibilidade, ou seja, a par com o aumento dos deslocamentos que esta experimenta. Atente-se no pormenor da zona do pé da cortina onde as tensões horizontais são maiores ou menores conforme o deslocamento seja maior ou menor. O valor passivo teórico das tensões nunca é ultrapassado independentemente dos deslocamentos e das tensões horizontais mobilizadas.

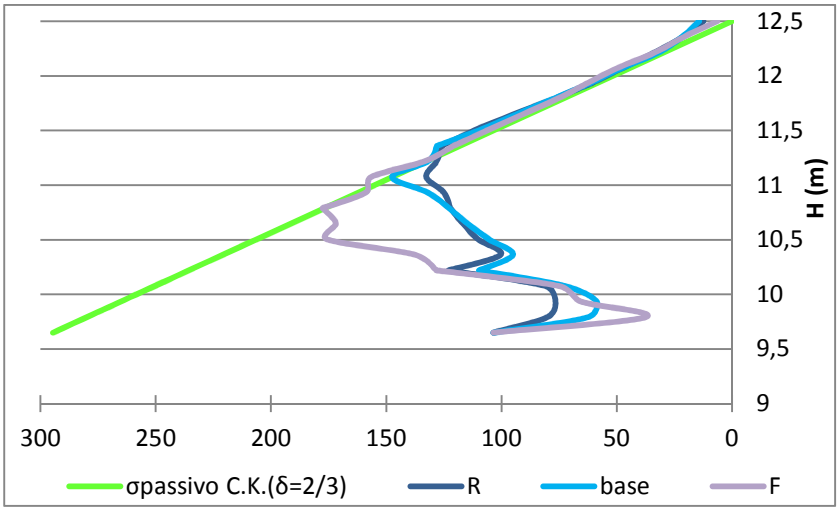


Fig. 3.19 – Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base, R e F (kPa)

Na Figura 3.20 apresentam-se as tensões verticais no solo em frente da parede e mais uma vez se verifica a boa concordância com as tensões horizontais e por sua vez com os deslocamentos da parede. As tensões verticais aumentam quando aumentam as tensões horizontais e respectivos deslocamentos e vice-versa.

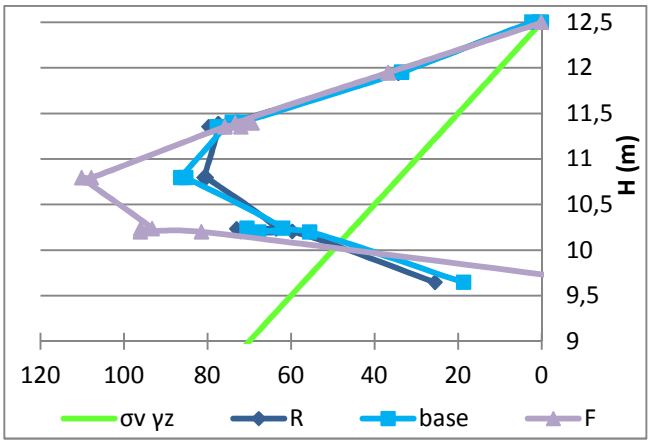


Fig. 3.20 – Confronto de tensões verticais no terreno em frente da parede entre cálculos base, R e F (kPa)

Na Figura 3.21 podem-se observar as tensões verticais no solo atrás da parede e na própria parede. Verifica-se com o aumento da flexibilidade da parede que as tensões verticais no solo diminuem e as tensões verticais na parede aumentam, excepto no pé da cortina onde se verifica o contrário para as tensões do solo. O aumento da flexibilidade da parede, associado ao aumento dos deslocamentos, provoca uma maior redistribuição de tensões, ou seja, um aumento do efeito de arco no solo. Observa-se ainda que a distribuição de tensões verticais apresenta coerência com a distribuição de tensões horizontais, na medida em que são tanto maiores ou menores conforme estas sejam maiores ou menores, respectivamente. Note-se que no topo da cortina, independentemente das tensões mobilizadas e dos deslocamentos, as tensões verticais não superam os valores teóricos, coincidem com eles. Atente-se ainda na análise R, onde as tensões verticais do lado de tardoz são inferiores aos valores passivos teóricos (diferença que aumente do topo para o pé da cortina) mesmo com as tensões

horizontais superiores ao estado limite de equilibrio activo ao longo de toda a cortina, como não se verificou em nenhuma análise anterior. Tal facto permite aferir que mesmo que as tensões horizontais sejam superiores aos valores activos teóricos existe redistribuição de tensões verticais no solo.

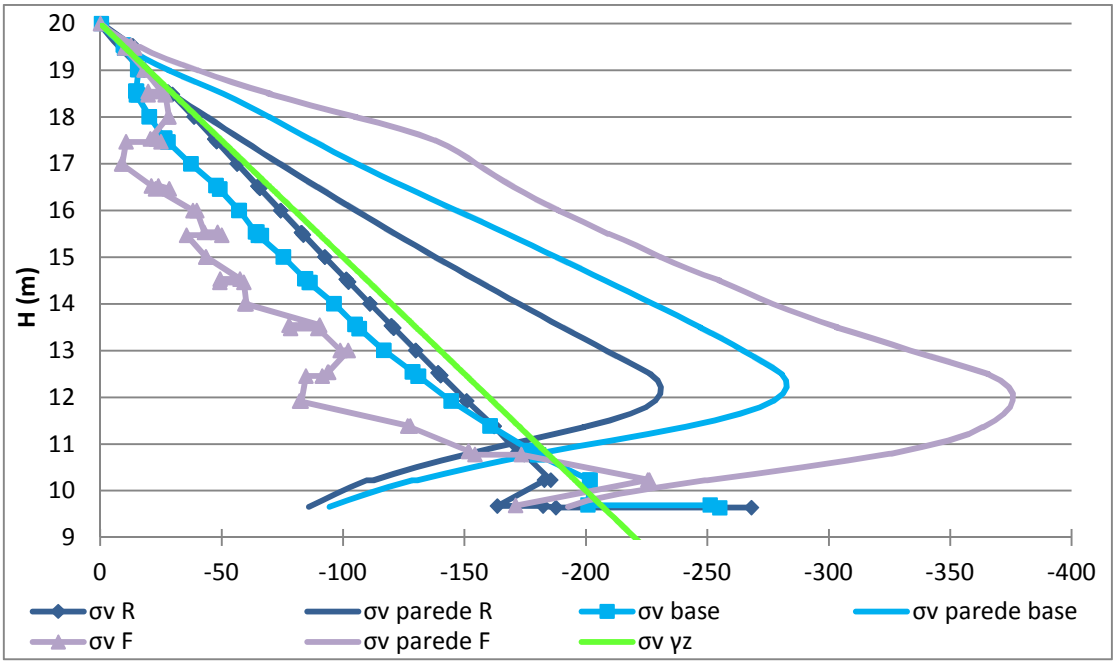


Fig. 3.21 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno atrás da parede e na própria parede entre os cálculos base, R e F (kPa)

3.6.2. Influência da Anulação dos Deslocamentos do Modelo com a Instalação da Cortina

Os cálculos base, R e F deste capítulo foram posteriormente analisados considerando nulos os deslocamentos devidos à instalação da cortina e da escora para avaliar o efeito de tal alteração, ou seja, após a instalação da parede e da escora os deslocamentos no modelo foram anulados e prosseguiu-se o cálculo.

Os resultados obtidos não mostraram nenhuma diferença a não ser nos assentamentos da superfície. Nas estruturas mais rígidas verificou-se um aumento do levantamento do terreno junto da parede e na estrutura mais flexível os assentamentos foram menores, embora as variações verificadas tenham sido muito ligeiras, não excedendo os 4 mm em nenhum dos casos. Com a instalação da parede o terreno assenta devido ao seu peso, razão pela qual se justificam os resultados obtidos.

3.6.3. Conclusões

A análise efectuada nesta secção acerca da influência da flexibilidade da parede permite enunciar as seguintes conclusões:

- os deslocamentos horizontais aumentam com o aumento da flexibilidade da parede;

- os momentos flectores máximos positivos diminuem com o aumento da flexibilidade enquanto os negativos aumentam;

- os assentamentos da superfície aumentam com a flexibilidade, especialmente junto da parede, em consequência do aumento dos seus deslocamentos horizontais;

- a força no apoio aumenta com o aumento ou redução da flexibilidade, embora devido a efeitos diferentes;

- na zona do topo da parede as tensões horizontais mobilizadas afastam-se do estado limite de equilíbrio passivo com o aumento da flexibilidade;

- as tensões horizontais atrás da cortina diminuem após o topo da parede até um pouco abaixo da base de escavação, e em frente da cortina aumentam com o aumento da flexibilidade;

- as tensões passivas teóricas não são ultrapassadas, independentemente da flexibilidade da cortina e consequente quantidade ou tipo de movimento associado;

- o ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da cortina é independente da flexibilidade;

- as tensões verticais no solo atrás e à frente da parede diminuem e aumentam, respectivamente, com o aumento da flexibilidade, em concordância com as tensões horizontais;

- as tensões verticais no solo atrás da cortina inferiores aos valores geoestáticos não implicam necessariamente que as tensões horizontais sejam inferiores às activas teóricas;

- existe sempre redistribuição de tensões verticais atrás da cortina, mesmo quando as tensões horizontais são superiores aos valores activos teóricos;

- a tensão tangencial mobilizada ao longo da parede aumenta com o aumento da flexibilidade;

- o efeito de arco no solo aumenta com o aumento flexibilidade;

- anular os deslocamentos após a instalação da parede e da escora não comporta alterações consideráveis.

3.7. INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE INTERFACE

Na presente secção é analisada a influência do ângulo de interface solo-estrutura no comportamento global da estrutura. Analisou-se também a variação do referido ângulo conjugada com a flexibilidade da parede. Todos os cálculos foram comparados com o cálculo base.

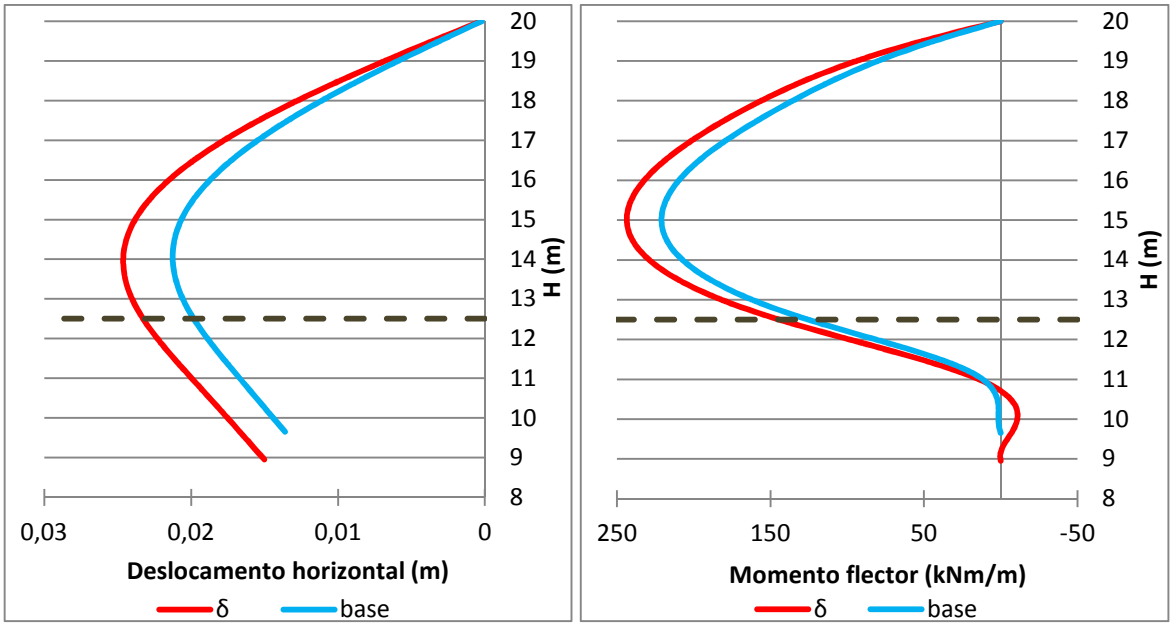
3.7.1. CÁLCULO δ

A influência do ângulo de interface solo-estrutura foi analisada considerando-o 1/3 do ângulo de atrito do solo em detrimento dos 2/3 considerados no modelo base. Esta variação conduz a uma altura maior da parede de modo a garantir a mesma segurança aplicada no modelo base, passando de 10,35 para 11,05 m. O valor para o ângulo de interface solo-estrutura de 1/3 do ângulo de atrito do solo é correntemente utilizado para estruturas de aço, como por exemplo estacas-prancha.

Na Figura 3.22 (a) apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede para os diferentes ângulos de interface solo-estrutura.

Os deslocamentos horizontais para o ângulo de interface menor são superiores ao cálculo base em todo o comprimento da parede. O aumento do deslocamento horizontal máximo é de 15% (0,021 para 0,025 m).

Verifica-se um aumento do momento flector máximo de 10% (221 para 243 kNm/m) para o ângulo de interface menor. Os momentos flectores da análise δ são superiores ao longo de toda a cortina excepto na zona do pé, onde atingem valores negativos, embora irrelevantes, como ilustra a Figura 3.22 (b).



(a) (b)

Fig. 3.22 – Confronto entre os cálculos base e δ: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

A redução do ângulo de interface solo-estrutura implica um aumento no coeficiente de impulso activo e uma redução do coeficiente de impulso passivo, aumentando e diminuindo, respectivamente, os impulsos activo e passivo. Estas alterações provocam o aumento dos deslocamentos da parede para o exterior a par com o aumento dos momentos flectores.

Pela análise da Figura 3.23 verifica-se que os assentamentos da superfície aumentam com a diminuição do ângulo de interface solo-estrutura. O levantamento da superfície junto da parede torna-se bastante menor, quer em altura quer em desenvolvimento. Uma vez que o atrito é reduzido entre o solo e a estrutura, o solo pode "deslizar" mais facilmente sobre a parede aumentando deste modo os assentamentos.

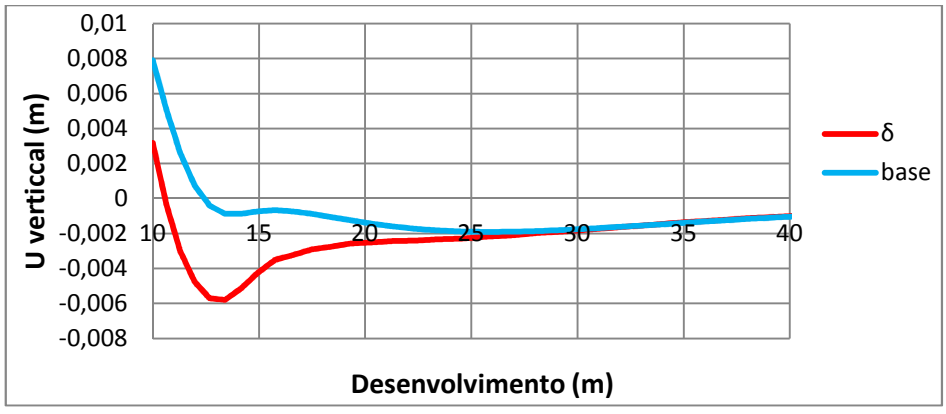


Fig. 3.23 – Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e δ

A força no apoio aumenta com a redução do ângulo de interface pela mesma razão enunciada anteriormente relativamente à alteração dos coeficientes de impulso e também devido ao aumento da concentração de tensões horizontais no topo da cortina, como se observará de seguida. O aumento verificado da análise δ para o modelo base foi de 16% (91 para 106 kN/m).

Na Figura 3.24 apresentam-se as distribuições de tensões horizontais de ambos os lados da parede para os cálculos base e δ. Optou-se por não representar os ângulos de interface mobilizados uma vez que a sua distribuição é igual à do cálculo base, embora com o valor teórico máximo de 10˚.

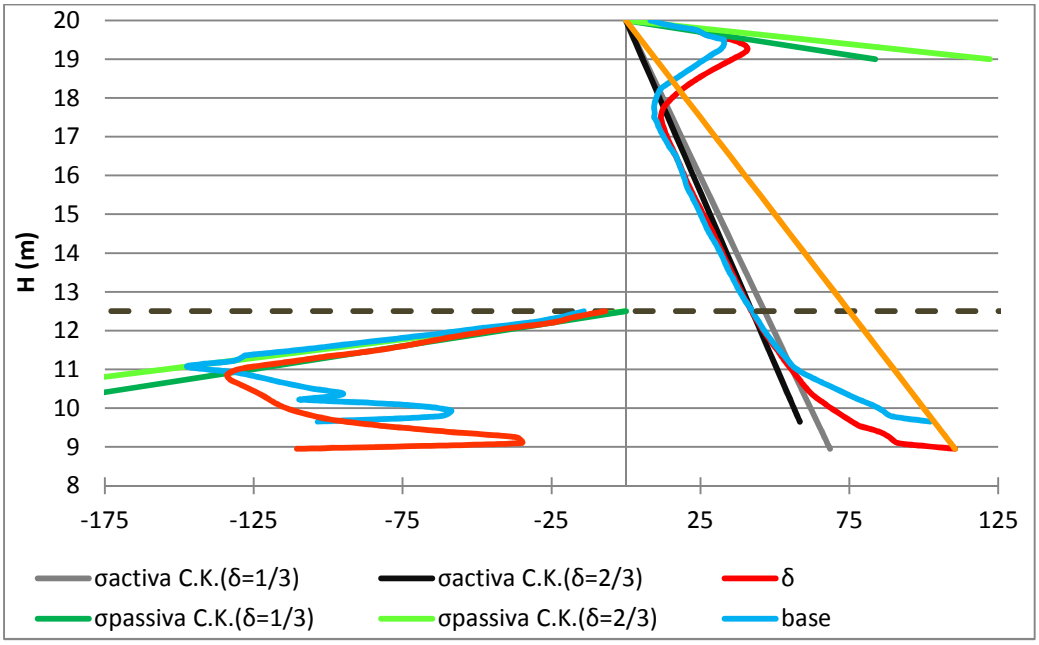


Fig. 3.24 – Confronto de tensões horizontais de ambos os lados da parede entre os cálculos base e δ (kPa)

As tensões horizontais mobilizadas para a análise δ aumentam atrás da parede na zona do topo para depois coincidirem aproximadamente com o cálculo base até ao pé da cortina, onde as tensões se aproximam do repouso de forma idêntica (atente-se que a altura das cortinas difere 0,70 m). O facto de as tensões horizontais atrás da parede serem quase coincidentes nas duas análises significa que para o menor ângulo de interface as tensões horizontais se afastam mais dos valores activos teóricos, embora a diferença seja mínima.

No que diz respeito às tensões horizontais em frente da parede, constata-se que a máxima tensão mobilizada se reduz. No entanto, o integral de tensões aumenta devido ao aumento dos deslocamentos e do comprimento da parede, o impulso passivo aumenta 20% (254 para 304 kN/m) ao contrário do referido anteriormente pela teoria que dita a redução do coeficiente de impulso passivo e consequentemente do impulso passivo, uma vez que comprimento da parede aumenta provocando esta alteração significativa. Verifica-se ainda que as tensões teóricas não são ultrapassadas quando se reduz o ângulo de interface.

Como foi referido anteriormente, a diminuição do ângulo de interface solo-estrutura provoca, respectivamente, o aumento e a redução dos coeficientes de impulso activo e passivo, o que por si, implica o aumento e redução dos impulsos activo e passivo, respectivamente. Uma vez que o impulso activo é uma acção e o passivo uma reacção, constata-se que a redução do ângulo de interface solo-

estrutura não favorece a estabilidade da estrutura. O aumento do comprimento da cortina no cálculo δ de modo a garantir a mesma segurança do cálculo base corrobora também a esta ideia.

Na Figura 3.25 pode observar-se as tensões verticais no solo e na parede.

As tensões verticais no solo no tardoz da parede, para o menor ângulo de interface são ligeiramente superiores ao cálculo base até ao fundo de escavação, a partir da qual diminuem ligeiramente mais que o cálculo base. Apesar de a diferença entre as tensões activas teóricas e mobilizadas ser maior para um ângulo de interface menor, nas tensões verticais sucede o contrário.

As tensões verticais em frente da parede são claramente menores que no cálculo base, no entanto mantêm-se superiores às teóricas numa zona superior da parede enterrada e inferiores na zona do pé da cortina, em concordância com as tensões horizontais.

A redução do atrito solo-estrutura trava a transfência de tensões verticais para a parede devido à diminuição de tensões tangenciais mobilizadas na interface, o que implica que o equilíbrio deva ser garantido em maior parte pelo maciço. Este fenómeno traduz-se numa maior transferência de tensões do solo junto da parede para o interior do maciço, como se pode observar nas Figuras 3.26 e 3.27 (na Figura 3.27 apresentaram-se apenas cortes de secções acima do fundo de escavação uma vez que apenas às cotas das várias escavações é possível traçar secções iguais nos diferentes cálculos). Na Figura 3.27 é perceptível um ligeiro aumento da tensão vertical no interior do maciço, aumento este que se verifica mais afastado da cortina. Este efeito foi também verificado por Matos Fernandes et al. (1997), que estudou um problema semelhante adoptando δ=0.

As tensões na parede diminuem para o menor ângulo de interface acima do fundo de escavação, a partir do qual se dá uma inflexão neste comportamento. A tensão da parede para o menor ângulo de interface não diminui tão pronunciadamente e torna-se superior à tensão do cálculo base.

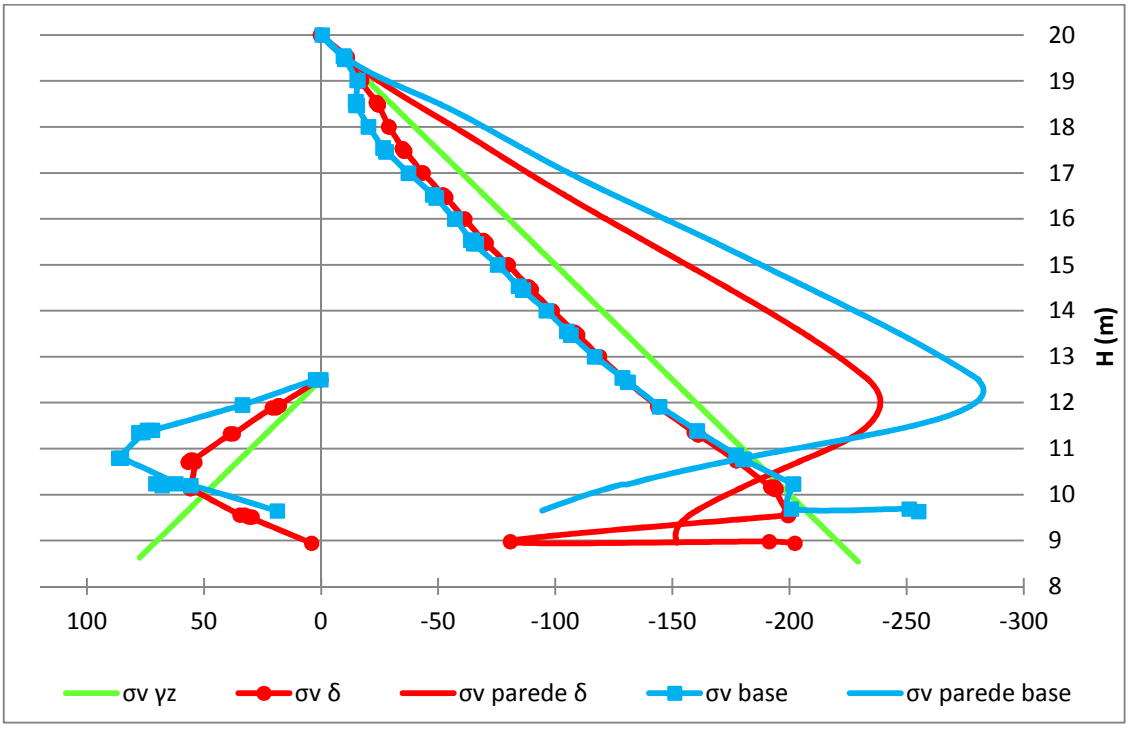


Fig. 3.25 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base e δ (kPa)

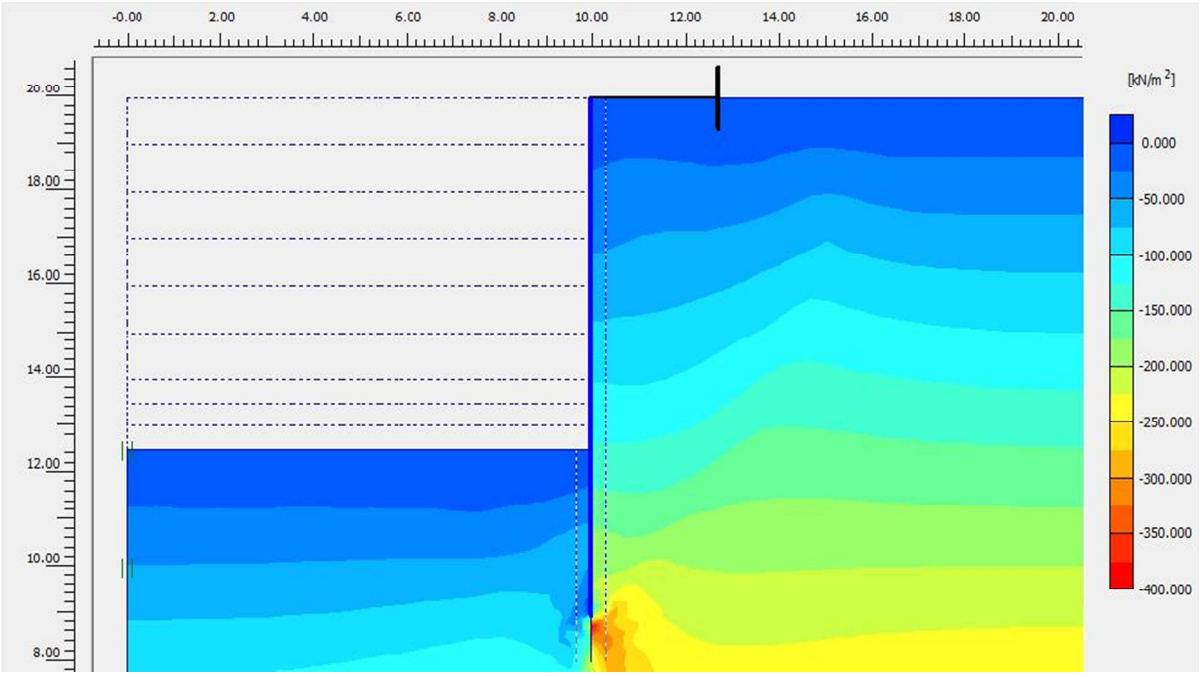


Fig. 3.26 – Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo δ

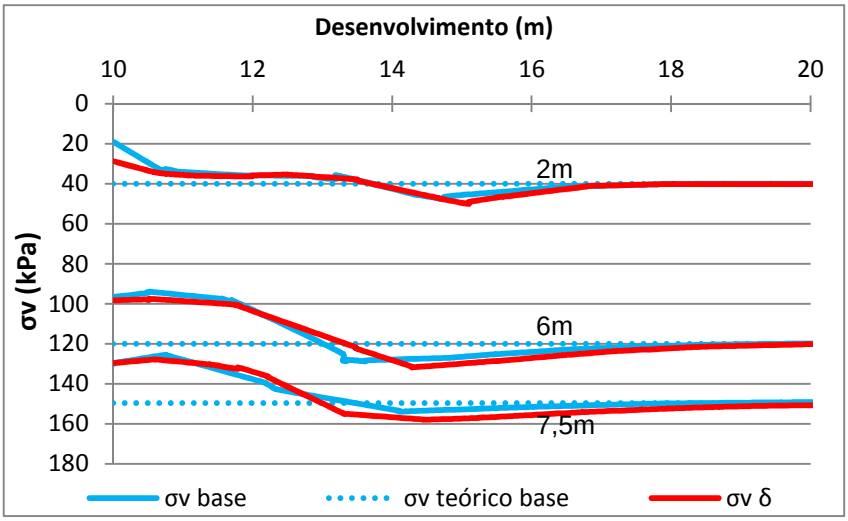


Fig. 3.27 – Confronto das tensões verticais atrás da parede, desde o topo até ao fundo de escavação entre os cálculos base e δ

3.7.1. CÁLCULOS δ.R E δ.F

Os cálculos δ.R e δ.F resultam da combinação da redução do ângulo de interface solo-estrutura com o aumenta e redução da rigidez da parede, respectivamente.

Optou-se por não representar os gráficos dos vários parâmetros analisados uma vez que a sua análise não evidenciava nenhuma conclusão para além das proporcionadas pelas análises dos cálculos R, F e δ separadamente. As tendências de comportamento e evolução dos parâmetros mantêm-se semelhantes.

Apresentam-se no Quadro 3.5 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das suas variações.

Quadro 3.5 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.7

Análise	M(+) (kNm/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
R	326	0	114	0,017
F	183	37	97	0,094
δ	244	0	106	0,025
δ.R	367	0	133	0,019
δ.F	212	65	120	0,115

Verifica-se um aumento dos momentos flectores máximos, força no apoio e deslocamento horizontal máximo da parede com a redução do ângulo de interface solo-estrutura, quer aumente ou diminua a flexibilidade da cortina. Contudo, estes aumentos verificados variam em proporções diferentes conforme a flexibilidade, como se pode observar no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.7

Análise	ΔM (+) (%)	ΔM (-) (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / δ	+10	--	+16	+15
R / δ.R	+13	--	+17	+11
F / δ.F	+16	+74	+23	+23

É entre estruturas mais flexíveis que os aumentos são mais pronunciados.

3.7.3. CONCLUSÕES

A análise efectuada nesta secção acerca da influência do ângulo de interface solo-estrutura permite enunciar as seguintes conclusões:

- os momentos flectores, a força no apoio e os deslocamentos aumentam com a redução do ângulo de interface solo-estrutura;

- os assentamentos da superfície aumentam com a redução do ângulo de interface solo estrutura;

- a diminuição do ângulo de interface solo-estrutura não favorece a estabilidade global da estrutura;

- as tensões horizontais afastam-se mais dos valores activos teóricos com a redução do ângulo de interface solo-estrutura;

- as tensões verticais do solo diminuem do em frente da parede e aumentam atrás, aproximando-se deste modo dos valores geoestáticos;

- a relação entre tensões horizontais e verticais atrás da parede deteriora-se com base nas duas conclusões enunciadas anteriormente;

- há uma redução de transferência de tensões verticais do solo para a parede e um aumento para o interior do maciço com a diminuição do ângulo de interface;

- o aumento de momentos flectores, força no apoio e deslocamentos horizontais da cortina é mais pronunciado para estruturas mais flexíveis.

3.8. INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO APOIO

Na presente secção é analisada a influência da localização do apoio no comportamento global da estrutura. Analisou-se também a conjugação do efeito da localização do apoio com a flexibilidade da parede. Todos os cálculos foram comparados com o cálculo base.

3.8.1. CÁLCULOS AP.2M E AP.4M

A influência da localização do apoio foi analisada considerando-o 2 e 4 m abaixo do topo da parede. Esta variação conduz a uma menor altura da parede de modo a garantir a mesma segurança aplicada no modelo base, passando de 10,35 para 10,15 e 9,70 m, respectivamente, com o aumento da profundidade do apoio. As fases construtivas também se alteram, uma vez que é necessário escavar previamente até à cota necessária para colocar a escora.

Pela análise da Figura 3.28 facilmente se compreende de imediato que a posição do apoio comporta fortes alterações ao comportamento da estrutura.

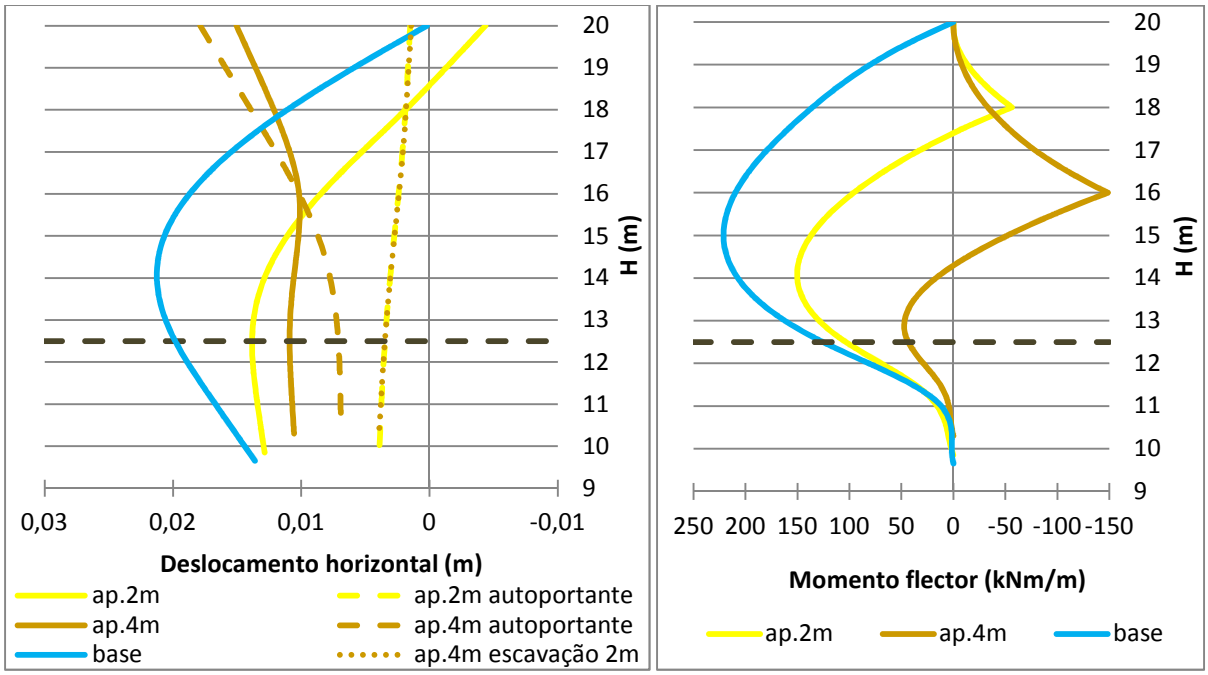
A deformação da cortina sofre fortes alterações com a profundidade do apoio, dando origem a movimentos distintos para os diferentes cálculos como ilustra a Figura 3.28 (a). Nesta figura, representaram-se os deslocamentos horizontais no fim da fase autoportante, ou seja, imediatamente antes da instalação do apoio (representações designadas “autoportante”). Para o cálculo ap.4m foi ainda representada a fase construtiva em que a escavação atinge os 2 m de profundidade, verificando-se que coincide com o final da fase autoportante do cálculo ap.2m.

Para a profundidade do apoio de 2 m, cálculo ap.2m, no final da fase autoportante a parede sofre translação e uma ligeira rotação em torno da base de escavação. A partir daí a deformada da parede altera-se bastante. Depois de fixo o apoio aos 2 m de profundidade, a parede flecte entre este e a base de escavação até o final da escavação. Abaixo da base de escavação a parede mantém-se praticamente recta devido ao contínuo movimento de translação. O deslocamento horizontal máximo reduz-se 33%, passando de 0,021 para 0,014 m.

No cálculo ap.4m, onde se considera o apoio a uma profundidade de 4 m, na escavação até aos 2 m de profundidade o comportamento é idêntico ao observado no cálculo ap.2m. No final da fase autoportante os deslocamentos aumentam notoriamente. Acima da base de escavação a parede é inclinada para o exterior, abaixo da qual a curvatura da parede se reduz acabando por ficar praticamente recta. Com a instalação do apoio aos 4 m de profundidade o deslocamento da parede inverte-se. Os deslocamentos acima do apoio diminuem e abaixo deste aumentam. O deslocamento máximo da cortina atinge o valor de 0,015 m no topo no final da escavação, contudo, é na final da fase autoportante que o deslocamento horizontal da parede é máximo, atingindo o valor de 0,018 m.

Com o aumento da profundidade do apoio as curvaturas na deformada da parede abaixo dele diminuem e o movimento da parede torna-se praticamente de translação.

O aumento da profundidade do apoio provoca uma diminuição dos momentos flectores positivos ao longo de toda a cortina, onde os seus valores máximos reduzem 32% (221 para 150 kNm/m) e 79% (221 para 47 kNm/m) para os apoios situados a 2 e 4 m abaixo do topo da cortina, respectivamente. Geram-se momentos negativos de valor máximo no apoio com o aumento da sua profundidade. Verifica-se um aumento de 266% (56 para 149 kNm/m) do momento flector máximo negativo na passagem do apoio de 2 para 4 m de profundidade. Note-se que quando o apoio se situa a uma profundidade de 4 m, o momento flector máximo negativo ultrapassa o positivo.



(a) (b)

Fig. 3.28 – Confronto entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m: a) deslocamentos horizontais da parede; (b) diagramas de momentos flectores na parede

Os assentamentos da superfície, ilustrados na Figura 3.29, decorrem no mesmo esquema de apresentação da Figura 3.28 (a).

No cálculo ap.2m, com o decorrer da escavação o deslocamento do terreno é ascendente junto da cortina, mesmo durante a fase autoportante, em resultado do deslocamento horizontal da parede. O deslocamento da parede para o interior no topo da cortina favorece o aumento do levantamento do solo junto da cortina.

No cálculo ap.4m, o terreno desloca-se de modo idêntico ao cálculo anterior até à escavação de profundidade 2 m, a partir da qual o terreno junto da parede começa a assentar. No fim da fase autoportante, o assentamento da superfície já é praticamente definitivo. Atente-se que o "pico" de deslocamento vertical no solo deste cálculo existe já na fase autoportante, não resultando portanto do movimento para o interior que a cortina sofre após a instalação do apoio. De facto, apenas o solo mais próximo da parede assenta com o decorrer da escavação.

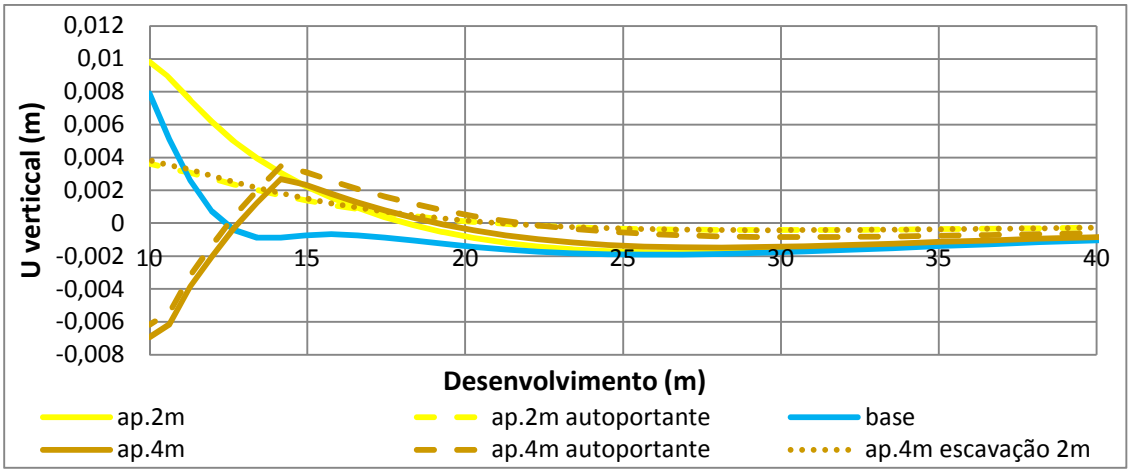
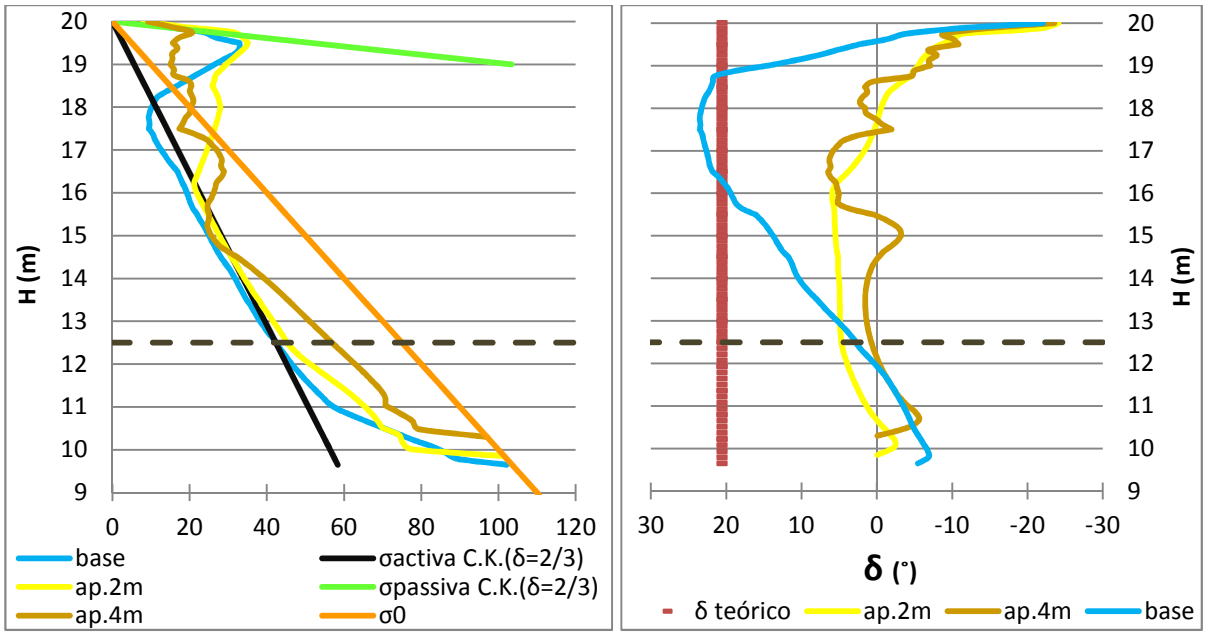


Fig. 3.29 – Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m

Os esforços no apoio aumentam com a sua profundidade em 74% e 111% (91 para 158 kN/m e 193 kN/m, respectivamente) caso o apoio se situe a 2 ou 4 m do topo da cortina por razões de equilíbrio estrutural e também da sua influência na redução dos deslocamentos da parede. Aliás, esta evolução é natural uma vez que a escora reduz o movimento da cortina com a profundidade.

Denote-se que a partir de uma certa profundidade do apoio os momentos flectores gerados, deslocamentos horizontais da parede, assentamentos superficiais e esforços no apoio deixam de ser optimizados. O apoio a 4 m já é desfavorável em relação ao de 2 m para o equilíbrio da cortina, apesar de reduzir a altura da mesma.

A Figura 3.30 (a) confronta a distribuição de tensões horizontais no tardoz da parede para as diferentes profundidades do apoio.



(a) (b)

Fig. 3.30 – Confronto entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); (b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

A distribuição de tensões horizontais que se observa nos primeiros 5 m da parede é resultado da distinta deformação provocada pelas diferentes profundidades do apoio. Quando o apoio passa para os 2 m de profundidade verifica-se um aumento das tensões horizontais mobilizadas no topo da cortina, que após atingirem o pico decrescem para voltar a aumentar na zona do apoio voltando novamente a decrescer até atingir o estado limite de equilíbrio activo. A maior mobilização de tensões horizontais no topo da cortina é explicada pelo movimento da cortina, uma vez que esta "empurra" o solo para trás, e no apoio as tensões horizontais voltam a aumentar uma vez que os deslocamentos são impedidos. Quando o apoio passa para os 4 m de profundidade as tensões horizontais mobilizadas no topo da cortina são inferiores, resultado do seu movimento para o exterior, atingindo o valor máximo na zona do apoio. Um dado muito importante nestas análises é o facto de se gerarem tensões do tipo passivo acima do apoio somente após este ser instalado, ou seja, durante as fases de escavação prévias à instalação do apoio a cortina desloca-se para o exterior, mas após instalação deste, com o decorrer da escavação a parede sofre um movimento diferente, deslocando-se contra o solo, o que vai gerar as tensões horizontais de tipo passivo. A partir da profundidade do apoio em que o deslocamento horizontal no topo da cortina é semelhante ao de uma cortina autoportante, reduzem-se as concentrações de tensões horizontais acima no nível do apoio.

Com o aumento da profundidade do apoio as tensões horizontais mobilizadas atrás da parede aproximam-se das activas teóricas a uma profundidade maior e numa menor extensão. As tensões horizontais mobilizadas entre o apoio e a base de escavação são inferiores às activas teóricas, embora a diferença entre elas se reduza e se verifique, como referido, para uma menor extensão da parede. Para uma profundidade do apoio de 4 m, verifica-se que a partir do meio da cortina as tensões horizontais, ainda deste lado do tardoz, aumentam para além das activas teóricas devido ao movimento da cortina nesta zona ser mais reduzido e praticamente de translação.

O facto de o movimento na zona enterrada da parede ser praticamente de translação provoca a passagem brusca das tensões horizontais para o estado de repouso no pé da cortina, à semelhança da distribuição das tensões numa parede rígida, como evidencia a análise R.

Analisando a Figura 3.30 (b) verifica-se que o ângulo de interface solo-estrutura mobilizado diminui com o aumento da profundidade do apoio. A concordância entre tensões horizontais mobilizadas com o ângulo de interface solo-estrutura demonstra-se uma vez mais. As forças tangenciais mobilizadas reduzem-se, uma vez que as tensões horizontais mobilizadas são maiores, de acordo com os menores movimentos verificados nas cortinas.

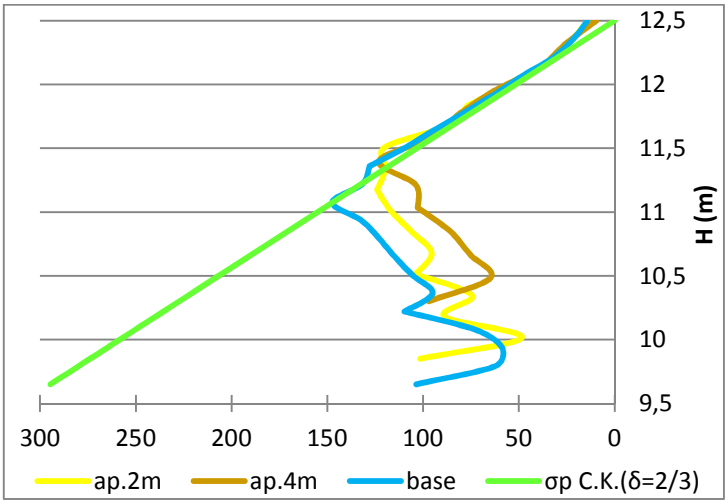


Fig. 3.31 – Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m (kPa)

Na Figura 3.31 representaram-se as distribuições de tensões horizontais em frente da parede para os cálculos base, ap.2m e ap.4m. Optou-se por não representar os ângulos de interface solo-estrutura uma vez que estes mantêm sempre a mesma disposição.

Verifica-se pela observação da Figura 3.31 que a mobilização de tensões horizontais em frente da parede se reduz com o aumento da profundidade do apoio. A aproximação do apoio ao fundo de escavação, além da redução dos deslocamentos horizontais na zona enterrada da parede, reduz também, naturalmente, as tensões horizontais de tipo passivo. O valor teórico das tensões passivas não é ultrapassado independentemente da profundidade do apoio.

Na análise da Figura 3.32 verifica-se de novo a concordância entre as tensões horizontais e verticais em frente da parede e por sua vez com os deslocamentos da mesma. Com o aumento das tensões horizontais as verticais aumentam e vice-versa. Com o aumento da profundidade do apoio reduzem-se as tensões verticais, uma vez que se verifica menor mobilização das tensões horizontais.

Passando agora a comentar os resultado para o lado de trás da parede, na mesma Figura 3.32 observa-se que para uma grande mobilização de tensões horizontais no topo da cortina, as tensões verticais sofrem também uma maior mobilizaçao, ultrapassando até os valores geoestáticos (como se verifica para o apoio a 2 m de profundidade). Quando as tensões horizontais se aproximam das activas teóricas (com valores inferiores a estas), as tensões verticais decrescem a par para valores inferiores aos geoestáticos. Para a localização do apoio nos 4 m de profundidade, devido ao movimento para o exterior da zona superior da cortina, as tensões verticais são inferiores às mobilizadas para o apoio localizado a 2 m. Contudo, as duas curvas de tensões verticais trocam de posição quando as tensões horizontais mobilizadas para o apoio mais profundo são superiores à do apoio de 2 m.

As tensões verticais na cortina reduzem-se substancialmente com a profundidade do apoio como se pode observar na Figura 3.32. Uma vez que as estrutura se torna mais conservativa com a profundidade do apoio, o solo é menos solicitado, o que reduz a necessidade de transferência de tensões entre o maciço e a parede. Para o apoio a 4 m de profundidade, em comparação com a sua localização a 2 m, verifica-se um aumento de tensão na parede até ligeiramente acima da base de escavação devido à deformação da parede assumir aquela forma distinta (do tipo autoportante), sendo que a partir desse ponto diminui pela mesma razão.

Constata-se com o aumento da profundidade do apoio que as redistribuições de tensões do solo se reduzem, quer vertical quer horizontalmente, reduzindo deste modo o efeito de arco. A Figura 3.33 permite uma melhor visualização da diminuição das redistribuições de tensões verticais, por comparação com a Figura 3.10.

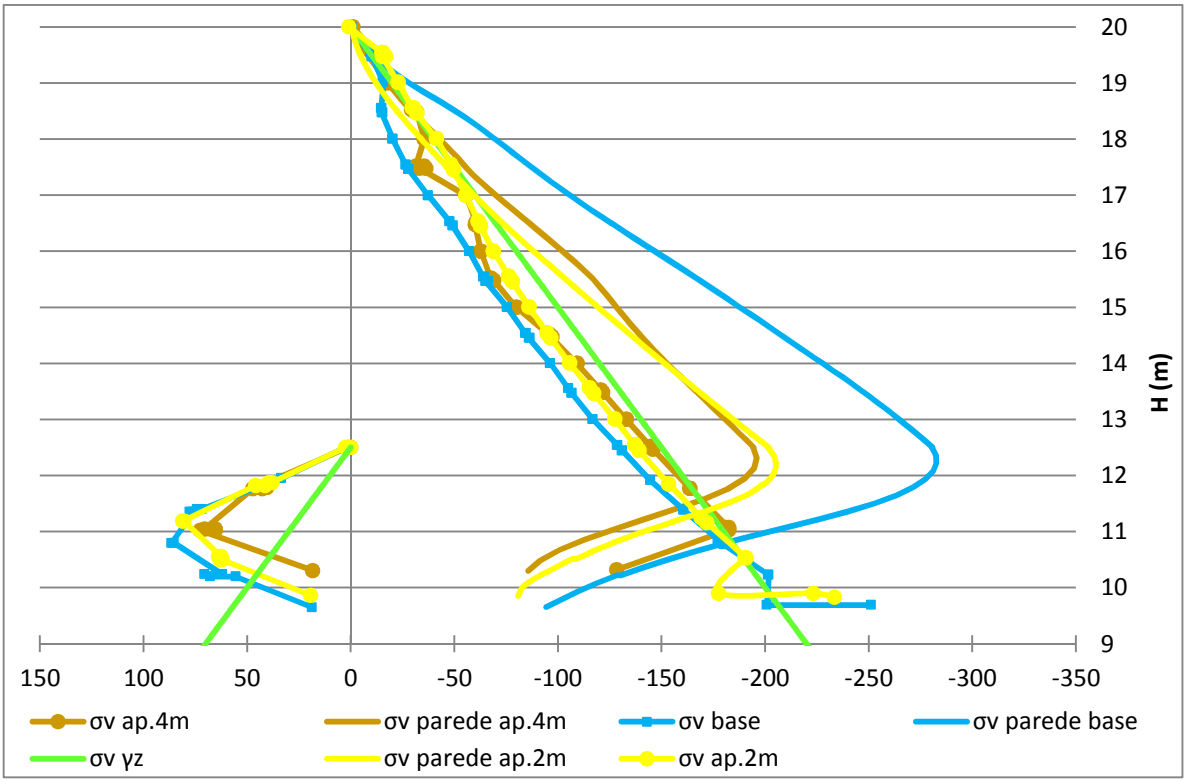


Fig. 3.32 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base, ap.2m e ap.4m (kPa)

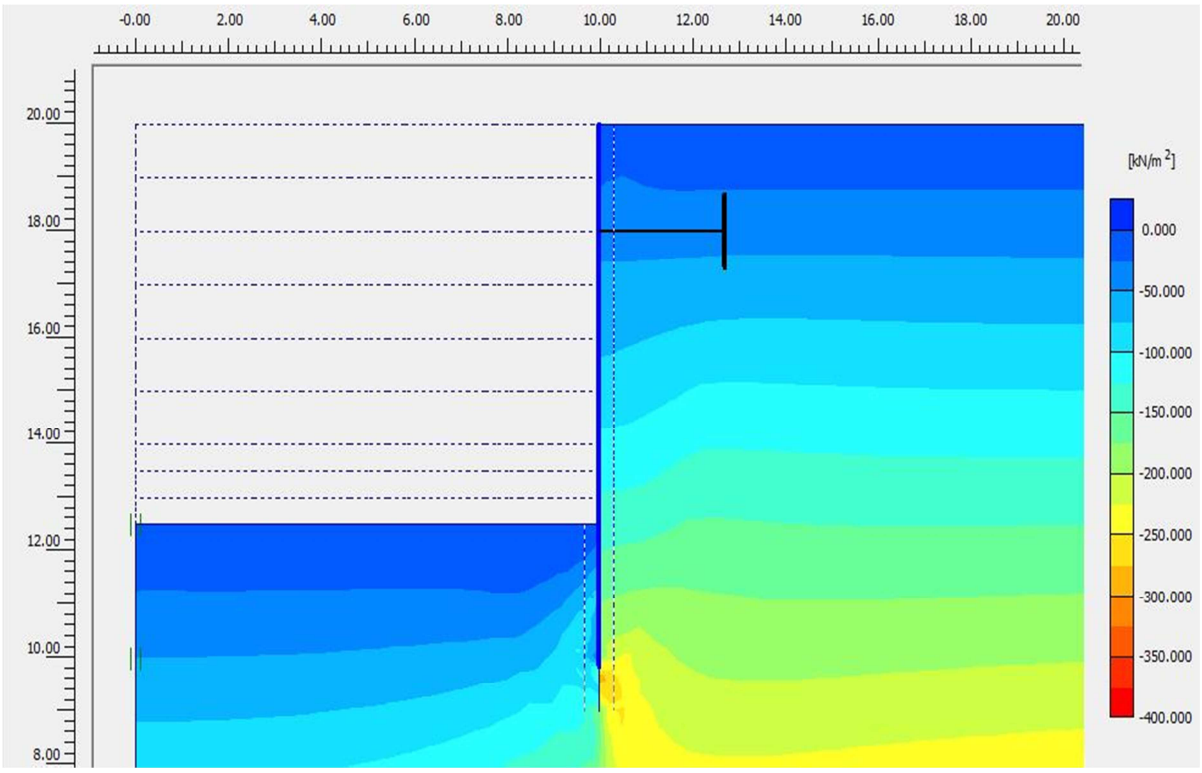


Fig. 3.33 – Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo ap.2m

3.8.2. CÁLCULOS AP.2M.R E AP.2M.F

Os cálculos ap.2m.R e ap.2m.F resultam da combinação do apoio a 2 m de profundidade com o aumento e redução da rigidez da parede, respectivamente. Optou-se pela análise com o apoio localizado a 2 m de profundidade uma vez que optimiza o equilíbrio da estrutura.

Não se representaram os gráficos dos vários parâmetros analisados uma vez que a sua análise não evidenciava nenhuma diferença que não tivesse já sido considerada para além das proporcionadas pelas análises R, F e ap.2m separadamente, com excepção dos deslocamentos da parede, representados na Figura 3.34. As tendências de comportamento e evolução dos parâmetros mantêm-se semelhantes.

O que se pretende evidenciar na Figura 3.34 é o movimento do topo da parede com o aumento da flexibilidade. Apesar de a cortina se deslocar para o interior, verifica-se uma inflexão, ou seja, a concavidade passa a ser para o exterior. Caso se aumentasse ainda mais a flexibilidade e a profundidade do apoio, este movimento ganharia uma concavidade para o exterior mais pronunciada. Com o aumento da flexibilidade o movimento do topo da cortina para o exterior verificar-se-ia para uma profundidade do apoio menor.

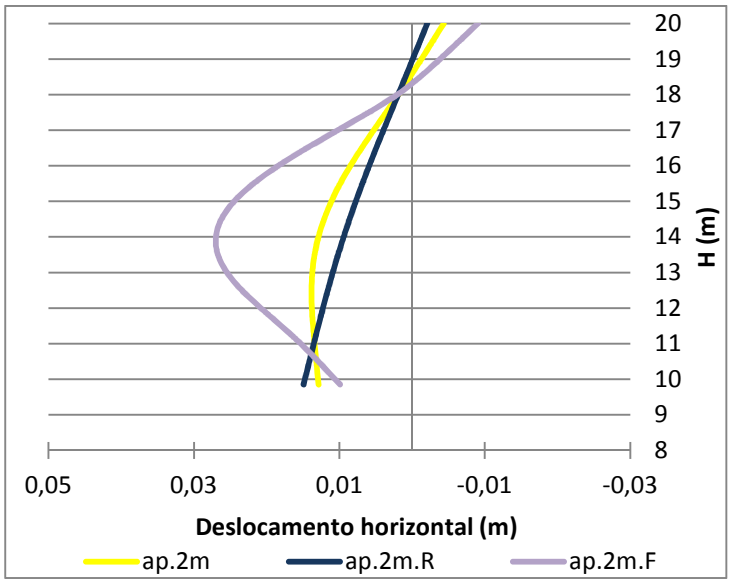


Fig. 3.34 – Confronto de deslocamentos horizontais da parede entre os cálculos ap.2m, ap.2m.R. e ap.2m.F

Apresentam-se no Quadro 3.7 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das suas variações.

Quadro 3.7 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.8

Análise	M(+) (kNm/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
R	326	0	114	0,017
F	183	-37	97	0,094
ap.2m	150	-55	158	0,014
ap.2m.R	229	-37	163	0,015
ap.2m.F	82	-65	161	0,027

Verifica-se um aumento dos momentos flectores negativos máximos e da força no apoio com o aumento da profundidade do apoio, quer aumente ou diminua a flexibilidade da cortina. Já os momentos flectores positivos máximos e os deslocamentos horizontais da cortina diminuem. Contudo, estas variações observadas dão-se em proporções diferentes conforme a flexibilidade, como se pode verificar no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.8

Análise	ΔM(+) (%)	ΔM(-) (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / ap.2m	-32	--	+74	-33
R / ap.2m.R	-30	--	+43	-12
F / ap.2m.F	-55	+76	+66	-348

Deste modo conclui-se que a variação dos parâmetros acima expostos é mais pronunciada com o aumento da flexibilidade da cortina.

3.8.3. CONCLUSÕES

A análise efectuada nesta secção acerca da influência da profundidade do apoio permite enunciar as seguintes conclusões:

- o aumento da profundidade do apoio favorece o equilíbrio da estrutura; no entanto, existe uma profundidade a partir da qual deixa de existir optimização;

- os deslocamentos horizontais na parede diminuem entre o pé da parede e o apoio com o aumento da profundidade deste; acima do apoio, o deslocamento é para o interior ou exterior, conforme a profundidade do apoio optimize ou não o equilíbrio da estrutura;

- os momentos flectores positivos diminuem e os negativos aumentam com a profundidade do apoio;

- com o aumento da profundidade do apoio as concavidades na deformada da parede abaixo dele diminuem e o movimento da parede torna-se praticamente de translação;

- o assentamento superficial reduz-se com o aumento da profundidade do apoio enquanto esta optimiza o equilíbrio da estrutura;

- as forças no apoio aumentam com o aumento da profundidade deste;

- com o aumento da profundidade do apoio as tensões de tipo passivo mobilizadas em frente da parede diminuem e as de tipo activo atrás da parede aumentam;

- o efeito de arco reduz-se com o aumento da profundidade do apoio, uma vez que se verifica menor redistribuição de tensões;

- a variação de momentos flectores, força no apoio e deslocamentos horizontais da cortina é mais pronunciado para estruturas mais flexíveis.

3.9. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO APOIO

Na presente secção é analisada a influência da rigidez do apoio no comportamento global da estrutura. Analisou-se também a conjugação do efeito da rigidez do apoio com a flexibilidade da parede. Todos os cálculos foram comparados com o cálculo base.

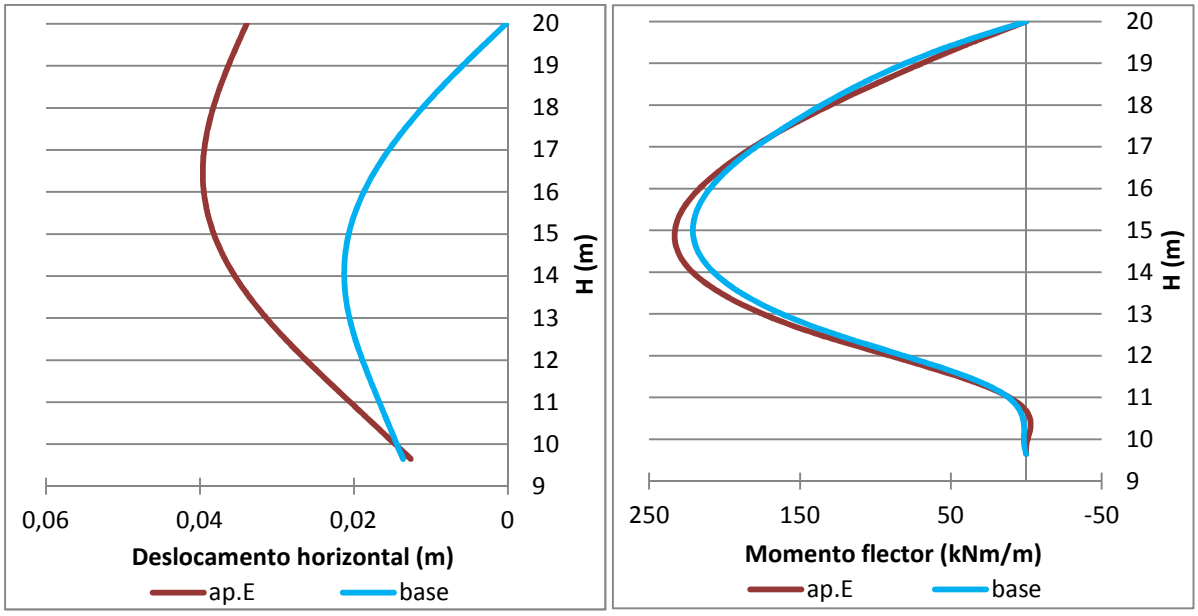
3.9.1. CÁLCULO AP.E

O apoio foi dimensionado para o esforço obtido do *free earth support method* com o método de segurança de Burland no cálculo base. Optou-se por considerar um perfil tubular em aço, contraventado a meio, espaçado longitudinalmente de 3 m, dimensionado à compressão com encurvadura tendo em conta a flexão devido ao peso próprio, uma vez que se aproxima de uma situação corrente. A rigidez obtida foi ainda reduzida para metade devido às condições de fixação à parede não serem perfeitas. O valor utilizado para a rigidez axial do apoio na análise ap.E foi 21735 kN/m.

Os deslocamentos horizontais da parede, ao contrário dos momentos flectores, sofrem alterações muito significativas, como se observa na Figura 3.35. Com a diminuição da rigidez do apoio, o deslocamento horizontal da parede aumenta, principalmente no apoio e entre este e o fundo de escavação. No pé da parede os deslocamentos aproximam-se, verificando-se até uma diminuição no pé da cortina. O deslocamento horizontal máximo aumentou 86%, passando de 0,021 para 0,040 m, e ocorre mais próximo do apoio.

Os momentos flectores na parede, como se observa na Figura 3.35 (b) não sofrem alterações significativas. O momento flector positivo máximo aumenta 5% (de 221 para 233kNm/m), e surgem momentos flectores negativos irrelevantes na zona do pé da cortina.

Apesar do aumento dos deslocamentos horizontais, os momentos flectores na parede aumentam, ao contrário do que se verificou no capítulo 3.6 com o aumento da flexibilidade da cortina (cálculo F).



(a) (b)

Fig. 3.35 – Confronto entre os cálculos base e ap.E: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

Os assentamentos do terreno aumentam com a redução da rigidez do apoio como se observa na Figura 3.36, principalmente junto da parede, uma vez que os deslocamentos da cortina para o exterior aumentam. Tomando com exemplo o cálculo F em que o aumento da flexibilidade da parede aumentou os deslocamentos horizontais, deslocamentos esses consideravelmente superiores aos do cálculo ap.E, verifica-se um maior assentamento do solo no encontro da parede devido ao deslocamento para o exterior do topo da parede com a redução da rigidez do apoio.

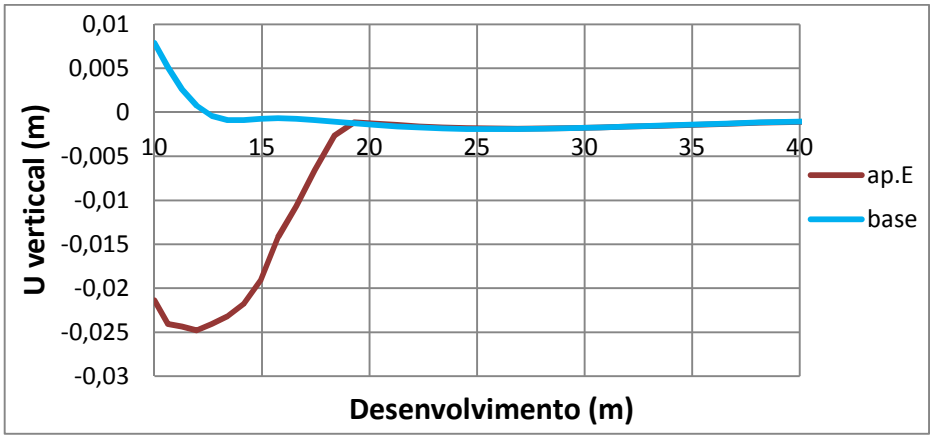


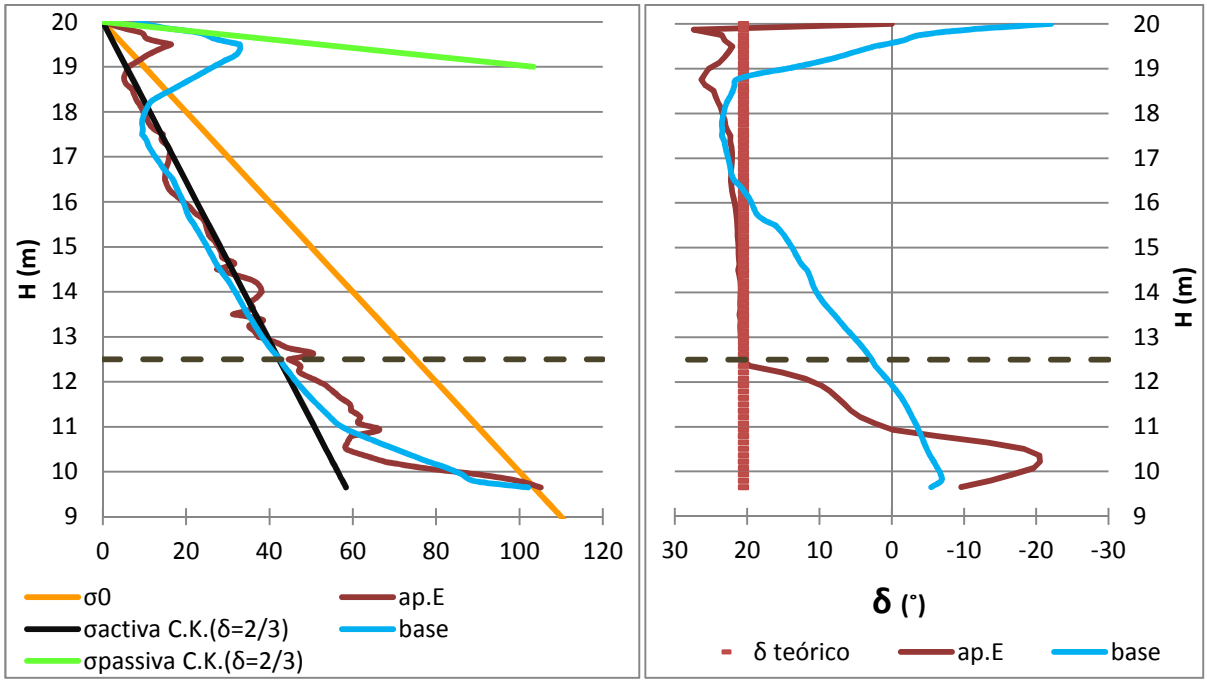
Fig. 3.36 – Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e ap.E

A força no apoio diminui com a redução da sua rigidez devido ao aumento do deslocamento. Neste cálculo a redução é de 25%, passando a força no apoio de 91 para 73 kN/m.

Na Figura 3.37 (a) pode-se observar a distribuição de tensões horizontais atrás da parede para as diferentes análises da rigidez do apoio.

Na zona superior da cortina é clara a diminuição de tensões de tipo passivo mobilizadas com a redução da rigidez do apoio, o que é natural, uma vez que ocorrem maiores deslocamentos. A partir daí, até ao fundo de escavação, as tensões horizontais mantêm-se próximas das activas teóricas, apenas ligeiramente inferiores, embora não tanto como no modelo base. A partir do fundo de escavação as pressões aumentam acima das teóricas, e partem para o repouso. O facto de as tensões horizontais se encontrarem mais próximas do activo teórico indica uma menor redistribuição das tensões horizontais com a redução da rigidez do apoio.

Da análise da Figura 3.37 (b) verifica-se que o ângulo de interface solo-estrutura máximo é mobilizado para um maior comprimento da cortina acima do fundo de escavação, com a redução da rigidez do apoio. O aumento dos deslocamentos horizontais da cortina está na origem deste comportamento, pois facilita que o solo suportado assente melhor em relação à parede (como ilustra a Figura 3.36), o que por sua vez provoca um aumento de tensões tangenciais do solo para a parede com sentido descendente. A partir do fundo de escavação o ângulo de interface reduz-se para valores inferiores ao cálculo base, uma vez que os deslocamentos também se reduzem.



(a) (b)

Fig. 3.37 – Confronto entre os cálculos base e ap.E: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

Na Figura 3.38 representaram-se as distribuições de tensões horizontais em frente da parede para os cálculos base e ap.E. Optou-se por não representar os ângulos de interface solo-estrutura uma vez que estes mantêm a mesma disposição.

A observação da Figura 3.38 permite verificar o aumento das tensões horizontais mobilizadas em frente da parede com a redução da rigidez do apoio. Este aumento de tensões horizontais, devido ao aumento do deslocamento da cortina na zona enterrada, compensa o equilíbrio da estrutura uma vez que o apoio se torna menos eficiente. Apesar da mobilização das tensões horizontais crescer com a redução da rigidez do apoio, os valores passivos teóricos não são ultrapassados.

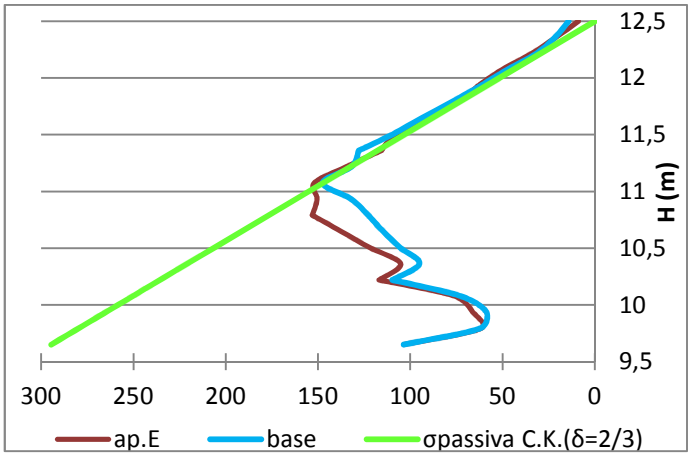


Fig. 3.38 – Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre os cálculos base e ap.E (kPa)

Com a redução da rigidez do apoio as tensões verticais do solo em frente da parede aumentam, como se pode observar na Figura 3.39, corroborando a concordância com as tensões horizontais do mesmo lado.

Comentando agora as tensões verticais do lado de tardoz, estas acompanham aproximadamente as do cálculo base, reflectindo a concordância das variações observadas nas tensões horizontais e verticais. Como as variações observadas são ligeiras, a redistribuição de tensões é discreta, assim como o seu resultado no efeito de arco no solo, como demonstram as Figuras 3.40 e 3.41.

As tensões na parede aumentam a partir do ponto onde o ângulo de interface solo-estrutura aumenta, o que aponta para um aumento das tensões tangenciais geradas. Este facto aponta para uma maior transferência de tensões entre o solo e a parede, em vez de uma transferência de tensões para as zonas menos carregadas do solo, como se pode observar com o auxílio das Figuras 3.39 e 3.40.

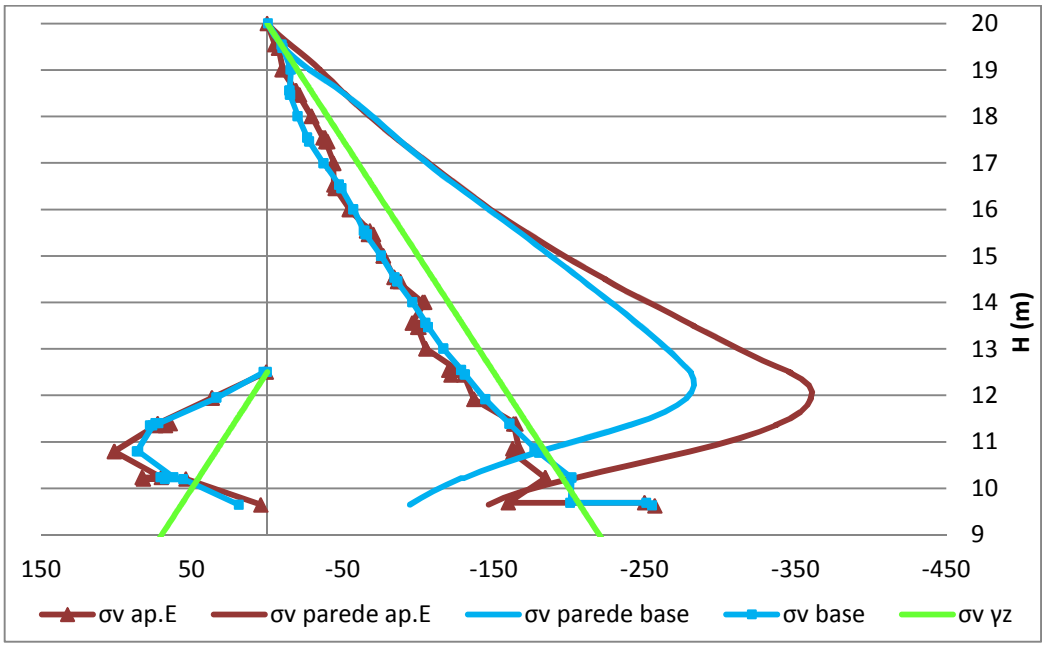


Fig. 3.39 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base e ap.E (kPa)

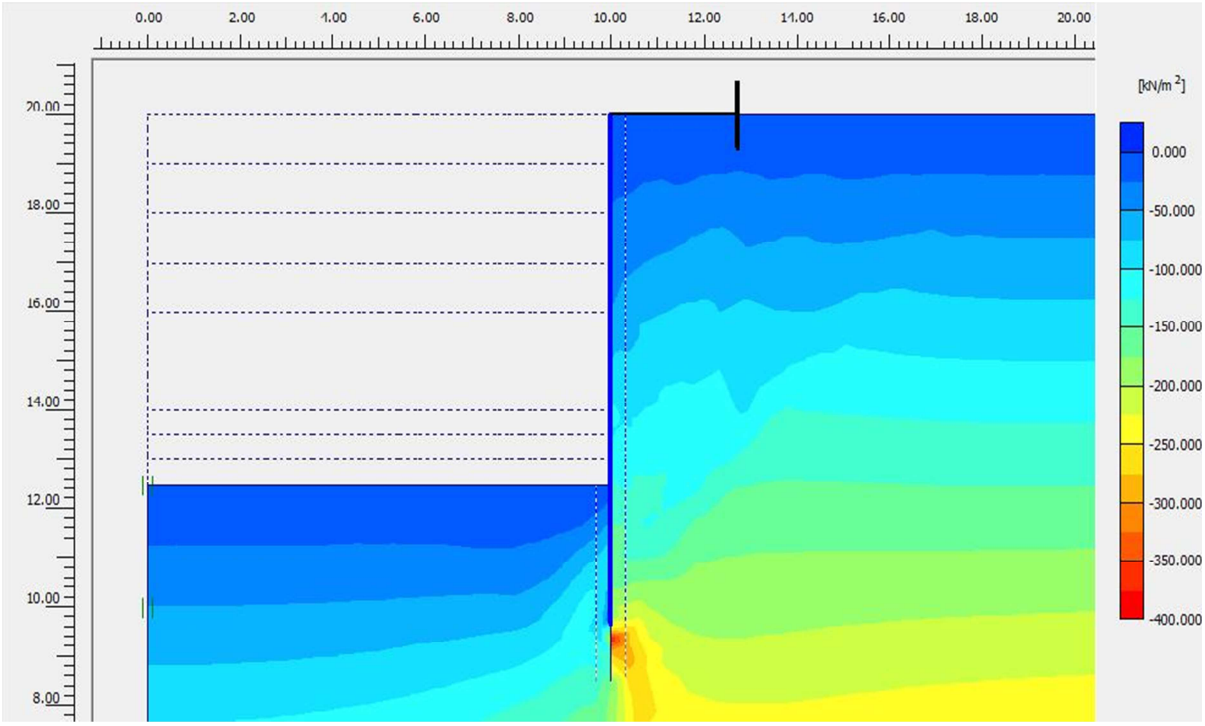


Fig. 3.40 – Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo ap.E

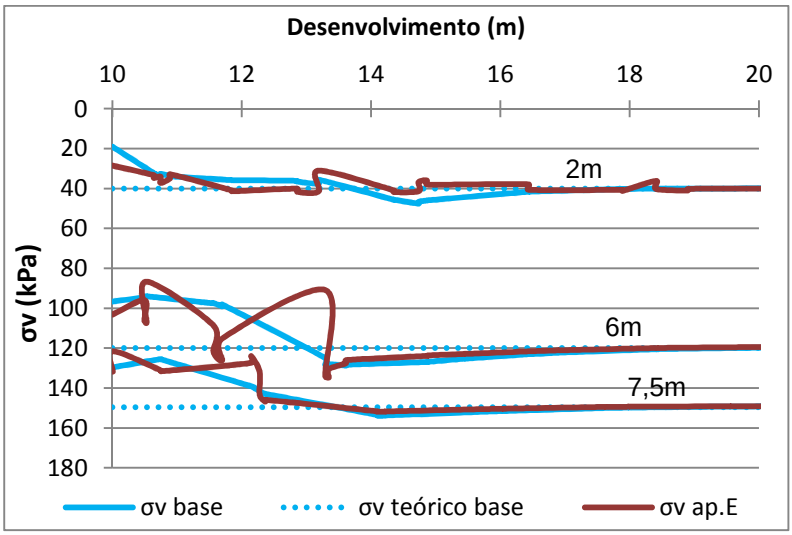


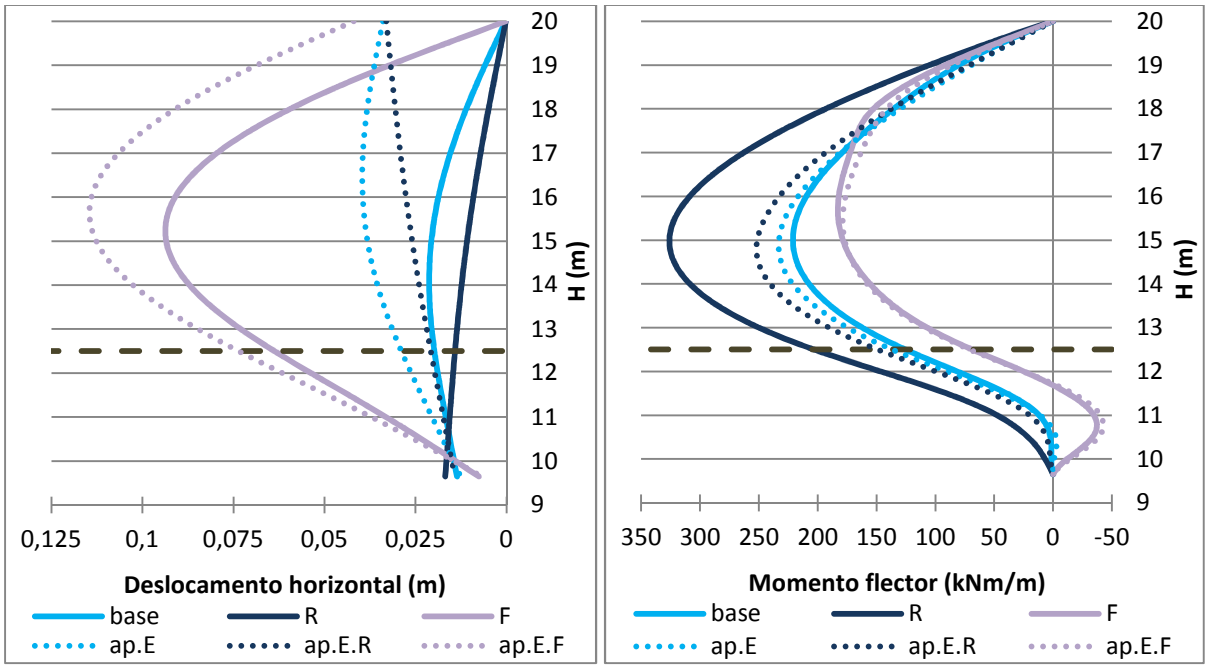
Fig. 3.41 – Confronto das tensões verticais atrás da parede, desde o topo até ao fundo de escavação entre os cálculos base e ap.E

3.9.2. CÁLCULOS AP.E.R E AP.E.F

Os cálculos ap.E.R e ap.E.F resultam da combinação da menor rigidez do apoio com o aumento e redução da rigidez da parede, respectivamente.

Representaram-se na Figura 3.42 os gráficos dos deslocamentos horizontais e dos momentos flectores da parede uma vez que a sua análise evidencia novas conclusões além daquelas proporcionadas pelas análises R, F e ap.E separadamente.

Apesar de o momento flector aumentar com a diminuição da rigidez do apoio para o modelo base, o mesmo não se verifica para as diferentes flexibilidades analisadas. Para as paredes de menor rigidez a diferença é pouco significativa, uma vez que a curvatura das paredes se mantém aproximadamente igual. Para a parede rígida a diminuição da rigidez do apoio é muito importante para a deformada, uma vez que o seu deslocamento é consideravelmente alterado, assemelhando-se ao movimento de um muro gravidade, o que diminui a curvatura da parede e consequentemente o momento flector máximo.



(a) (b)

Fig. 3.42 – Confronto entre os cálculos base e ap.E para as diferentes flexibilidades: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

A tendência de comportamento em relação ao momento flector positivo é a única que diverge para as diferentes flexibilidades da cortina, todos os outros parâmetros evoluem de forma semelhante.

Apresentam-se no Quadro 3.9 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das suas variações.

Quadro 3.9 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.9

Análise	M(+) (kNm/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
R	326	0	114	0,017
F	183	-37	97	0,094
ap.E	233	-3	73	0,040
ap.E.R	252	0	71	0,033
ap.E.F	179	-43	91	0,115

As variações observadas de acordo com a flexibilidade das cortinas apresentam-se no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as diferentes análises dos capítulos 3.4, 3.6 e 3.9

Análise	ΔM(+) (%)	ΔM(-) (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / E	+5	--	-25	+86
R / ap.E.R	-23	--	-38	+196
F / ap.E.F	-2	+15	-7	+22

Constata-se que as variações são significativamente mais pronunciadas para as estruturas rígidas com a alteração da rigidez do apoio.

3.9.3. CONCLUSÕES

A análise efectuada nesta secção acerca da influência da rigidez do apoio permite enunciar as seguintes conclusões:

- os deslocamentos horizontais na parede aumentam com a redução da rigidez do apoio, principalmente na zona do apoio e entre este e o fundo de escavação; o deslocamento horizontal máximo ocorre mais próximo do apoio;

- o momento flector é mais dependente da curvatura da deformada da parede do que do integral dos deslocamentos horizontais experimentados pela mesma;

- os momentos flectores negativos aumentam com a redução da rigidez do apoio;

- o assentamento superficial aumenta com a redução da rigidez do apoio;

- a força no apoio diminui com a redução da rigidez do apoio;

- com a redução da rigidez do apoio as tensões horizontais mobilizadas em frente da parede aumentam bem como as tensões verticais;

- a concentração de tensões horizontais de tipo passivo no topo da parede diminui com a redução da rigidez do apoio;

- as redistribuições de tensões verticais do solo do lado de tardoz bem como as tensões horizontais alteram-se sem grande relevância provocando um resultado no efeito de arco muito discreto;

- as variações dos momentos flectores, deslocamentos horizontais e força no apoio são significativamente mais pronunciadas para estruturas mais rígidas; para estas estruturas, o momento flector positivo reduz-se significativamente.

3.10. ANÁLISE COM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

3.10.1. CÁLCULO BASE EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

Após ter sido analisada a influência da flexibilidade, do ângulo de interface solo-estrutura, da posição e da rigidez do apoio, pretendeu-se verificar se as tendências se manteriam com a alteração do solo. Para tal, simularam-se as principais análises anteriores com uma areia medianamente compacta.

Com esse intuito adoptou-se um solo homogéneo com um peso volúmico de 21 kN/m^3, módulo de elasticidade de 30 MPa, coeficiente de Poisson de 0,3, ângulo de atrito de 36˚, ângulo de interface solo-estrutura igual a 2/3 do ângulo de atrito, coesão e dilatância nulas.

O procedimento de cálculo da cortina pelo método de equilíbrio limite manteve-se, assim como a introdução de segurança. A altura da cortina passou para 9,30 m. Os valores dos coeficientes de impulso apresentam-se no Quadro 3.11.

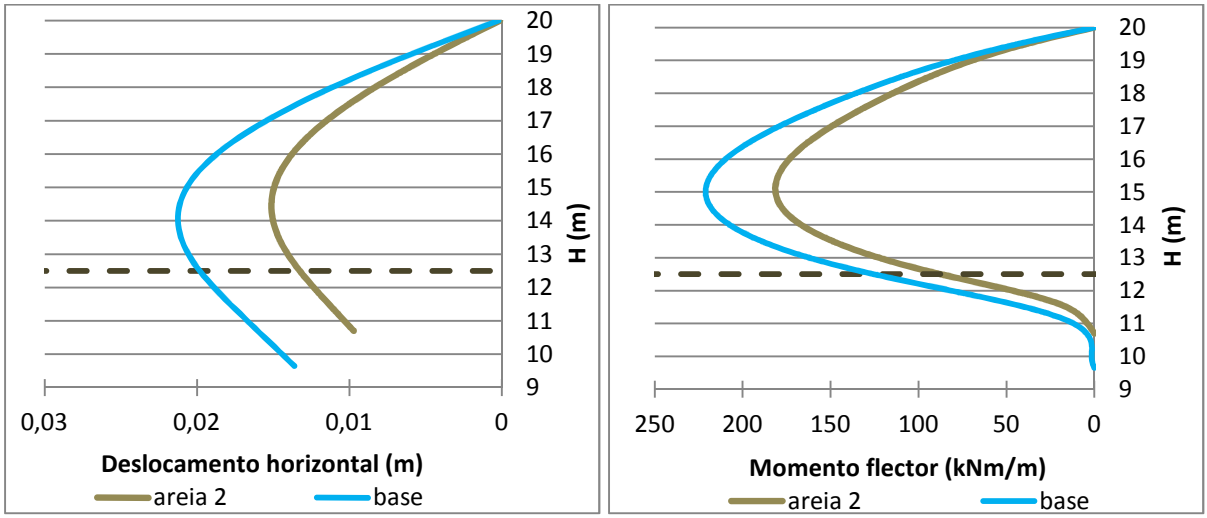
Quadro 3.11 – Coeficientes de pressões de terras de Caquot-Kérisel para a areia medianamente compacta

φ' (˚)	δ	K_a	K_p
36	2/3φ'	0,219	8,412
36	1/3φ'	0,245	6,397

O cálculo efectuado com a areia medianamente compacta idêntica ao cálculo base denominou-se "areia 2". Os resultados obtidos apresentaram-se nas Figuras 3.43 a 3.49.

Quando o solo se torna mais compacto e menos deformável os deslocamentos horizontais da cortina diminuem, como ilustra a Figura 3.43 (a). O deslocamento horizontal máximo reduz-se 29% (0,021 para 0,015 m).

Os momentos flectores na cortina, assim como os deslocamentos horizontais, também se reduzem, como se observa na Figura 3.43 (b). O momento flector máximo diminui 18% (221 para 181 kNm/m).



(a) (b)

Fig. 3.43 – Confronto entre os cálculos base e areia 2: a): deslocamentos horizontais da parede; b): diagramas de momentos flectores na parede

Os assentamentos do solo mais afastado da parede diminuem com o aumento da compacidade e com a redução da deformabilidade do solo, entre os 40 e os 17 m aproximadamente, como se verifica na Figura 3.44. Mais próximo da parede os assentamentos aumentam, embora ainda se verifique um levantamento do solo. Atente-se que as variações não ultrapassam o centímetro.

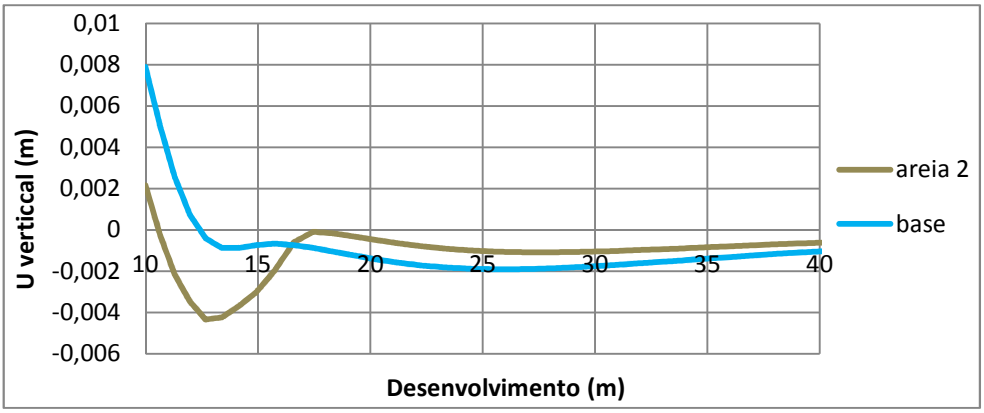


Fig. 3.44 – Confronto dos assentamentos superficiais entre os cálculos base e areia 2

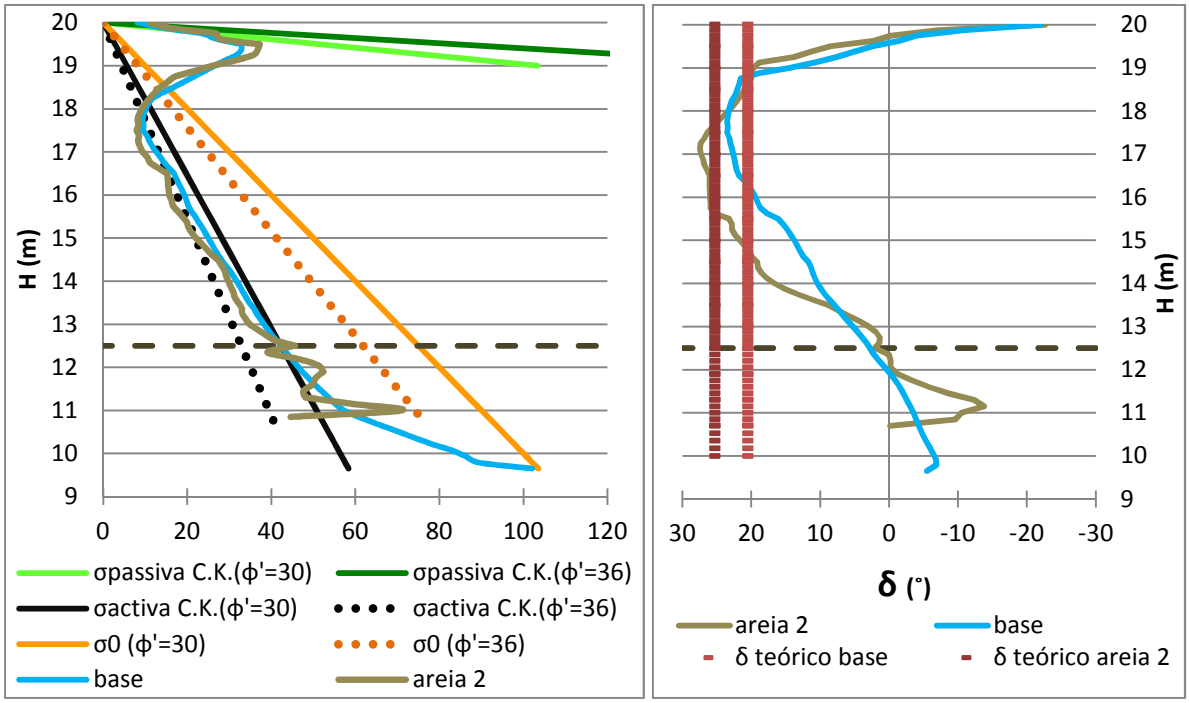
A força no apoio reduz-se 10%, passando de 91 para 82 kN/m.

Ao aumentar a compacidade do solo, aumenta também a sua resistência. O coeficiente de impulso activo diminui e o passivo aumenta. Estas alterações trazem benefícios para a estabilidade global da estrutura uma vez que permitem que o solo suporte maiores solicitações, como se observou na Figura 3.43, onde se reduzem os momentos flectores, deslocamentos horizontais e também a força no apoio.

Na Figura 3.45 apresentam-se as tensões horizontais mobilizadas do lado de tardoz e respectivos ângulos de interface solo-estrutura.

No topo da cortina verifica-se um aumento da tensão horizontal mobilizada. A partir daí a tensão reduz-se para valores inferiores aos activos teóricos e mantém-se desse modo para uma extensão menor do que o cálculo base. A tensão horizontal inicia o seu aumento para o estado de repouso acima da base de escavação, ao contrário do cálculo base, onde a tensão horizontal só aumenta a partir do fundo de escavação. Abaixo do fundo de escavação as tensões horizontais apresentam uma grande flutuação até atingirem os valores de repouso devido à maior plastificação dos pontos do solo na interface.

A mobilização do ângulo de interface solo-estrutura, ilustrada na Figura 3.45 (b), apresenta uma distribuição muito semelhante, no entanto, o ângulo de interface só é ultrapassado quando as tensões horizontais são inferiores às activas teóricas. A consideração da diferença de 0,95 m na altura das cortinas é fundamental para fazer a projecção da mobilização deste ângulo.



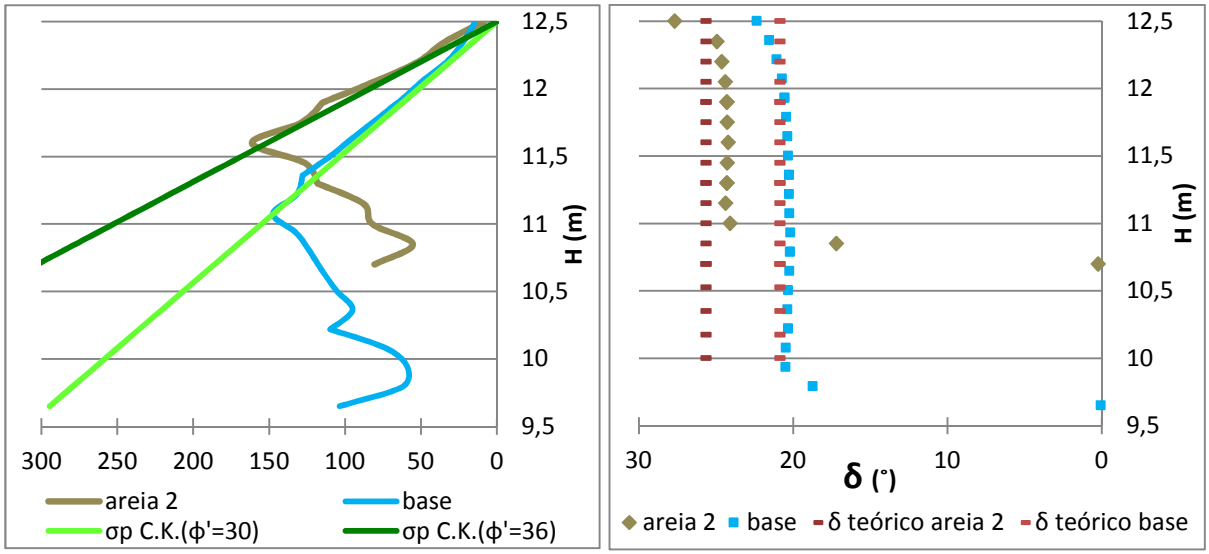
(a) (b)

Fig. 3.45 – Confronto entre os cálculos base e areia 2: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

As tensões horizontais em frente da parede e o respectivo ângulo de interface solo-estrutura mobilizado apresentam-se na Figura 3.46.

Na Figura 3.46 (a) depreende-se que a tensão horizontal mobilizada máxima aumente ligeiramente. A redução da tensão horizontal a partir do valor máximo mobilizado é mais pronunciada e a tensão horizontal no pé da parede é menor.

O ângulo de interface solo-estrutura apresenta uma distribuição de todo semelhante à verificada no cálculo base, de acordo com o seu valor teórico máximo imposto.



(a) (b)

Fig. 3.46 – Confronto dos cálculos base e areia 2: a) tensões horizontais em frente da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da parede (˚)

Na Figura 3.47 apresentam-se as tensões verticais no solo à frente e atrás da parede bem como a tensão vertical na parede.

As tendências de distribuição de tensões verticais no solo mantêm-se idênticas e concordantes com as tensões horizontais.

Em frente da cortina, as tensões verticais aumentam de acordo com o aumento verificado nas tensões horizontais e diminuem do mesmo modo.

Do lado tardoz mantém-se a concordância com as tensões horizontais, com uma menor tensão vertical na zona do topo da cortina que aumenta de seguida até ao pé da cortina. A diminuição brusca da tensão vertical no pé da cortina é resultado da plastificação do solo abaixo da base de escavação já referida na análise das tensões horizontais.

A tensão vertical na parede aumenta ligeiramente até ao fundo de escavação onde inverte a tendência e diminui mais pronunciadamente até ao pé onde excede o valor do cálculo base.

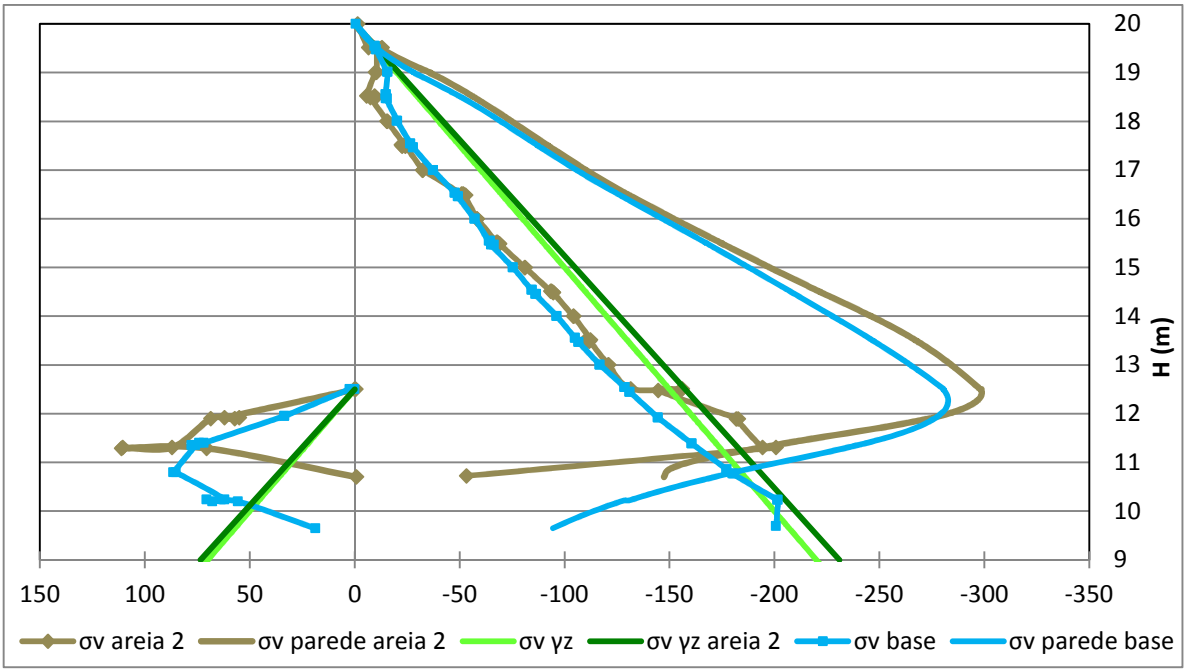


Fig. 3.47 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede entre os cálculos base e areia 2 (kPa)

A Figura 3.48 ilustra a distribuição de tensões verticais para a areia medianamente compacta. Verificam-se algumas alterações significativas com a mudança do solo, que são mais perceptíveis com o auxílio visual da Figura 3.49.

As tensões em frente da cortina apresentam a mesma concordância verificada em todos os outros casos. No que diz respeito ao lado de tardoz, as alterações observadas apresentam tendências distintas. Há uma maior transferência de tensões verticais para o interior do maciço e verifica-se ainda que a diminuição da tensão vertical junto à parede é precedido por uma redução brusca e só depois por um aumento, como ilustra a Figura 3.49.

Constata-se que as transferências de tensões aumentam significativamente com o aumento da compacidade do solo, aumentando deste modo o fenómeno do efeito de arco no solo.

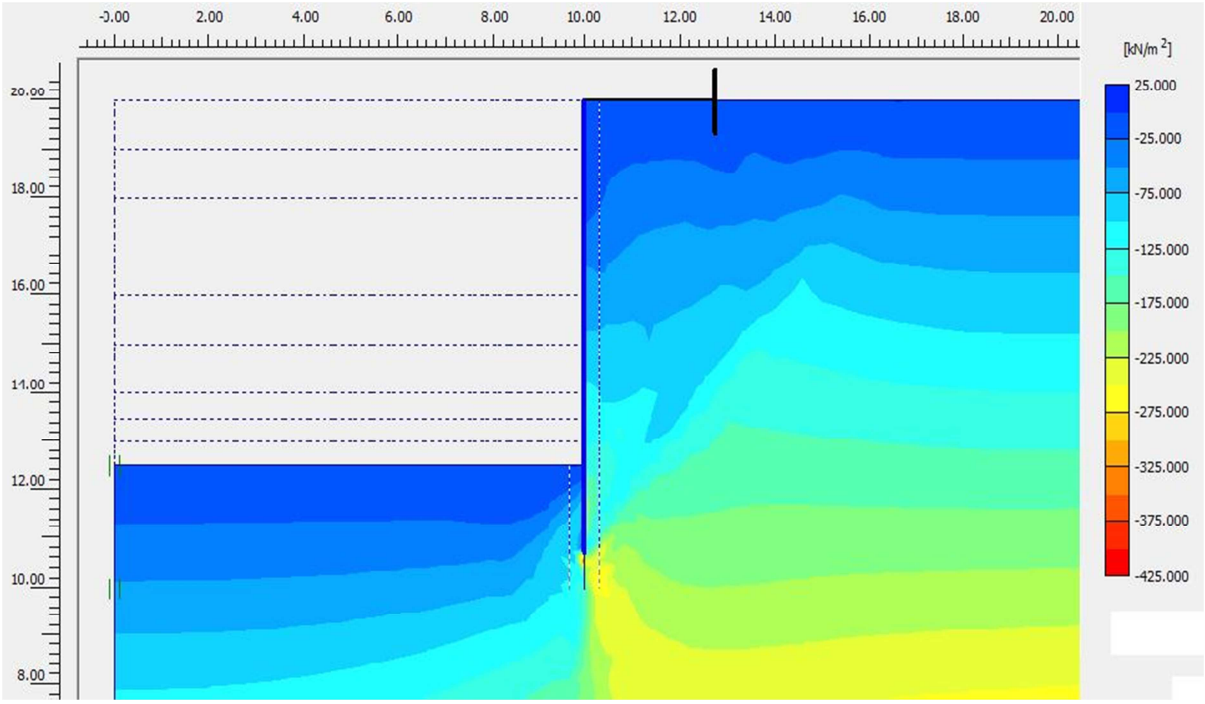


Fig. 3.48 – Distribuição de tensões verticais efectivas no cálculo areia 2

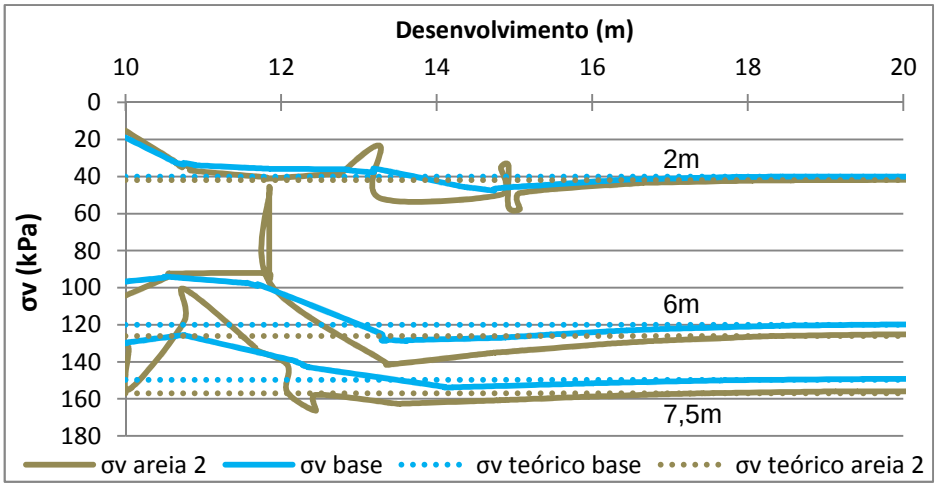


Fig. 3.49 – Confronto das tensões verticais atrás da parede, desde o topo até ao fundo de escavação entre os cálculos base e areia 2

3.10.2. CÁLCULOS R-2 E F-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

Os cálculos R-2 e F-2 mantêm-se idênticas aos cálculos R e F calculadas para a areia solta.

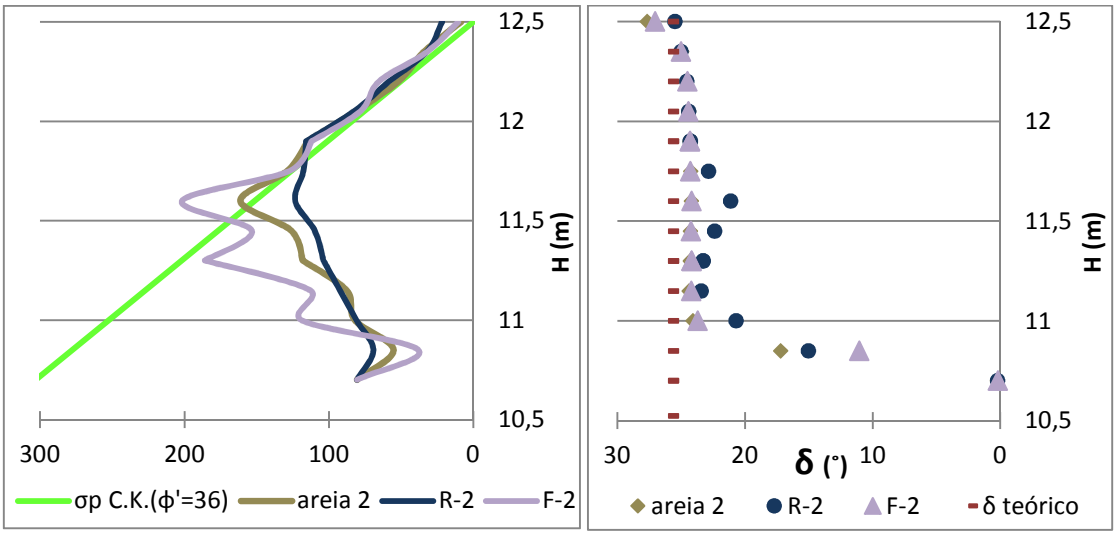
Optou-se por não representar os gráficos dos vários parâmetros analisados uma vez que a sua análise não evidenciava nenhuma conclusão para além das proporcionadas pelas análises R e F para a areia solta. As tendências de comportamento e evolução dos parâmetros mantêm-se semelhantes.

Apresentam-se no Quadro 3.12 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das suas variações.

Quadro 3.12 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da flexibilidade nas duas areias

Análise	M(+) (kNm/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
R	326	0	114	0,017
F	183	-37	97	0,094
areia 2	181	0	82	0,015
R-2	209	0	87	0,011
F-2	104	-13	84	0,064

A Figura 3.50 permite observar uma variação do ângulo de interface solo-estrutura para a parede mais rígida. O ângulo de interface diminui quando as tensões horizontais ficam inferiores às passivas. Quando se aumenta a rigidez da parede, a estabilidade global da estrutura é favorecida, o que se traduz na menor mobilização de tensões horizontais à frente da parede. Um outro factor que favorece a estabilidade da estrutura é o aumento da compacidade do solo. Aliando um factor ao outro, a estabilidade da estrutura é bastante favorecida, diminuindo a necessidade de mobilização de tensões tangenciais na interface.



(a) (b)

Fig. 3.50 – Confronto dos cálculos areia 2, R-2 e F-2: a) tensões horizontais em frente da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado em frente da parede (˚)

No Quadro 3.13 apresentam-se as variações dos parâmetros analisados para as análises da influência da flexibilidade nos dois solos. As tendências de evolução dos parâmetros mantêm-se. Do cálculo base para o cálculo areia 2 todos os parâmetros diminuem, assim como se verifica para as diferentes flexibilidades analisadas. Entre as diferentes flexibilidades, a parede mais rígida apresenta as maiores variações.

Quadro 3.13 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência de flexibilidade nas duas areias

Análise	ΔM(+) (%)	ΔM(-) (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / areia 2	-18	--	-10	-29
base / R	+47	--	+25	-21
areia 2 / R-2	+15	--	+6	-29
base / F	-17	--	+6	+441
areia 2 / F-2	-22	--	+3	+422
R / R-2	-36	--	-24	-36
F / F-2	-23	-65	-14	-32

Devido à menor deformabilidade do solo verifica-se um menor assentamento da superfície junto da parede para a areia medianamente compacta de aproximadamente 2 cm para a parede mais flexível, já na parede mais rígida, o levantamento diminui.

3.10.3. CÁLCULO δ-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

O cálculo δ-2 mantém-se idêntico ao cálculo δ calculada para a areia solta.

Optou-se por não representar os gráficos dos vários parâmetros analisados uma vez que a sua análise não evidenciava nenhuma conclusão para além das proporcionadas pela análise δ para a areia solta. Todas as tendências de comportamento e evolução dos parâmetros mantêm-se semelhantes.

A altura da parede altera-se de 9,30 para 9,75 m.

Apresentam-se no Quadro 3.14 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das variações.

Quadro 3.14 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência do ângulo de interface solo-estrutura nas duas areias

Análise	M(+) (kN*m/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
δ	244	0	106	0,025
areia2	181	0	82	0,015
δ-2	179	0	87	0,016

No Quadro 3.15 apresentam-se as variações dos parâmetros analisados para as análises da influência do ângulo de interface solo-estrutura nos dois solos. As tendências de evolução dos parâmetros mantêm-se. Do cálculo base para o cálculo areia 2 todos os parâmetros diminuem, assim como se verifica para o diferente ângulo de interface solo-estrutura analisado. Entre os diferentes solos verifica-se uma ligeira diferença na evolução do momento flector positivo, uma vez que na areia medianamente compacta, com a diminuição do ângulo de interface o momento reduz-se. A redução é

irrelevante e atribui-se ao erro de 4% adoptado na última fase de escavação de modo a possibilitar a convergência do cálculo, uma vez que a tendência de todos os outros parâmetros, mesmo os não representados neste capítulo, se mantém semelhante.

Quadro 3.15 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência do ângulo de interface solo-estrutura nas duas areias

Análise	ΔM(+) (%)	ΔM(-) (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / δ	+10	--	+16	+15
areia 2 / δ-2	-1	--	+6	+8
δ / δ-2	-27	--	-18	-34

3.10.4. CÁLCULO ap.2m-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

O cálculo ap.2m-2 mantém-se idêntico ao cálculo ap.2m calculada para a areia solta.

Optou-se por não representar os gráficos dos vários parâmetros analisados uma vez que a sua análise não evidenciava nenhuma conclusão para além das proporcionadas pela análise ap.2m para a areia solta. As tendências de comportamento e evolução dos parâmetros mantêm-se semelhantes.

A altura da parede altera-se de 9,30 para 9,15 m.

A tendência na distribuição do ângulo de interface solo-estrutura em frente da parede a par com a redução das tensões horizontais do cálculo R-2 verificou-se também para o cálculo ap.2m-2. Uma vez que a estabilidade estrutural é beneficiada com o aumento da profundidade do apoio, diminui da necessidade de mobilização de tensões tangenciais na interface passiva com o aumento da estabilidade estrutural, corroborando as conclusões obtidas pela análise R-2.

Apresentam-se no Quadro 3.16 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das variações.

Quadro 3.16 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da posição do apoio nas duas areias

Análise	M(+) (kN*m/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
ap.2m	147	-58	158	0,014
areia2	181	0	82	0,015
ap.2m-2	99	-54	130	0,008

No Quadro 3.17 apresentam-se as variações dos parâmetros analisados para as análises da influência da posição do apoio nos dois solos. As tendências de evolução dos parâmetros mantêm-se. Do cálculo base para o cálculo areia 2 todos os parâmetros diminuem, assim como se verifica para a diferente posição do apoio analisada. Entre os diferentes solos a evolução dos parâmetros é semelhante.

Quadro 3.17 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da posição do apoio nas duas areias

Análise	ΔM(+) (%)	ΔM(-) (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / ap.2m	-34	--	+73	-35
areia 2 / ap.2m-2	-45	--	+59	-44
ap.2m / ap.2m-2	-33	-7	-18	-39

3.10.5. CÁLCULO AP.E-2 EM AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA

O cálculo ap.E-2 mantém-se idêntico ao cálculo ap.E realizada para a areia solta, à excepção da rigidez axial do apoio que foi de 13965 kN/m.

Optou-se por não representar os gráficos dos vários parâmetros analisados uma vez que a sua análise não evidenciava nenhuma conclusão para além das proporcionadas pela análise ap.E para a areia solta. As tendências de comportamento e evolução dos parâmetros mantêm-se semelhantes.

Apresentam-se no Quadro 3.18 os parâmetros principais que permitem uma maior percepção das variações.

Quadro 3.18 – Momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da rigidez do apoio nas duas areias

Análise	M(+) (kN*m/m)	M(-) (kNm/m)	F_a (kN/m)	U_h (m)
base	221	0	91	0,021
ap.E	233	-3	73	0,040
areia2	181	0	82	0,015
ap.E-2	192	0	60	0,043

No Quadro 3.19 apresentam-se as variações dos parâmetros analisados para as análises da influência da rigidez do apoio nos dois solos. As tendências de evolução dos parâmetros mantêm-se. Do cálculo base para o cálculo areia 2 todos os parâmetros diminuem, assim como se verifica para a diferente rigidez no apoio analisada, à excepção do deslocamento horizontal da parede que aumenta. Este aumento é pouco significativo e atribui-se à alteração do erro para 4% na oitava fase construtiva, 3% para a nona fase construtiva e 3% para a décima fase construtiva de modo a possibilitar a convergência do cálculo, uma vez que para os diferentes solos, a diferença na variação do deslocamento horizontal atinge valores muito superiores na areia medianamente compacta, em comparação com as verificadas nos restantes parâmetros.

Quadro 3.19 – Variação do momento flector positivo e negativo máximo, força no apoio e deslocamento horizontal máximo na cortina para as análises de influência da rigidez do apoio nas duas areias

Análise	$\Delta M(+)$ (%)	$\Delta M(-)$ (%)	ΔF_a (%)	ΔU_h (%)
base / ap.E	+5	--	-25	+86
areia 2 / ap.E-2	+6	--	-27	+186
ap.E / ap.E-2	-18	--	-18	+9

3.10.6. CONCLUSÕES

A análise efectuada neste capítulo acerca da influência de uma areia mais compacta permite enunciar as seguintes conclusões:

- os momentos flectores, deslocamentos horizontais e força no apoio diminuem com o aumento da compacidade do solo;

- o aumento da compacidade do solo contribui beneficamente para a estabilidade global da estrutura;

- as tensões em frente da parede aumentam e diminuem mais pronunciadamente com o aumento da compacidade do solo;

- o estado limite passivo teórico não é transposto com alteração do ângulo de atrito;

- o ângulo de interface solo-estrutura em frente da parede reduz-se pontualmente com o aumento da compacidade;

- verifica-se um aumento da transferência de tensões dentro do maciço com o aumento da compacidade do solo;

- o efeito de arco no solo aumenta com o aumento da compacidade e com a diminuição da deformabilidade do solo;

- o levantamento do terreno junto da parede é menos pronunciado com o aumento da compacidade do solo quando a parede é mais rígida; quando a parede é mais flexível o assentamento da superfície diminui com o aumento da compacidade do solo.

4
CURVAS DE DIMENSIONAMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

As experiências conduzidas por Rowe demonstraram-se fundamentais para compreender o funcionamento de estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas bem como a sua interacção com o solo. Além dos esclarecimentos proporcionados pelo autor neste campo, este desenvolveu curvas de dimensionamento para este tipo de cortinas, designadas "curvas de serviço". No presente capítulo apresentam-se curvas de serviço semelhantes às apresentadas por Rowe, confrontando os valores do método de equilíbrio limite com os do método dos elementos finitos, onde para além do momento flector máximo na parede se apresenta também a força no apoio, variando a posição do nível freático e os factores de segurança. A geometria do problema manteve-se semelhante à do capítulo anterior, onde a profundidade de escavação é de 7,5 m e a largura 20 m.

As curvas de dimensionamento apresentadas neste capítulo foram efectuadas para os solos já considerados no Capítulo 3, areia solta e areia medianamente compacta. Consideraram-se ângulos da interface solo-estrutura $\delta = 2/3\varphi'$ e $\delta = 1/3\varphi'$ de modo a simular o atrito entre o solo e betão, e entre o solo e aço, respectivamente.

O apoio estrutural foi considerado rígido, adoptando-se uma rigidez muito elevada, e deformável quando considerada uma rigidez axial obtida através do dimensionamento de um perfil tubular em aço à compressão com encurvadura tendo em conta a flexão devida ao peso próprio. Localizou-se o apoio no topo da cortina e a 2 m de profundidade.

Foram considerados níveis freáticos a grande profundidade e na base da escavação. De acordo com as conclusões de Vieira & Matos Fernandes (2000), quando o nível freático se encontra numa destas posições, as relações adimensionais $M_{max}/(\gamma h^3)$ e d/h são independentes da profundidade de escavação, h, e dependem apenas do ângulo de atrito do solo, φ', e do ângulo da interface solo-estrutura, δ. Tendo isto em conta, foi representada a grandeza $M_{max}/(\gamma h^3)$ e acrescentou-se também outra relação adimensional, esta relacionada com a força no apoio $F_a/(\gamma h^2)$, já utilizada por Potts & Bond (1994) e por Silva (2007), para além das curvas de serviço que expressam a relação $M_{maxE.F.}/M_{max}$, onde o denominador reflecte o valor do momento flector positivo máximo obtido pelo método de equilíbrio limite com a segurança introduzida pelo método de Tschebotarioff. Sublinhe-se que se o nível freático não se encontrar numa destas posições, ou ainda à superfície atrás da parede e na base de escavação em frente da parede, as referidas relações tornam-se inválidas.

Todas as curvas e relações foram apresentadas a par com a flexibilidade da cortina sendo para isso analisados 7 casos de flexibilidades diferentes. Foi considerada, como no capítulo anterior, uma espessura de uma parede moldada de betão armado de 0,4 m e o módulo de Young de 29 GPa. Para ter em conta as diferentes flexibilidades, multiplicou-se o módulo de Young do betão, E_b, por 4, 8, 64 e 125, de modo a simular paredes com 0,6, 0,8, 1,6 e 2,0 m de espessura, e dividiu-se por 4 e por 8, de modo a simular estacas-prancha em aço com rigidez flexional correspondente. A flexibilidade foi representada através do número de flexibilidade definido por Rowe, ρ, e também, como termo de comparação, através do número de flexibilidade apresentado por Potts and Bond (1994), ρ′, ambos descritos no Capítulo 2.

Note-se que as flexibilidades são representadas em escala logarítmica de base 10. Para facilitar a associação entre a flexibilidade da parede e os valores em escala logarítmica apresentam-se no Quadro 4.1 os números de flexibilidade correspondentes às diferentes paredes.

Quadro 4.1 – Números de flexibilidade das análises efectuadas

		Rigidez Flexional						
solo	nº flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
areia solta	log ρ	-3,18	-2,89	-1,98	-1,68	-1,08	-0,48	-0,18
	log ρ'	1,12	1,41	2,32	2,62	3,22	3,82	4,12
areia medianamente compacta	log ρ	-3,38	-3,08	-2,18	-1,88	-1,28	-0,68	-0,38
	log ρ'	1,10	1,39	2,30	2,60	3,20	3,80	4,10

No que diz respeito à introdução da segurança no cálculo foram considerados dois métodos tradicionais já descritos no Capítulo 2, o método de Tschebotarioff (d=1,7d'), e o método de Burland.

Segundo Silva (2007), o método de segurança de Tschebotarioff (d=1,7d') é o mais conservativo no que respeita à altura enterrada da cortina para as posições do nível freático consideradas. Sendo assim, adoptou-se este método para o cálculo da altura da cortina uma vez que o programa de cálculo de elementos finitos utilizado apresenta maiores dificuldades de convergência para alturas enterradas de parede reduzidas.

As conclusões de Vieira & Matos Fernandes (2000) e Silva (2007) sobre a independência das relações adimensionais $M_{max}/(\gamma h^3)$ e $F_a/(\gamma h^2)$ da profundidade de escavação foram também averiguadas através do método dos elementos finitos. Precedendo a esta análise, verificou-se a influência das fronteiras rígidas horizontal e vertical (em anexo ao presente capítulo), uma vez que a altura da parede naturalmente se altera com a profundidade de escavação e, consequentemente, a distância do pé da parede à fronteira rígida horizontal.

Para finalizar este capítulo foram comparados os números de flexibilidade de Rowe e de Potts & Bond atribuindo ao solo diferentes módulos de deformabilidade.

Todos os cálculos realizados neste capítulo para construção das curvas apresentam-se no Anexo A.1.

4.2. CURVAS DE DIMENSIONAMENTO COM APOIO RÍGIDO

4.2.1. INTRODUÇÃO

Apresentam-se de seguida as curvas obtidas quando o apoio da cortina é rígido e se localiza no topo da cortina bem como a 2 m de profundidade, para a areia solta e para a areia medianamente compacta já referidas, com δ=2/3φ' e δ=1/3φ', para as posições do nível freático a grande profundidade e na base da escavação. Algumas das representações encontram-se incompletas devido à impossibilidade de convergência do programa de elementos finitos utilizado, o que se verificou na generalidade para as estruturas mais flexíveis, correspondente às maiores deformações no maciço e na cortina, principalmente com nível freático na base de escavação e o menor ângulo de interface solo-estrutura.

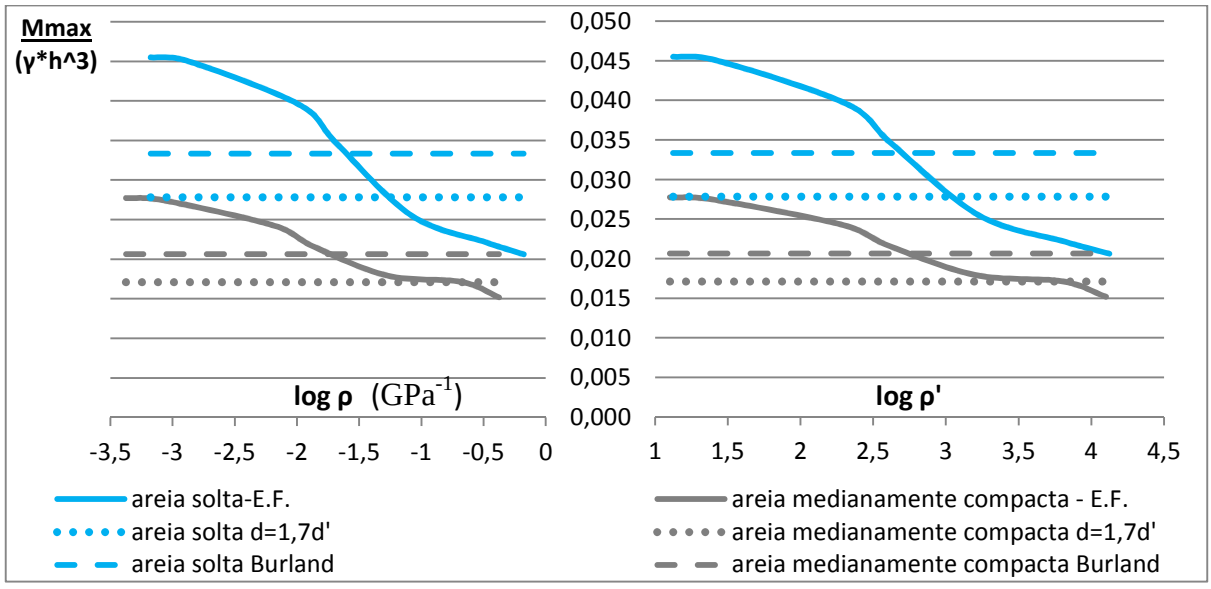
4.2.2. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO A GRANDE PROFUNDIDADE

4.2.2.1. Apoio no topo da parede

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço foram representadas neste subcapítulo para o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond, com nível freático a grande profundidade e o apoio rígido no topo da parede para δ = 2/3φ' e δ = 1/3φ'.

- **δ = 2/3φ'**

No que diz respeito à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresenta-se na Figura 4.1 a sua distribuição.



(a) (b)

Fig. 4.1 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

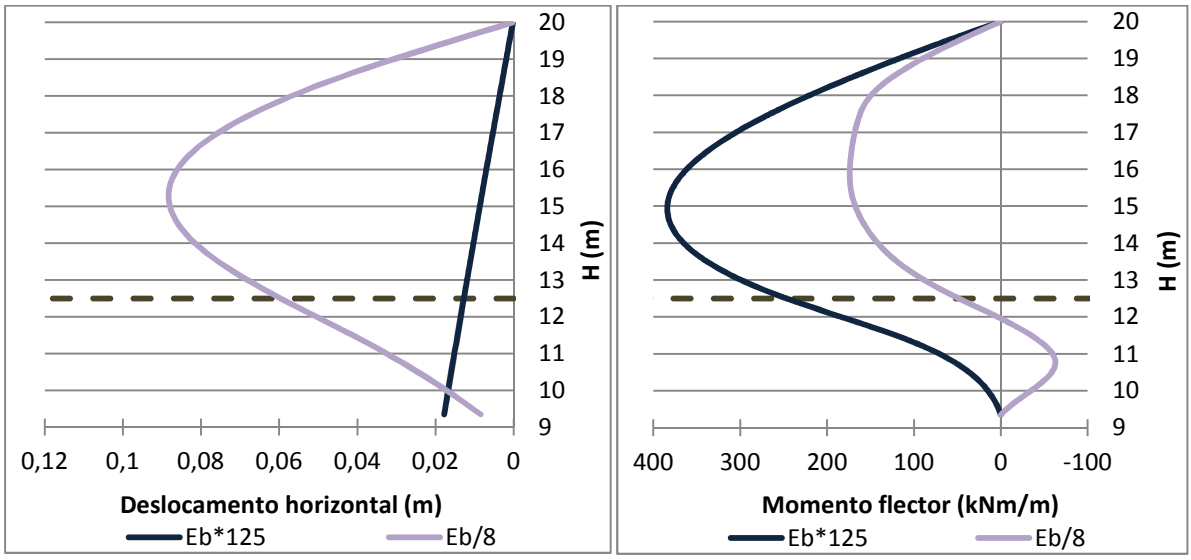
Na Figura 4.1 evidenciam-se dois aspectos fundamentais. O primeiro é a amplitude da distribuição dos momentos flectores que se apresenta inferior para a areia medianamente compacta, o segundo prende-se com o facto de se obterem valores superiores aos dos métodos de equilíbrio limite quando a estrutura é mais rígida e inferiores quando mais flexível.

Verifica-se ainda na Figura 4.1 que para estruturas de elevada rigidez o momento flector estabiliza, ou seja, acima de determinada rigidez o momento flector mantém-se constante. Com o aumento da flexibilidade o momento flector diminui de forma cada vez menos pronunciada.

Relativamente à amplitude da curva em cada areia, compreende-se naturalmente a sua distribuição atendendo apenas ao facto de o aumento da compacidade do solo reduzir os deslocamentos horizontais da parede. Como a flexibilidade está inerentemente ligada aos deslocamentos, a amplitude da curva reduz-se.

O método de equilíbrio limite com a segurança introduzida pelo método de Burland apresenta os valores mais conservativos, uma vez que o momento flector positivo máximo é calculado já com o aumento da altura enterrada da parede, em detrimento da segurança com d=1,7d' onde o momento flector máximo na cortina é igual ao de estado limite de rotação da parede em torno do apoio. Observa-se ainda que os esforços obtidos pelos métodos de equilíbrio limite se aproximam com o aumento do ângulo de atrito do solo.

Os momentos flectores máximos obtidos pelo método dos elementos finitos excedem significativamente os obtidos através dos métodos de equilíbrio limite em estruturas mais rígidas. Já para estruturas mais flexíveis verifica-se o contrário, os valores do método dos elementos finitos são inferiores aos de equilíbrio limite. Note-se, no entanto, que no caso da areia mais compacta apenas para o caso da parede mais flexível se obtêm resultados inferiores aos de equilíbrio limite. Refira-se, por fim, que para paredes de grande rigidez o momento flector máximo tende a estabilizar. A compreensão do facto de os valores dos momentos flectores máximos observados serem superiores e inferiores aos obtidos pelos métodos de equilíbrio limite pode ser feita com auxilio das Figuras 4.2 e 4.3.



(a) (b)

Fig. 4.2 – Confronto entre paredes com rigidez flexional E_b*125 e E_b/8 na areia solta com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

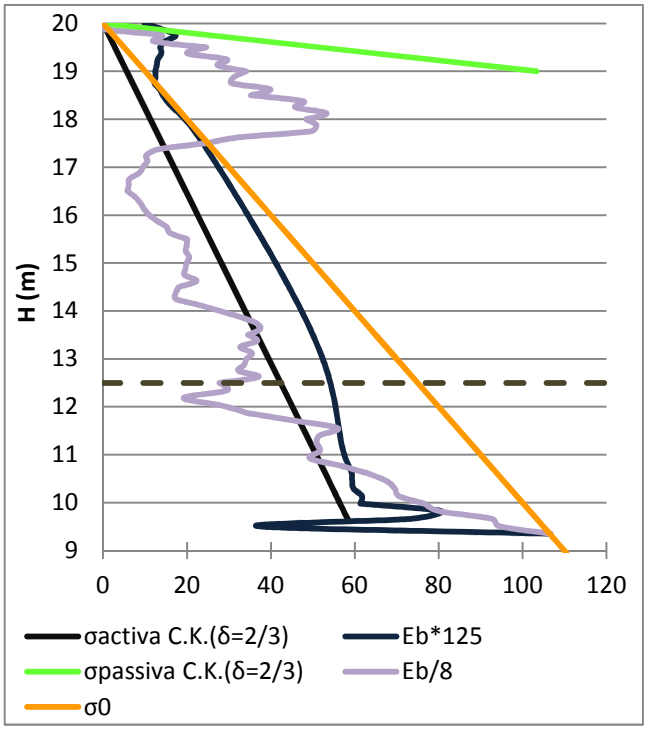
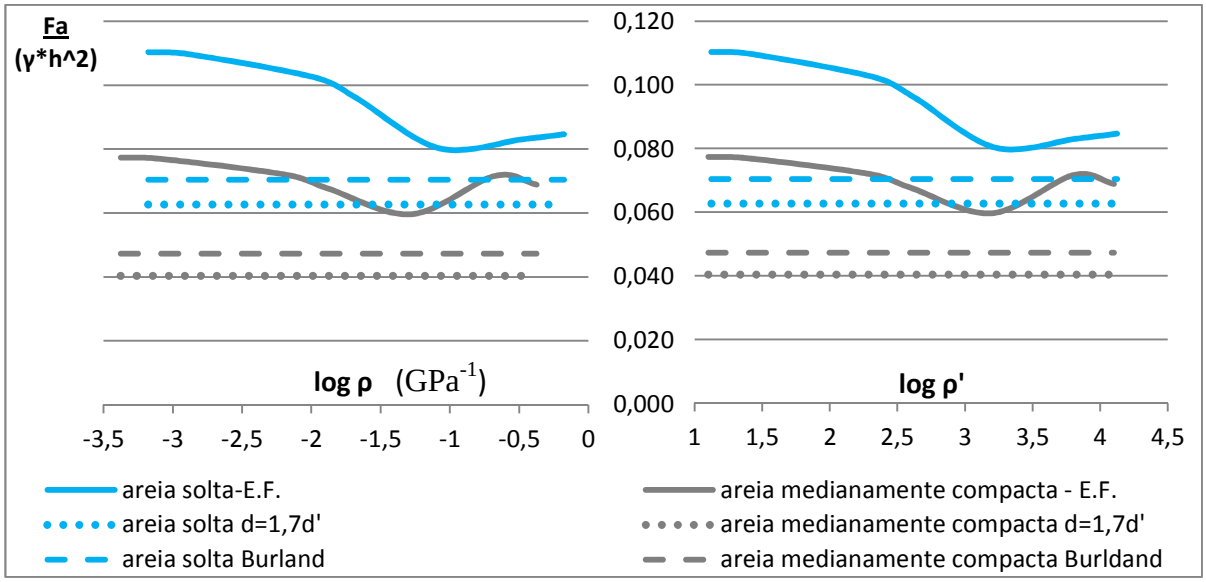


Fig. 4.3 – Tensões horizontais no tardoz da cortina para as paredes com rigidez flexional E_b*125 e E_b/8 em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo (kPa)

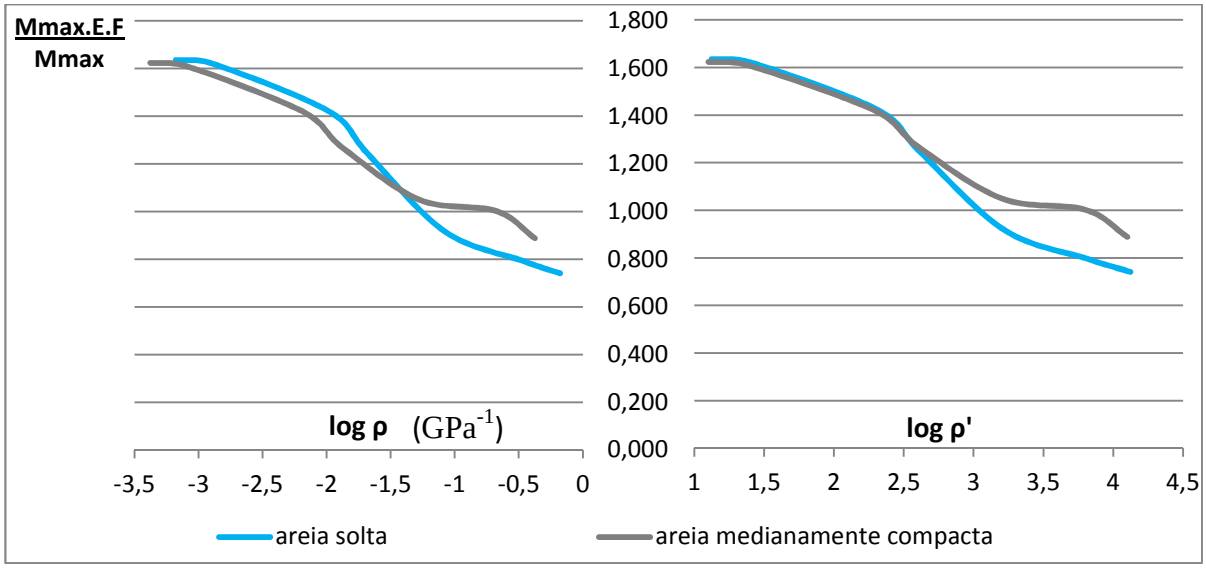
Devido ao movimento experimentado por cada parede verificam-se distribuições de momentos flectores distintas para as diferentes flexibilidades. A parede mais rígida apresenta um tipo de movimento semelhante a um corpo rígido, rodando em torno do apoio rígido no topo. Já a parede mais flexível apresenta uma grande deformação por flexão, ocorrendo o deslocamento máximo acima da base de escavação em detrimento do pé da cortina, como verificado para a cortina mais rígida. Estes distintos movimentos criam distintas distribuições de tensões horizontais, como se pode observar na Figura 4.3. Quando a cortina é mais rígida as tensões horizontais no lado de tardoz são superiores às activas teóricas para todo o comprimento da cortina. No entanto, quando a cortina é mais flexível, devido à redistribuição de pressões pelo efeito de arco do solo, as tensões horizontais atingem valores inferiores aos activos teóricos. Estas tensões provocam um momento flector positivo máximo superior e inferior, respectivamente, ao obtido pelo método de equilíbrio limite.

A Figura 4.4 ilustra a relação $F_a/(\gamma h^2)$, onde se verifica, assim como nos momentos flectores máximos, que a introdução de segurança pelo método de Burland é a mais conservativa, apesar de se apresentar sempre inferior aos valores obtidos pelo método dos elementos finitos, o que indica que o apoio pode ser subdimensionado caso se utilizem os esforços obtidos com os métodos de equilíbrio limite. A força no apoio diminui até uma certa flexibilidade a partir da qual volta a aumentar, embora para valores inferiores aos das paredes mais rígidas. O tipo de movimento que a parede experimenta (presente na Figura 4.2 (a)), explica este fenómeno, já avaliado e devidamente explicado no Capítulo 3.



(a) (b)

Fig. 4.4 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond



(a) (b)

Fig. 4.5 – Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

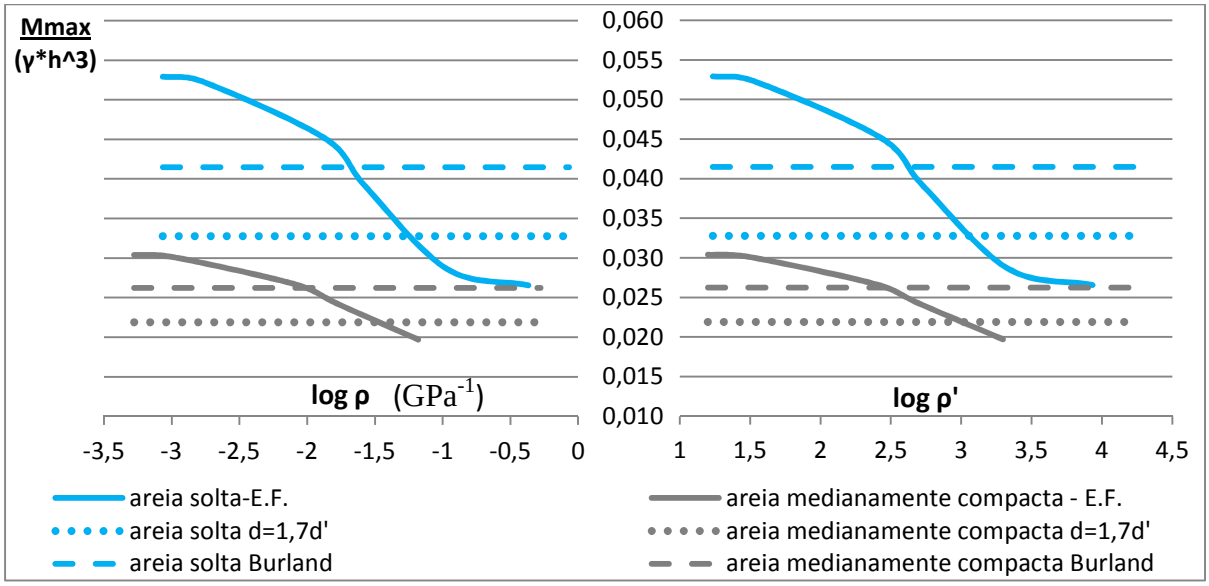
As curvas de serviço, ilustradas na Figura 4.5, são muito próximas para os dois solos analisados, divergindo apenas com o aumento da flexibilidade (mais precisamente a partir da parede com rigidez flexional E_b em diante) onde a areia medianamente compacta supera a areia solta, uma vez que os coeficientes de impulsos de terras passivos aumentam mais pronunciadamente, diminuindo o momento flector obtido pelos métodos de equilíbrio limite. Nas curvas de serviço, o número de flexibilidade de Potts & Bond aproxima as curvas dos dois solos, tornando-as coincidentes num primeiro tramo e

antecipando a divergência com o aumento da flexibilidade. Esta foi a única diferença notável na consideração dos diferentes números de flexibilidade de Rowe, ρ, e de Potts & Bond, ρ'.

- **δ = 1/3φ'**

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.6 a 4.8 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise com $E_b/8$ e a areia medianamente compacta sem as análises $E_b/4$ e $E_b/8$.

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço com δ = 1/3φ' representaram-se nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, respectivamente.

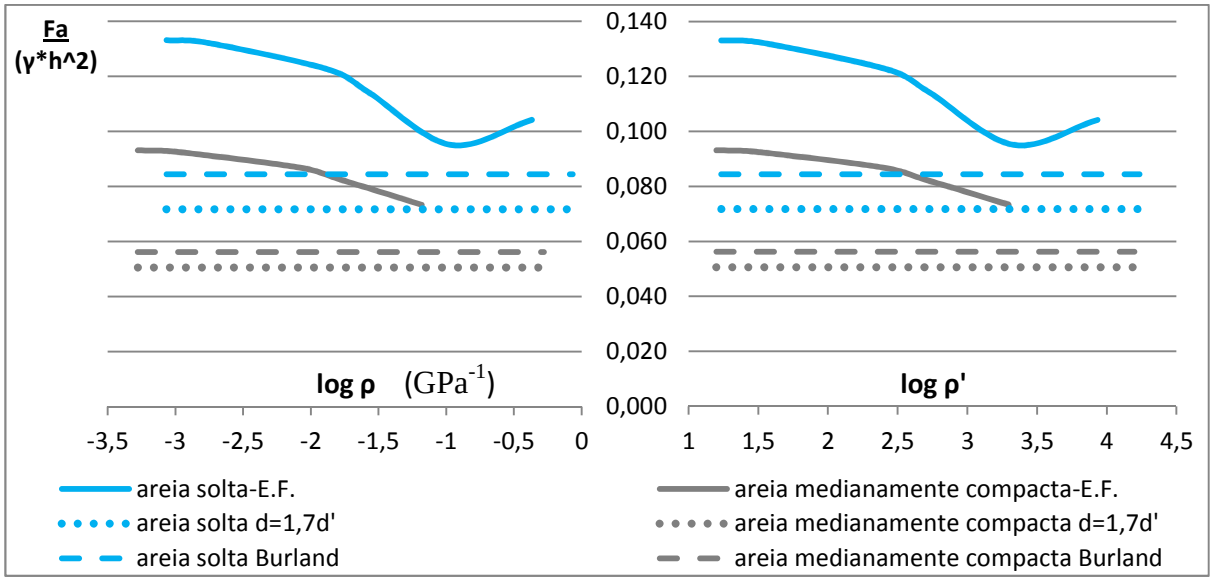


(a) (b)

Fig. 4.6 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As tendências expressas através das Figuras 4.6 e 4.7 mantêm-se essencialmente idênticas às verificadas para o caso em que δ = 2/3φ'.

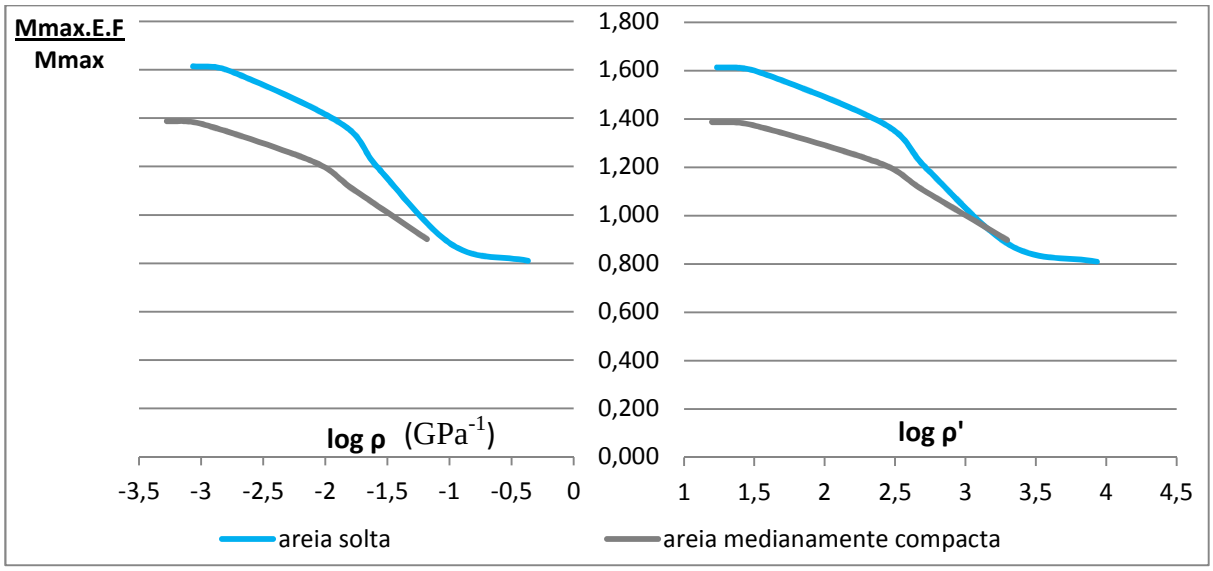
Verifica-se para os momentos flectores máximos, na Figura 4.6, que além de estabilizarem para paredes mais rígidas (tal como no caso anterior), também estabilizam para paredes muito flexíveis. Os métodos de equilíbrio limite aumentam em relação ao método dos elementos finitos no que corresponde aos momentos flectores com a redução do atrito entre o solo e a parede, uma vez que são excedidos para flexibilidades menores da parede.



(a) (b)

Fig. 4.7 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A força no apoio obtida pelos métodos de equilíbrio limite é inferior àquela obtida com o método dos elementos finitos, como demonstra a Figura 4.7, e como se observou nos cálculos anteriores. Esta diferença indica que os esforços no apoio obtidos com o método de elementos finitos são mais conservativos que os métodos de equilíbrio limite, devendo então ser utilizados de modo a não se correr o risco de subdimensionamento.



(a) (b)

Fig. 4.8 – Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

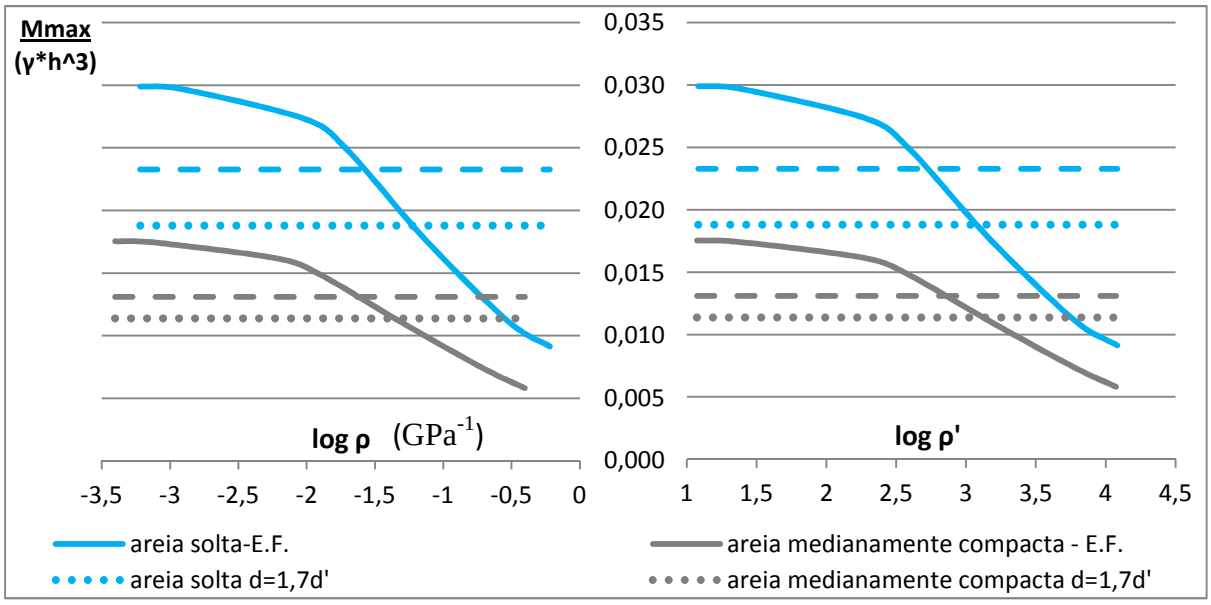
Relativamente às curvas de serviço, apresentadas na Figura 4.8, verifica-se um maior afastamento entre a curva da areia solta e a da areia medianamente compacta para cortinas mais rígidas, afastamento esse que diminui com o aumento da flexibilidade.

4.2.2.2. Apoio localizado a 2 m de profundidade

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e curvas de serviço foram representadas neste subcapítulo para o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond, com nível freático a grande profundidade e o apoio rígido a 2 m de profundidade para $\delta = 2/3\varphi'$ e $\delta = 1/3\varphi'$.

- **$\delta = 2/3\varphi'$**

No que diz respeito à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresenta-se na Figura 4.9 a sua distribuição.



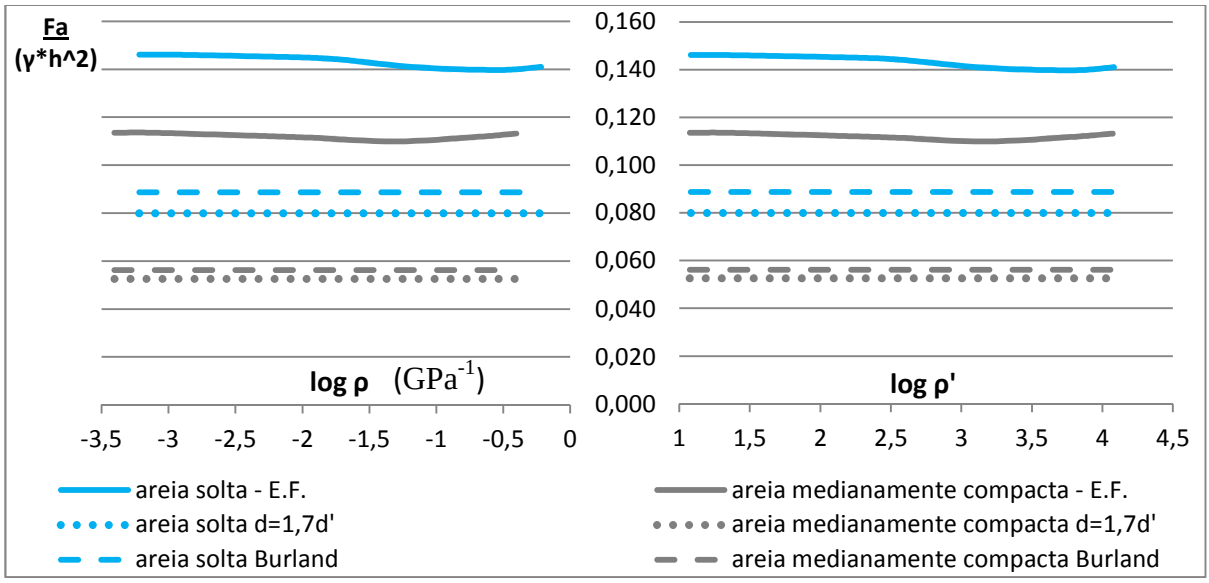
(a) (b)

Fig. 4.9 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, $\delta = 2/3\varphi'$ e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A alteração da posição do apoio, como já notado no Capítulo 3, provoca profundas alterações no comportamento da estrutura.

As curvas da Figura 4.9 evidenciam dois troços distintos da distribuição de momentos flectores, ambos praticamente lineares. No primeiro troço, quando a flexibilidade da parede é mais reduzida, a diminuição do momento flector é bastante modesta, e a partir de determinada flexibilidade (correspondente à análise E_b*4), a diminuição do momento flector é bastante mais pronunciada. À semelhança do que sucede nas análises anteriores, quando a parede é muito rígida o momento flector mantém-se praticamente constante. Nota-se ainda no final das curvas uma ligeira mudança na tendência de diminuição linear para um valor constante, representada por uma inflexão na curva (comportamento mais perceptível para a areia solta e corroborado mais à frente pela Figura 4.11).

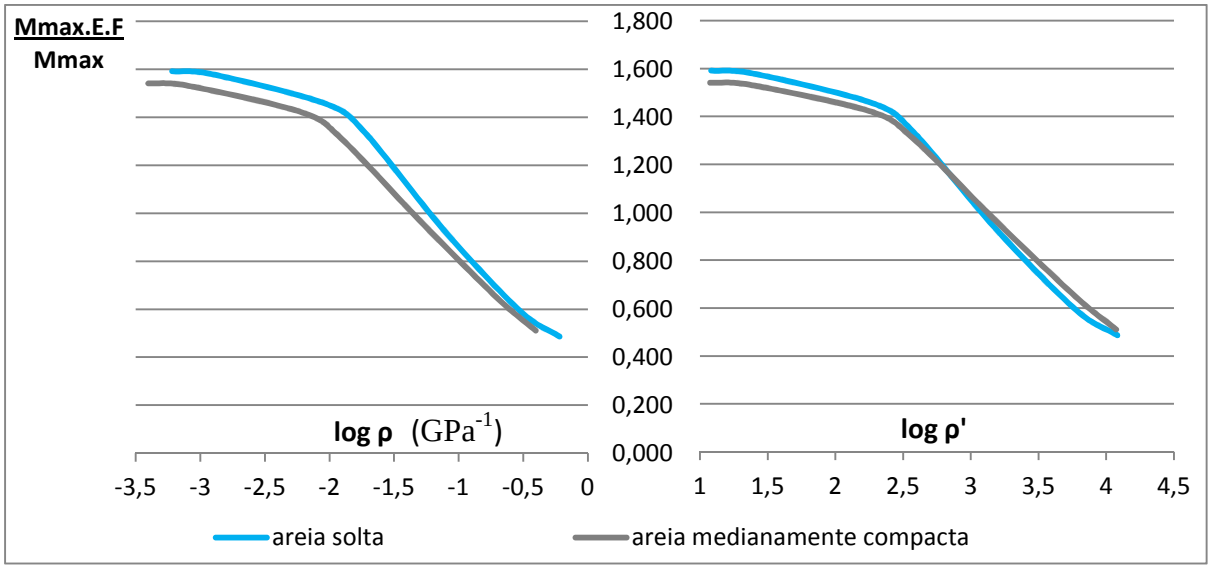
Na Figura 4.10 observa-se que a força no apoio se mantém praticamente constante com a alteração da flexibilidade da cortina. Contudo, é ainda perceptível um comportamento semelhante ao que se verifica quando o apoio se localiza no topo da cortina, isto é, a diminuição da força do apoio com o aumento da flexibilidade da cortina até determinado ponto, a partir do qual a força aumenta com o aumento da flexibilidade. Atente-se no facto de os valores obtidos com o método dos elementos finitos serem consideravelmente superiores aos do método de equilíbrio limite para qualquer flexibilidade da parede. Sendo assim, devem-se utilizar os esforços no apoio obtidos pelo método dos elementos finitos para o dimensionamento do apoio da estrutura quando este não se localiza no topo, uma vez que os esforços do método de equilíbrio limite conduzem a situações pronunciadamente menos seguras.



(a) (b)

Fig. 4.10 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

Relativamente às curvas de serviço, ilustradas na Figura 4.11, estas apresentam o mesmo tipo de evolução que as curvas da Figura 4.9, isto é, são praticamente constantes ao início seguidas de um troço de diminuição reduzida, posteriormente um troço de diminuição acentuada e finalizando com uma ligeira inflexão. Os valores são praticamente coincidentes para as duas areias, principalmente quando representadas com o número de flexibilidade de Potts & Bond.

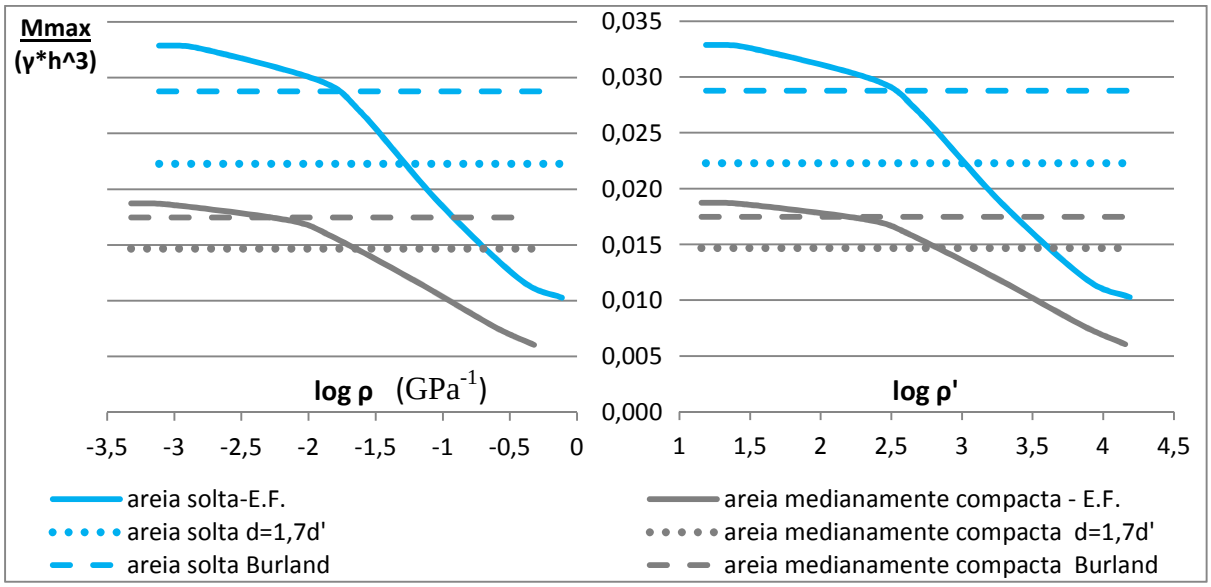


(a) (b)

Fig. 4.11 – Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

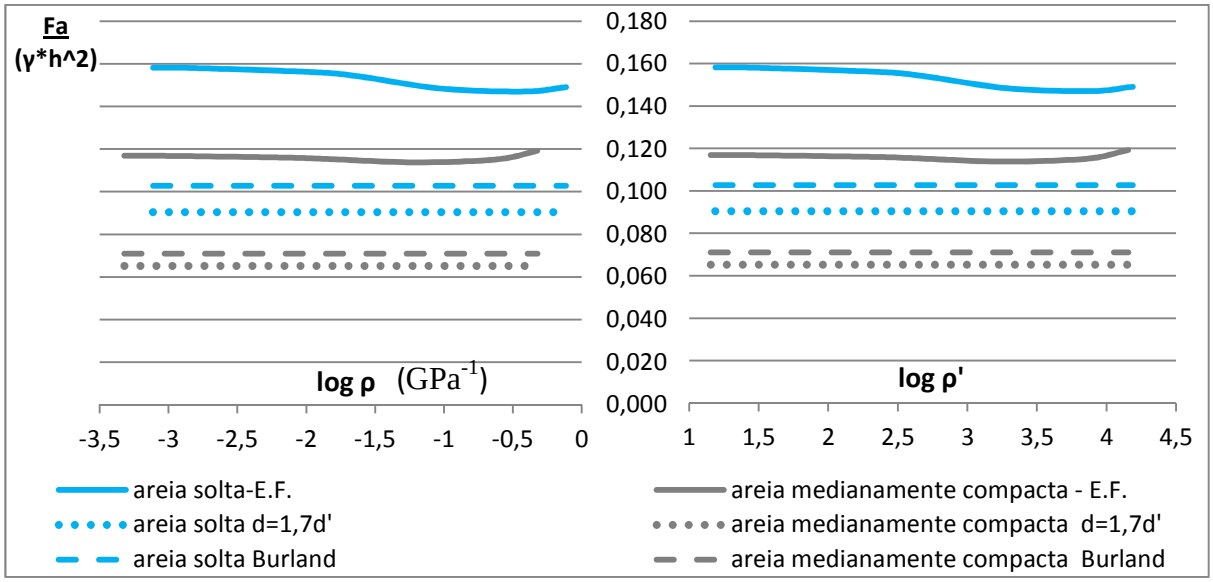
- **δ = 1/3φ'**

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço com δ = 1/3φ' representa-se nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14, respectivamente.



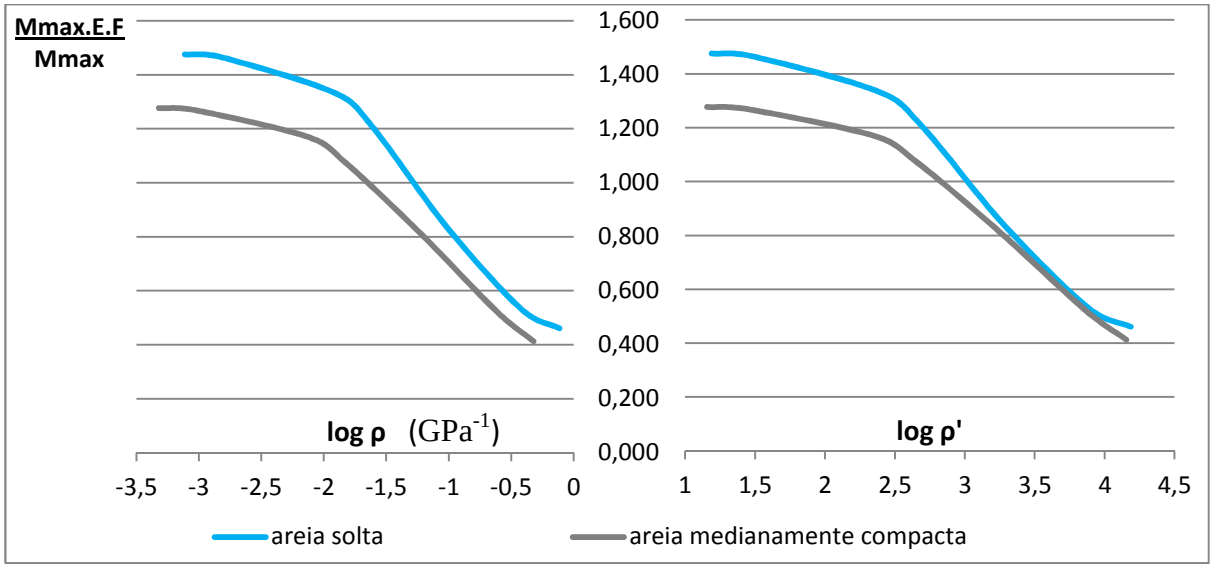
(a) (b)

Fig. 4.12 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond



(a) (b)

Fig. 4.13 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond



(a) (b)

Fig. 4.14 – Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As curvas das Figuras 4.12 e 4.14 revelam tendências semelhantes às verificadas para δ = 2/3φ' com a mesma localização do apoio, contudo, as curvas de serviço são mais afastadas quando a rigidez da cortina é mais elevada e aproximam-se quando esta diminui. Refira-se, por fim, que os métodos de equilíbrio limite aumentam em relação ao método dos elementos finitos com esta redução do ângulo de interface solo-estrutura.

4.2.3. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO NA BASE DE ESCAVAÇÃO

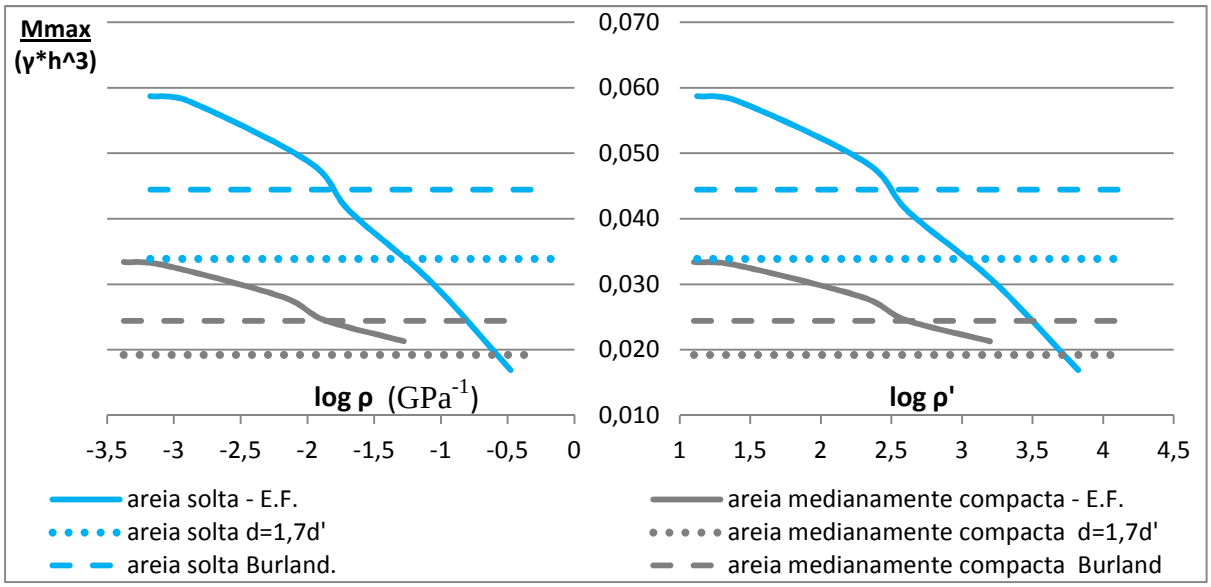
4.2.3.1. Apoio no topo da parede

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e curvas de serviço foram representadas neste subcapítulo para o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond, com nível freático na base de escavação e o apoio rígido no topo da parede para $\delta = 2/3\varphi'$ e $\delta = 1/3\varphi'$.

- **$\delta = 2/3\varphi'$**

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.15 a 4.17 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise com $E_b/8$ e a areia medianamente compacta sem as análises $E_b/4$ e $E_b/8$.

No que diz respeito à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresenta-se na Figura 4.15 a sua distribuição.



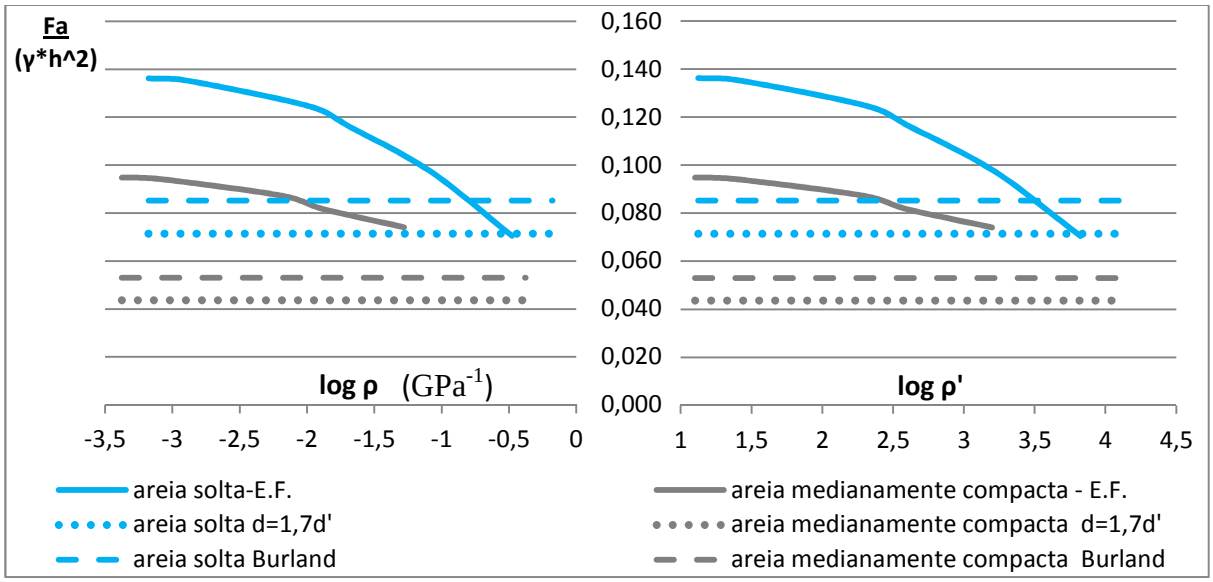
(a) (b)

Fig. 4.15 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, $\delta = 2/3\varphi'$ e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

O aumento do momento flector máximo e da força no apoio devido à presença do nível freático na base de escavação condicionam fortemente a forma das curvas apresentadas. Na Figura 4.15 a diminuição do momento flector máximo com o aumento da flexibilidade da parede torna-se aproximadamente linear. A amplitude da relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ aumenta significativamente, apenas para as paredes de grande flexibilidade esta relação atinge valores semelhantes aos obtidos com o nível freático a grande profundidade, enquanto para paredes menos flexíveis o reflexo do aumento do momento flector máximo é bem mais pronunciado. Também com a presença do nível freático na base de escavação se verifica que o momento flector máximo se mantém aproximadamente constante para estruturas muito rígidas. Os valores obtidos com os métodos de equilíbrio limite apresentam essencialmente a mesma disposição já observada com o nível freático a grande profundidade.

A evolução da força no apoio, representada na Figura 4.16, assim como foi verificado para os momentos flectores, apresenta também uma diminuição aproximadamente linear com o aumento da

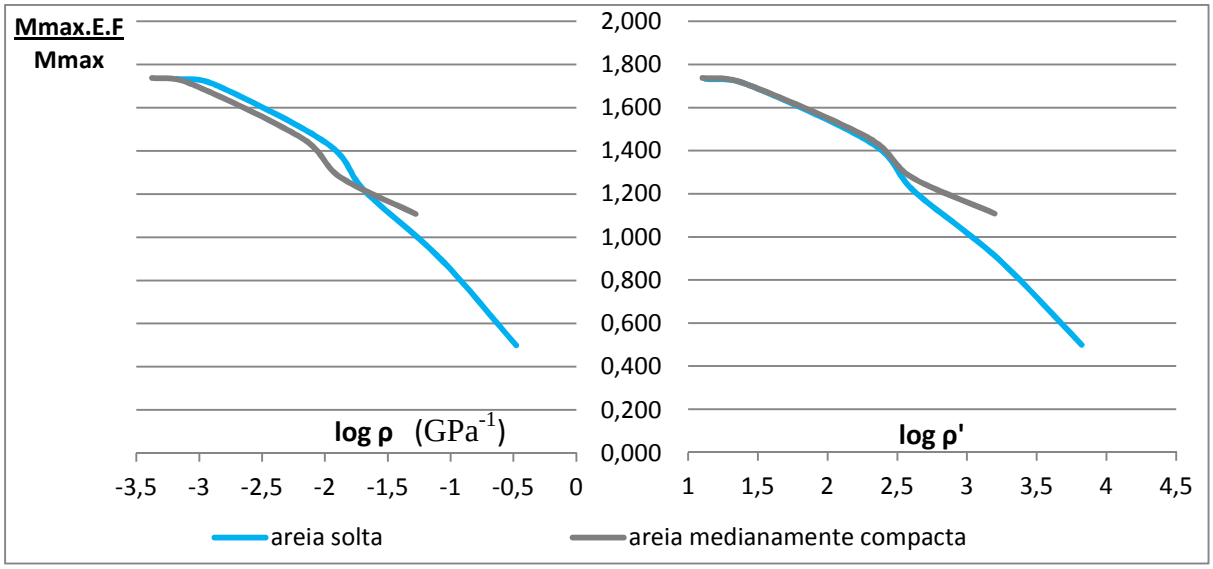
flexibilidade da parede, principalmente na areia medianamente compacta. Ao contrário do que se verificou quando o nível freático se encontra a grande profundidade, não existem sinais de inversão da tendência do aumento daquela força quando a flexibilidade é mais elevada. No que respeita aos valores obtidos com os métodos de equilíbrio limite, observa-se que apresentam valores mais conservativos em paredes mais flexíveis, uma vez que são superiores aos do método de elementos finitos.



(a) (b)

Fig. 4.16 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As curvas de serviço, ilustradas na Figura 4.17, apresentam, tal como a Figura 4.15, uma distribuição aproximadamente linear com o aumento da flexibilidade, e uma maior amplitude. As diferenças entre a representação das curvas de serviço com o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond são semelhantes às observadas com o nível freático a grande profundidade.



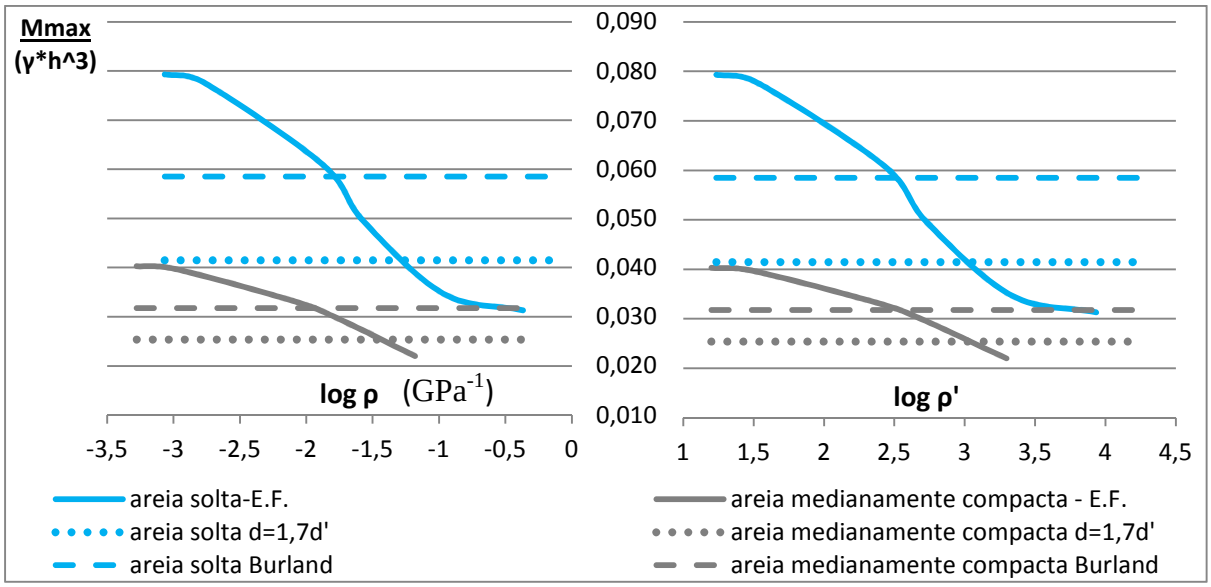
(a) (b)

Fig. 4.17 – Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

- **δ = 1/3φ'**

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.18 a 4.20 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise com $E_b/8$ e a areia medianamente compacta sem as análises $E_b/4$ e $E_b/8$.

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço com δ = 1/3φ' representam-se nas Figuras 4.18, 4.19 e 4.20, respectivamente.

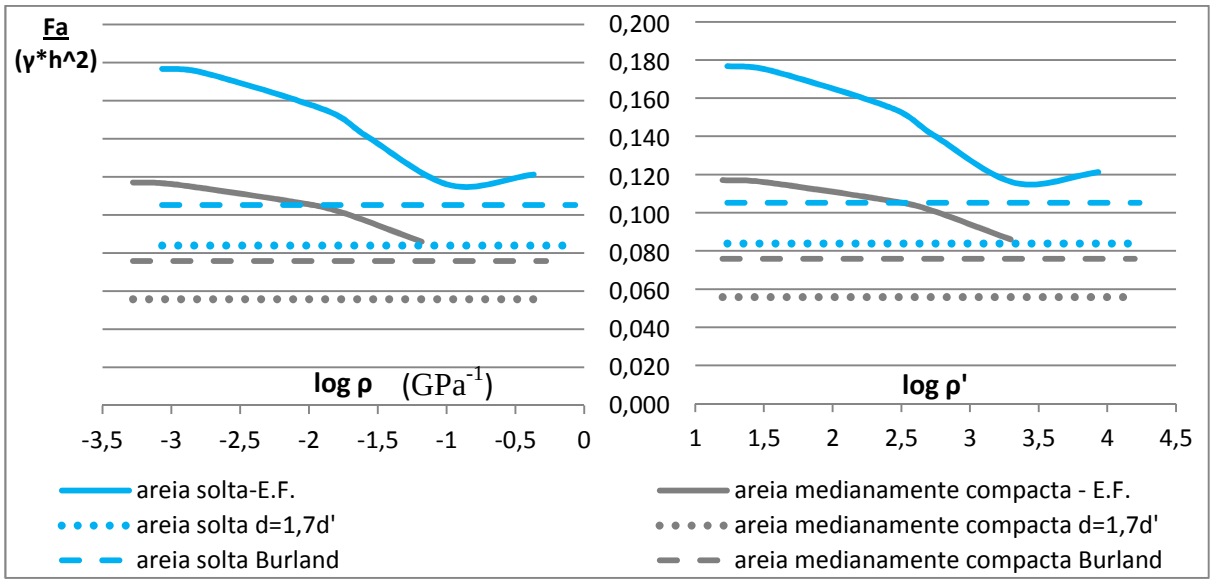


(a) (b)

Fig. 4.18 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A influência da alteração do nível freático a grande profundidade para a base de escavação não é tão significativa para um menor ângulo de interface solo-estrutura. Relativamente aos momentos flectores expressos pela relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, ilustrados na Figura 4.18, a sua distribuição mantém-se semelhante, apesar de, como é lógico, apresentar valores superiores. Para paredes muito flexíveis e muito rígidas, o momento flector máximo tende a estabilizar, à semelhança do que se observou com o nível freático a grande profundidade.

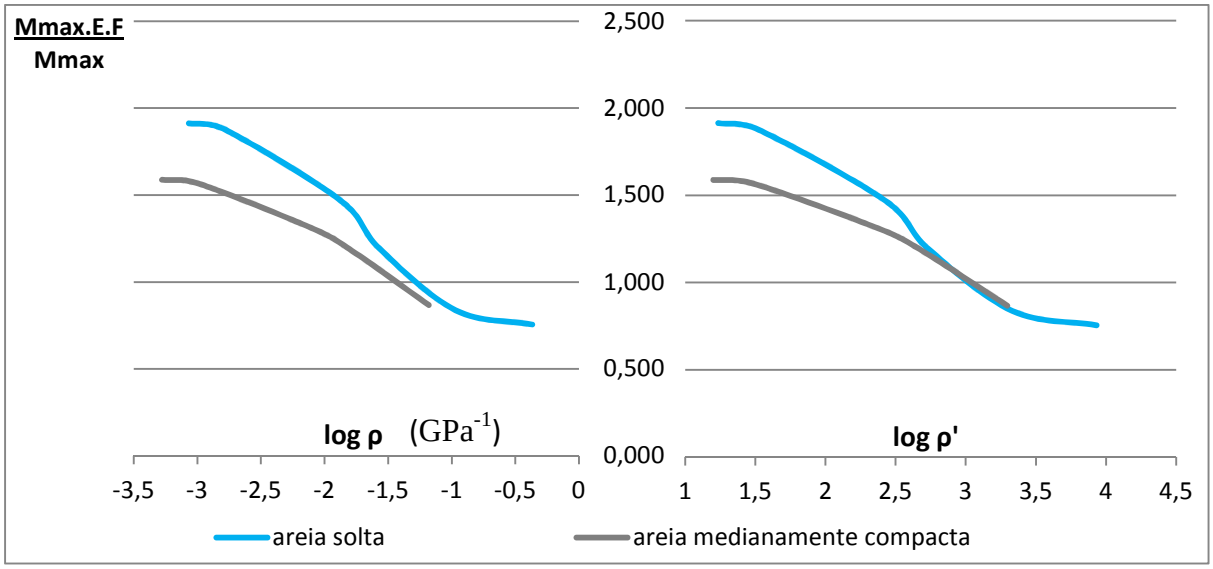
As curvas com a relação $F_a/(\gamma h^2)$, ilustradas na Figura 4.19, mantém-se também sem grandes alterações.



(a) (b)

Fig. 4.19 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As curvas de serviço, ilustradas na Figura 4.20, apresentam-se afastadas quando a rigidez da cortina é elevada e aproximam-se quando a flexibilidade aumenta, chegando mesmo a coincidir quando é adoptado o número de flexibilidade de Potts & Bond.



(a) (b)

Fig. 4.20 – Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

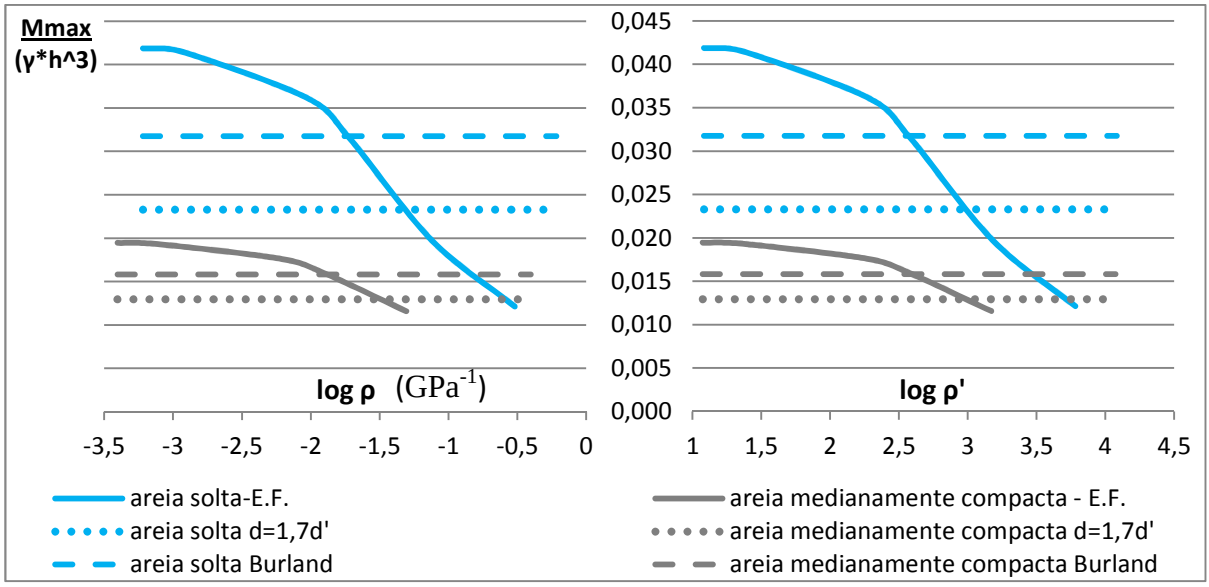
4.2.3.2. Apoio localizado a 2 m de profundidade

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e curvas de serviço foram representadas neste subcapítulo para o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond, com nível freático na base de escavação e o apoio rígido a 2 m de profundidade para δ = 2/3φ' e δ = 1/3φ'.

- **δ = 2/3φ'**

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.21 a 4.23 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise com $E_b/8$ e a areia medianamente compacta sem as análises $E_b/4$ e $E_b/8$.

No que diz respeito à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresenta-se na Figura 4.21 a sua distribuição.



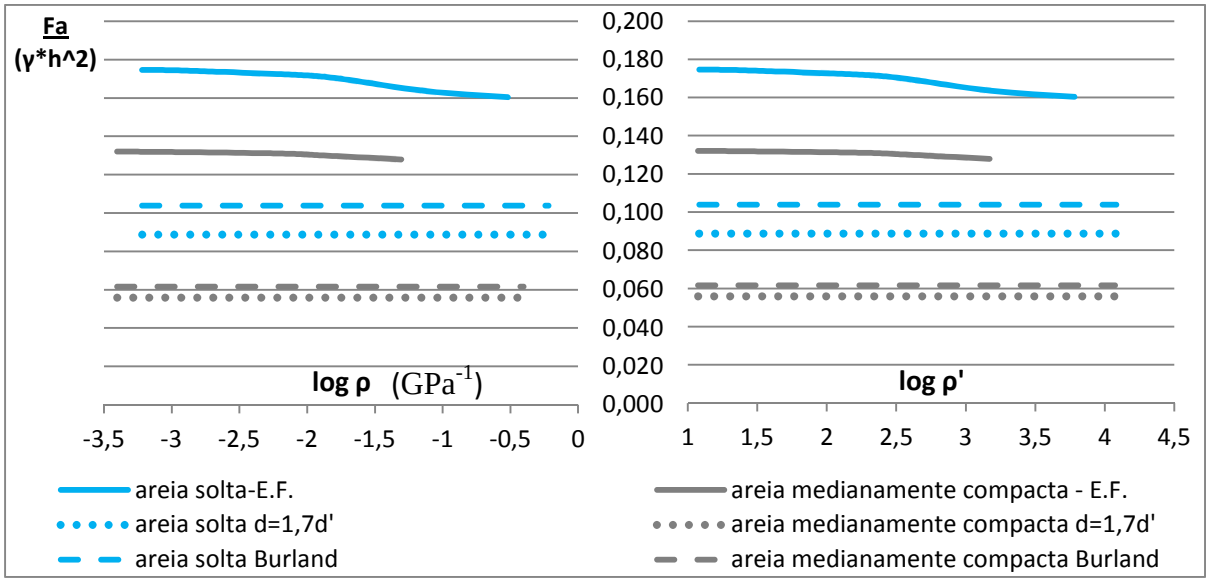
(a) (b)

Fig. 4.21 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As tendências de evolução dos parâmetros analisados mantêm-se basicamente idênticas na alteração do nível freático a grande profundidade para a base de escavação com o apoio localizado a 2 m de profundidade.

As curvas correspondentes à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresentadas na Figura 4.21, decrescem mais acentuadamente com o aumento da flexibilidade. Nas paredes mais rígidas, o momento flector máximo torna-se constante, como verificado nos cálculos anteriores.

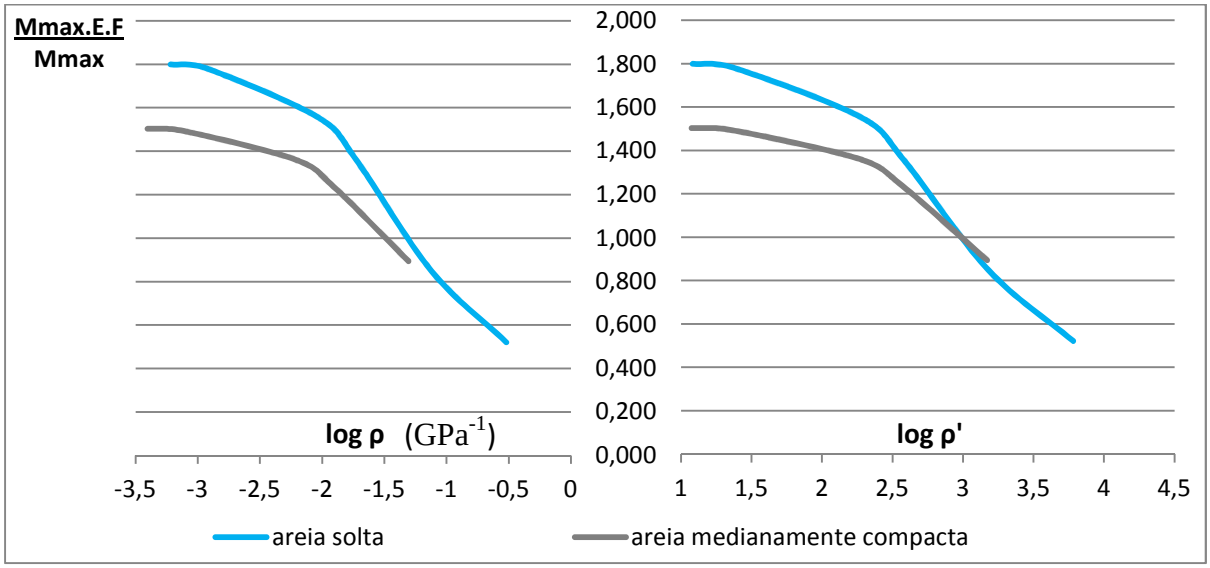
A relação $F_a/(\gamma h^2)$ mantém-se aproximadamente constante, como se observa na Figura 4.22, exibindo a mesma variação quando o nível freático está a grande profundidade. O facto de não serem representados os valores obtidos para as paredes mais flexíveis não permite comprovar o aumento, caso exista, da força no apoio para as mesmas paredes.



(a) (b)

Fig. 4.22 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As curvas de serviço, ilustradas na Figura 4.23, apresentam uma diferença considerável quando o apoio se localiza a 2 m de profundidade com o nível freático na base de escavação. As curvas para as duas areias são agora bastante mais afastadas, onde a areia medianamente compacta se apresenta inferior à areia solta quando a parede é mais rígida. No entanto, a diferença tende a diminuir com o aumento da flexibilidade da cortina e as curvas de serviço chegam até a inverter posições, como é visível quando se adopta o número de flexibilidade de Potts & Bond.



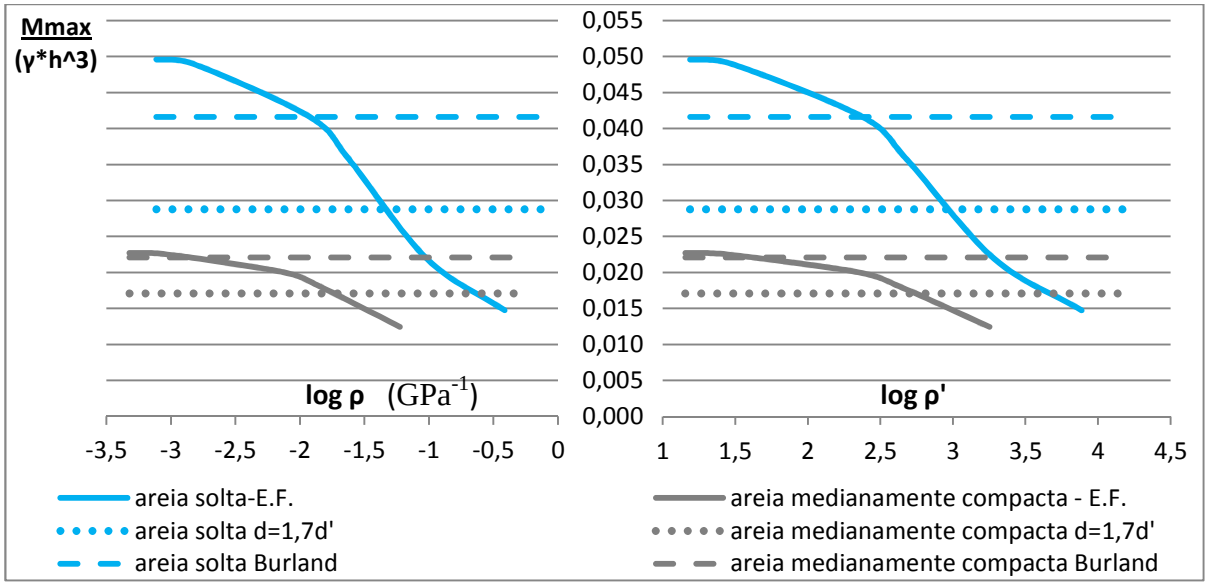
(a) (b)

Fig. 4.23 – Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

- **δ = 1/3φ'**

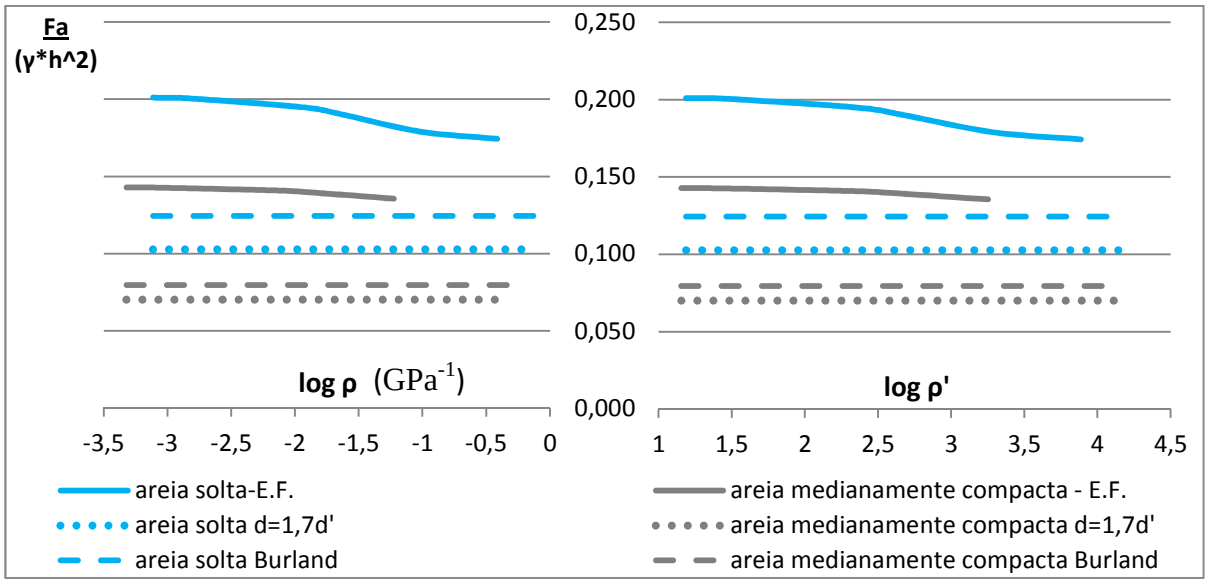
Os gráficos apresentados nas Figuras 4.24 a 4.26 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise com $E_b/8$ e a areia medianamente compacta sem as análises $E_b/4$ e $E_b/8$.

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço com δ = 1/3φ' representam-se nas Figuras 4.24, 4.25 e 4.26, respectivamente.



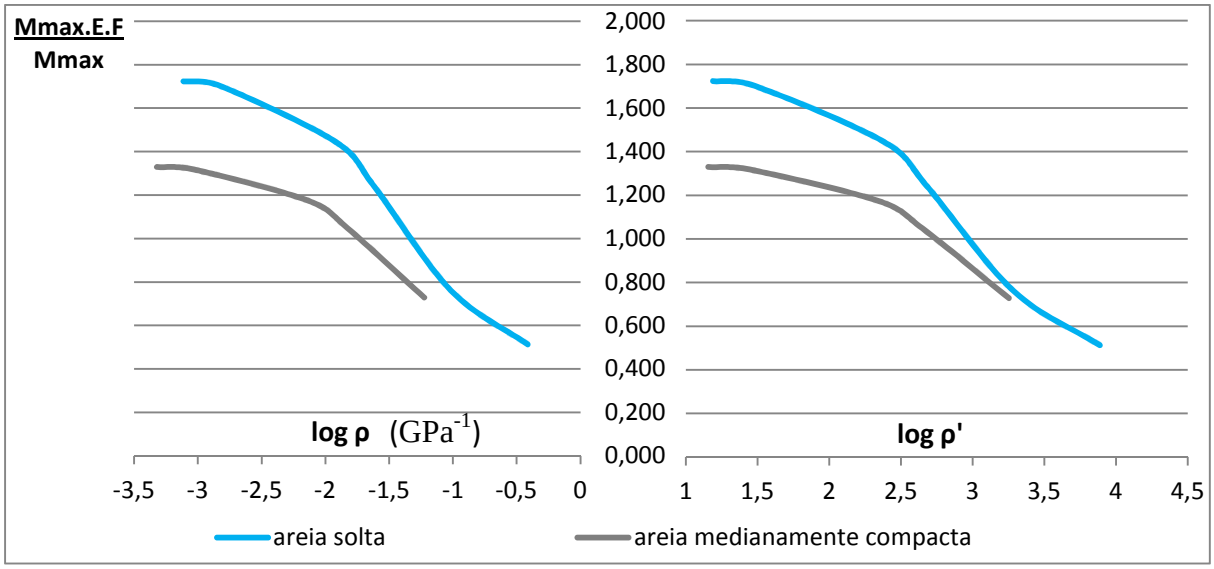
(a) (b)

Fig. 4.24 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond



(a) (b)

Fig. 4.25 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond



(a) (b)

Fig. 4.26 – Curvas de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio rígido a 2 m de profundidade: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As curvas apresentadas nas Figuras 4.24 a 4.26 revelam tendências semelhantes às observadas nas mesmas condições para δ=2/3φ'. Contudo, notam-se algumas diferenças pontuais. Os momentos flectores máximos, na Figura 4.24, obtidos através dos métodos de equilíbrio limite aumentam em relação aos obtidos pelo método dos elementos finitos. As forças no apoio, ilustrada na Figura 4.25, apresentam uma diminuição ligeiramente mais acentuada com o aumento da flexibilidade da parede. Por fim, as curvas de serviço, representadas na Figura 4.26, são mais afastadas para as paredes menos flexíveis.

4.2.4. Conclusões

As curvas efectuadas em estruturas monoapoiadas com apoio rígido neste capítulo permitem enunciar as seguintes conclusões:

- com o apoio no topo e nível freático a grande profundidade os momentos flectores máximos obtidos pelo método dos elementos finitos são superiores aos dos métodos de equilíbrio limite para paredes mais rígidas e, inferiores para paredes mais flexíveis, devido ao movimento distinto das paredes de acordo com a sua flexibilidade e consequentemente das tensões horizontais mobilizadas no seu tardoz;

- a força no apoio obtida pelo método dos elementos finitos é superior à dos métodos de equilíbrio limite e altera-se com a flexibilidade da parede pelas mesmas razões enunciadas acima;

- com o aumento da flexibilidade da parede a força do apoio, quando este se localiza no topo, reduz-se até determinado ponto, a partir do qual volta a aumentar devido à crescente importância do aumento da concentração de tensões horizontais no topo da parede;

- os métodos de equilíbrio limite de Burland e Tschebotarioff apresentam valores mais próximos com o aumento do ângulo de atrito do solo;

- amplitude das curvas diminui com o aumento da compacidade do solo;

- as curvas de serviço da areia medianamente compacta são inferiores às da areia solta para paredes mais rígidas e invertem de posição com o aumento da flexibilidade da parede;

- os momentos flectores tendem para valores constantes para paredes com grande rigidez; verifica-se o mesmo fenómeno para paredes mais flexíveis com a redução do atrito solo-estrutura;

- com a redução do ângulo de interface solo-estrutura os esforços obtidos pelos métodos de equilíbrio limite aumentam em relação aos obtidos pelo método de elementos finitos;

- a redução do atrito entre o solo e a parede provoca um maior afastamento das curvas de serviço;

- o esforço no apoio mantém-se praticamente constante e superior aos métodos de equilíbrio limite com o aumento da sua profundidade;

- a alteração do nível freático a grande profundidade para a base de escavação provoca maiores alterações quando o ângulo de interface solo-estrutura é mais elevado;

- a amplitude das curvas aumenta quando o nível freático se encontra na base de escavação;

- a força do apoio decresce continuamente com o aumento da flexibilidade com o nível freático na base de escavação.

4.3. CURVAS DE DIMENSIONAMENTO COM APOIO DEFORMÁVEL

4.3.1. INTRODUÇÃO

Apresentam-se de seguida as curvas obtidas quando o apoio da cortina é deformável e se localiza no topo da cortina. As análises foram efectuadas para as duas areias já referidas, solta e medianamente compacta, apenas com o nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\varphi'$, uma vez que só foi possível obter convergência com o programa de cálculo de elementos finitos para a areia medianamente compacta nesta situação. As análises com nível freático na base de escavação e com $\delta = 1/3\varphi'$ foram realizadas apenas para a areia solta. Ainda assim, algumas das representações ficaram incompletas devido à prestação do programa de cálculo.

4.3.2. CURVAS OBTIDAS COM NÍVEL FREÁTICO A GRANDE PROFUNDIDADE

4.3.2.1. Apoio no topo da parede

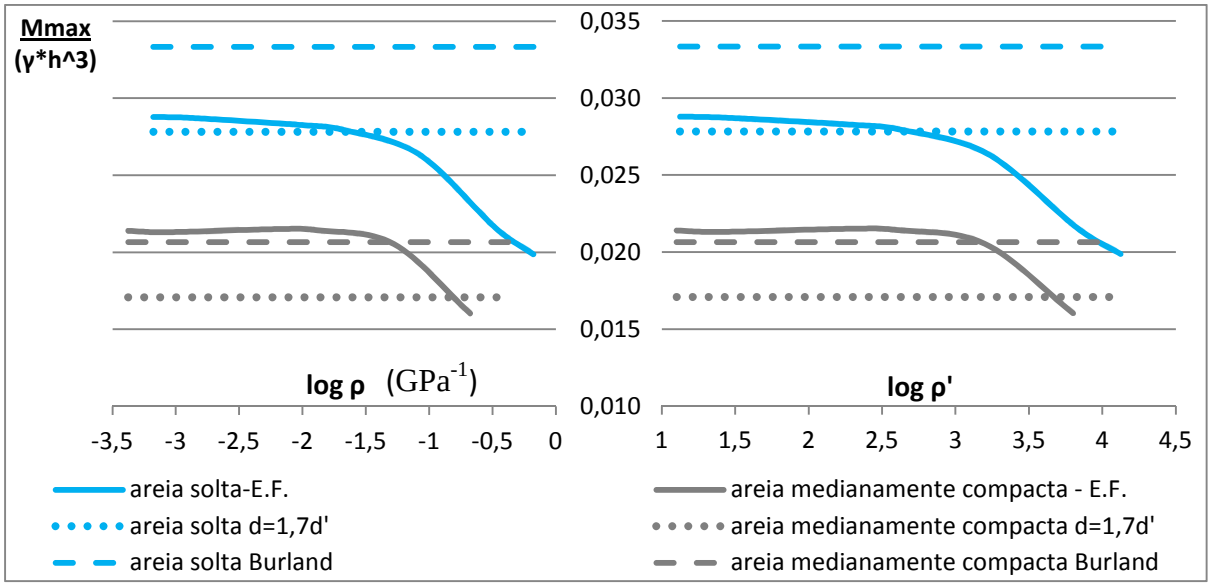
As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço foram representadas neste subcapítulo para o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond, com nível freático a grande profundidade e o apoio rígido no topo da parede para $\delta = 2/3\varphi'$ e $\delta = 1/3\varphi'$.

- **$\delta = 2/3\varphi'$**

A rigidez axial do apoio utilizado nas duas areias nesta análise foi EA = 18970 kN/m, resultante do cálculo para areia solta. Não foi possível utilizar a rigidez axial do apoio calculado para a areia medianamente compacta uma vez que não permitia a convergência no programa de cálculo.

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.27, 4.30 e 4.31 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia medianamente compacta foi representada sem a análise $E_b/8$.

No que diz respeito à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresenta-se na Figura 4.27 a sua distribuição.



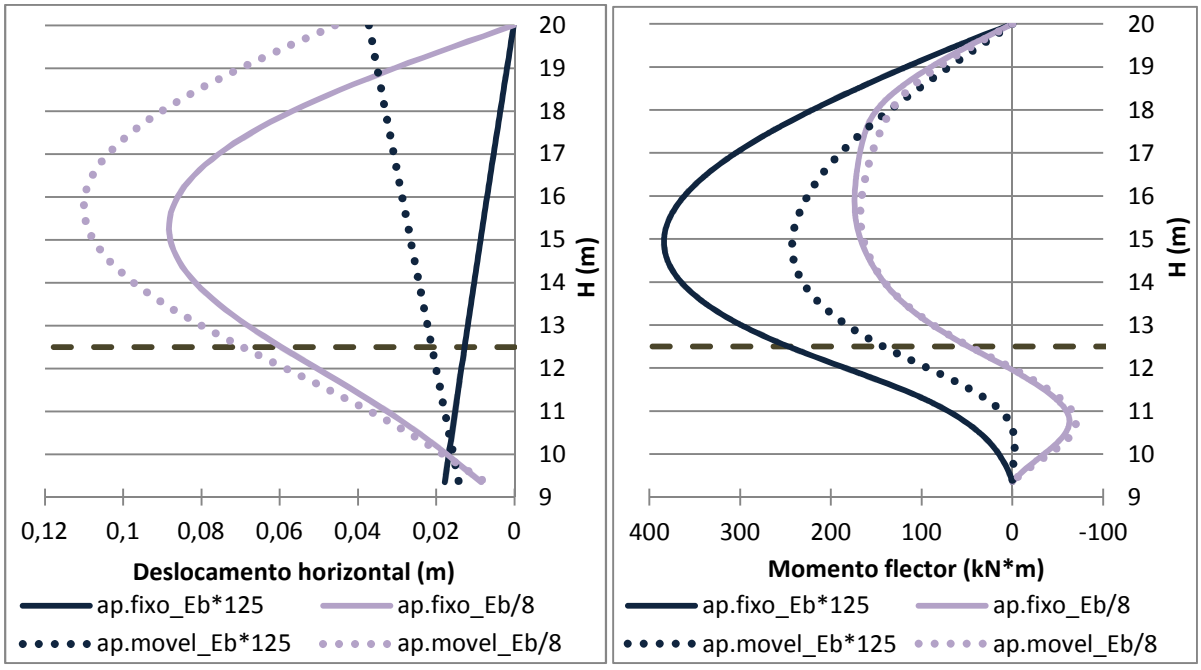
(a) (b)

Fig. 4.27 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A alteração da rigidez axial do apoio provoca alterações notáveis no comportamento da estrutura e consequentemente nas curvas com as grandezas analisadas.

Logo à partida destacam-se os momentos flectores máximos muito superiores aos métodos de equilíbrio limite em relação aos obtidos pelo método dos elementos finitos, demonstrando-se com a segurança de Burland significativamente conservativos no caso da areia solta. O facto de na areia medianamente compacta os momentos flectores máximos calculados pelo método dos elementos finitos serem superiores aos fornecidos pelos métodos de equilíbrio limite deve-se provavelmente, à adopção de uma rigidez axial do apoio maior do que aquela obtida pelo seu dimensionamento, embora tal facto não descarte necessariamente a hipótese de serem mais próximos quando o ângulo de atrito do solo aumenta. Quando o apoio se torna deformável, o momento flector máximo apresenta uma diminuição linear bastante modesta quando as paredes são mais rígidas e, a partir de certa flexibilidade, diminui mais acentuadamente. A amplitude dos momentos flectores máximos nestas curvas reduz-se mais de metade em relação à observada com o apoio rígido. Refira-se, por fim, que os métodos de equilibro limite naturalmente não consideram a rigidez do apoio e, como tal, apresentam os mesmos valores quando o apoio é rígido.

As Figuras 4.28 e 4.29 auxiliam a compreensão da alteração das curvas apresentadas em relação às obtidas com o apoio rígido.



(a) (b)

Fig. 4.28 – Confronto entre paredes com rigidez flexional Eb*125 e Eb/8 com apoio rígido e deformável no topo da parede em areia solta com nível freático a grande profundidade e δ = 2/3φ': a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

Quando a parede é muito flexível o seu movimento, ilustrado na Figura 4.28 (a), mantém-se aproximadamente semelhante, isto é, a curvatura da parede mantém aproximadamente o mesmo padrão, com excepção do topo da cortina que se desloca para o exterior. Deste modo, as tensões horizontais mobilizadas no tardoz da parede, representadas na Figura 4.29, não apresentam significativas alterações, o que conduz, por sua vez, a uma distribuição de momentos flectores na parede similar à observada quando o apoio da parede é rígido, como mostra a Figura 4.28 (b).

Quando a parede é muito rígida o seu movimento altera-se significativamente, como se observa na Figura 4.28 (a). O movimento torna-se semelhante a um muro gravidade, rodando em torno do pé, o que resulta num maior deslocamento horizontal no topo da cortina. Este movimento altera notavelmente a mobilização de tensões horizontais no tardoz da parede, como mostra a Figura 4.29. Reduz a concentração de tensões no topo da cortina e aproxima-as dos valores activos teóricos em todo o comprimento. Este efeito provoca uma notável redução dos momentos flectores em toda a cortina.

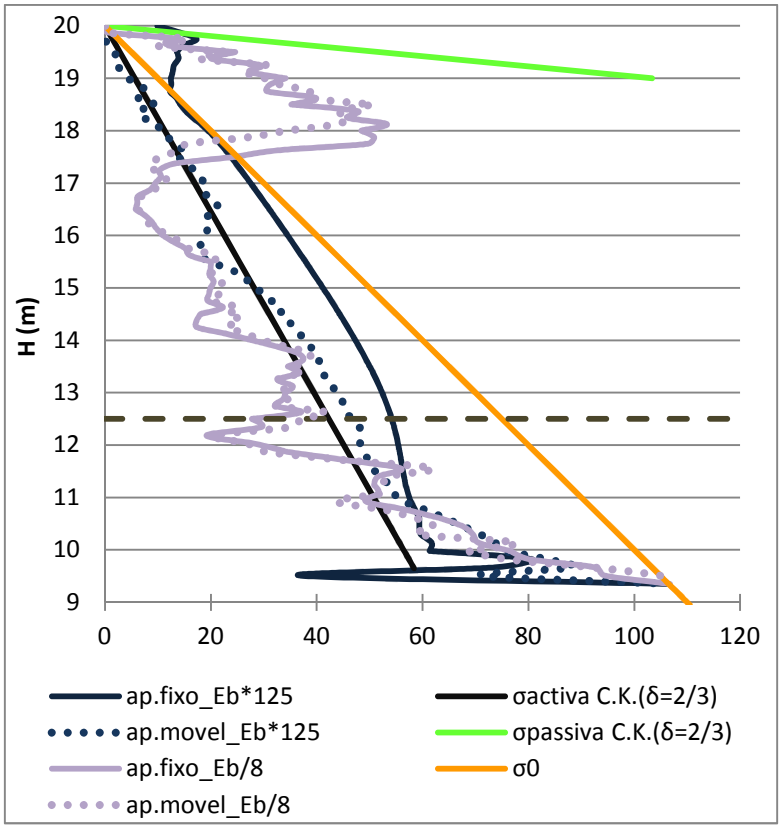
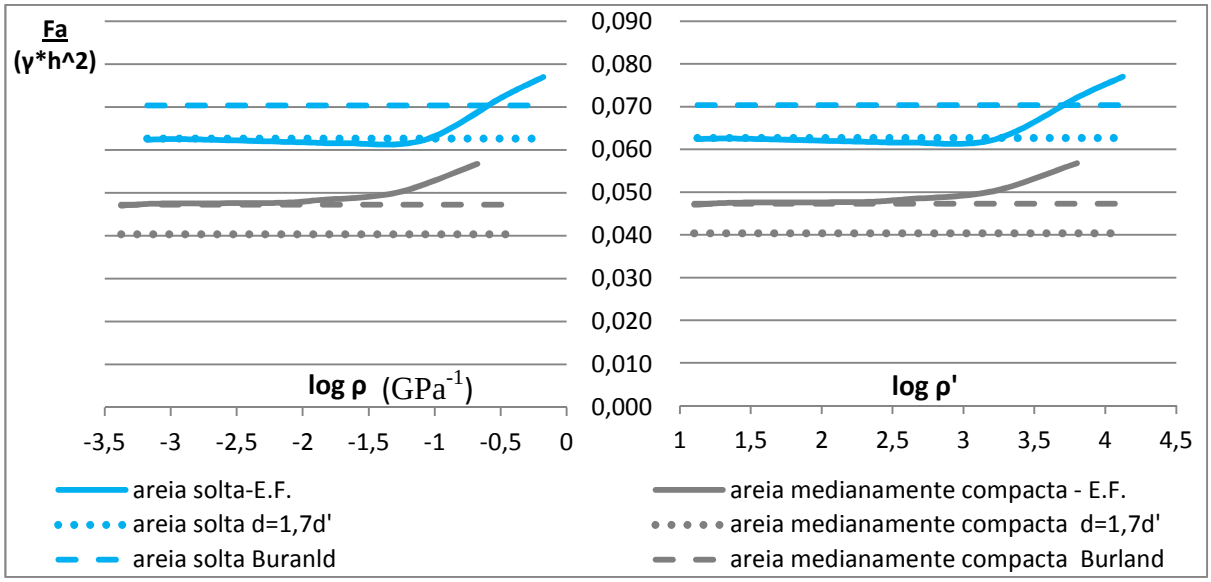


Fig. 4.29 – Tensões horizontais no tardoz da cortina para as paredes com rigidez flexional E_b*125 e E_b/8 em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido e deformável no topo (kPa)

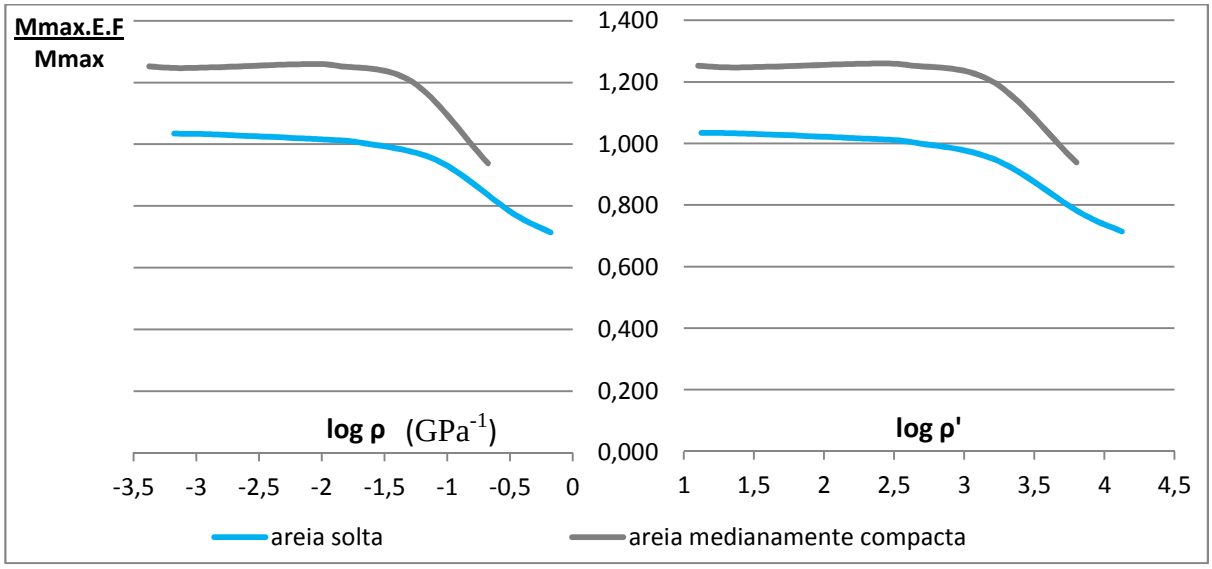
O mesmo fenómeno observado nos momentos flectores também se verifica na força do apoio, representada na Figura 4.30, embora para paredes mais flexíveis o esforço no apoio aumente e ultrapasse os valores dos métodos de equilíbrio limite, uma vez que a concentração de tensões horizontais no topo da parede aumenta com a flexibilidade da parede. Destaca-se ainda, por observação da Figura 4.30, que em detrimento do observado com o apoio rígido, os valores obtidos pelos métodos de equilíbrio limite são consideravelmente mais próximos (e mesmo mais conservativos tomando como exemplo a areia solta) em relação aos obtidos com o método dos elementos finitos, excepto em paredes muito flexíveis.



(a) (b)

Fig. 4.30 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

As curvas de serviço, ilustradas na Figura 4.31, apresentam uma distribuição muito semelhante às da relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, mantendo-se constantes até determinado ponto (para as cortinas de maior rigidez) a partir do qual decrescem com o aumento da flexibilidade. Nas paredes mais flexíveis, quando a areia é mais compacta, a redução do momento flector é mais acentuada. Atente-se, por fim, na posição da curva para a areia medianamente compacta, que é superior à areia solta, uma vez que, como já foi referido anteriormente, a rigidez do apoio utilizado no cálculo é superior à dimensionada para este.



(a) (b)

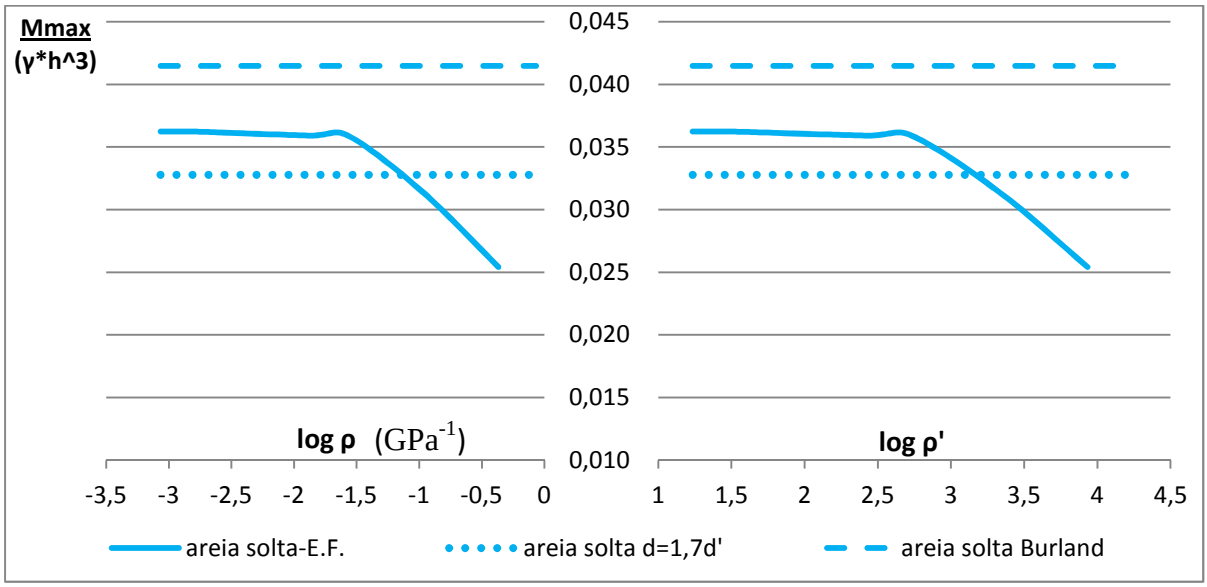
Fig. 4.31 – Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

- **δ = 1/3φ'**

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.32 a 4.34 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise $E_b/8$.

A rigidez axial do apoio utilizado nesta análise foi EA = 21735 kN/m.

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e curvas de serviço com δ = 1/3φ' representam-se nas Figuras 4.32, 4.33 e 4.34, respectivamente.

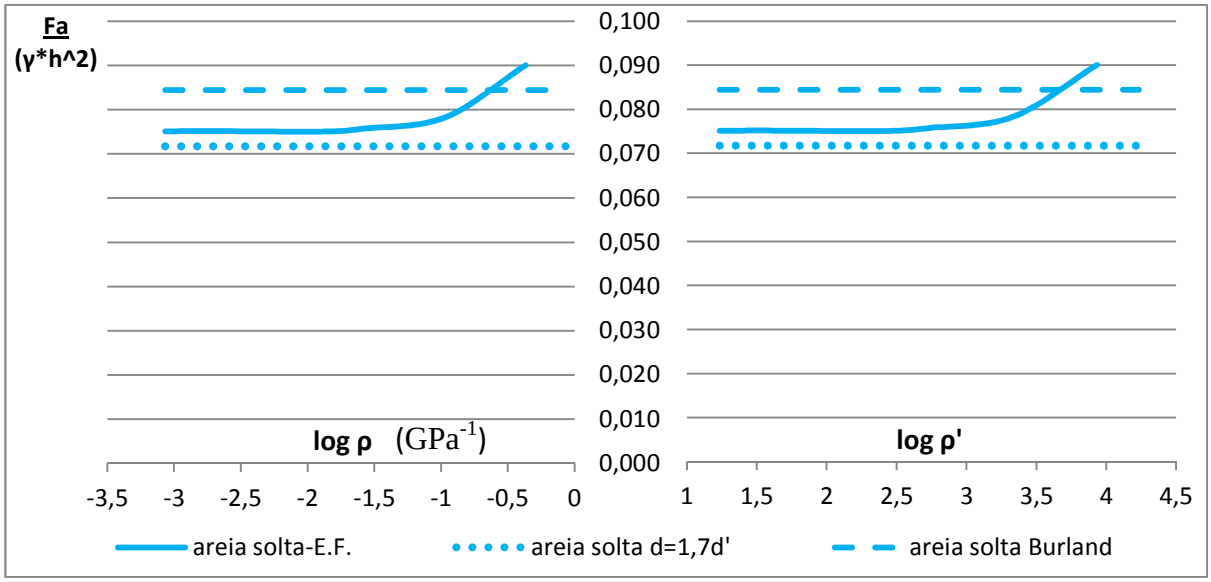


(a) (b)

Fig. 4.32 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

Os momentos máximos flectores, representados na Figura 4.32, apresentam uma distribuição semelhante à observada com δ = 2/3φ', embora nas paredes mais flexíveis decresçam mais acentuadamente. Verifica-se ainda a aproximação dos resultados obtidos com o método dos elementos finitos aos dos métodos de equilíbrio limite (embora tal facto se possa dever ao aumento da rigidez do apoio).

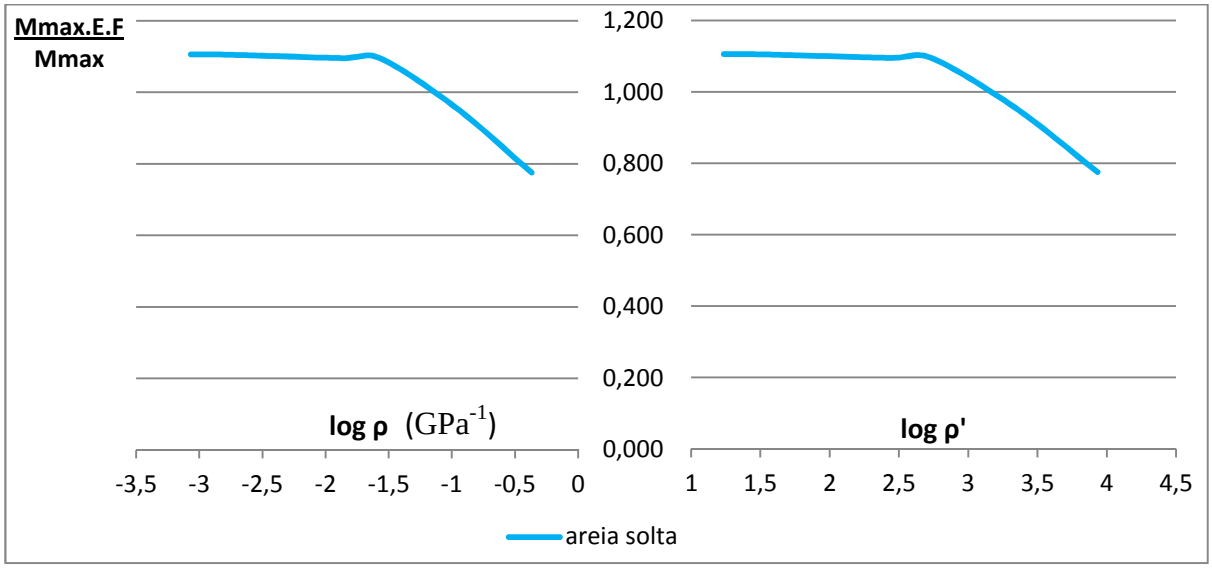
Relativamente à força no apoio, a tendência também se mantém com a alteração do ângulo de interface solo-estrutura, como se observa na Figura 4.33.



(a) (b)

Fig. 4.33 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A curva de serviço, ilustradas na Figura 4.34, como foi verificado no cálculo anterior, mantém-se constante para as menores flexibilidades da parede e decresce acentuadamente a partir de determinado ponto, com o aumento da mesma.



(a) (b)

Fig. 4.34 – Curva de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

4.3.3. Curvas Obtidas com Nível Freático na Base de Escavação

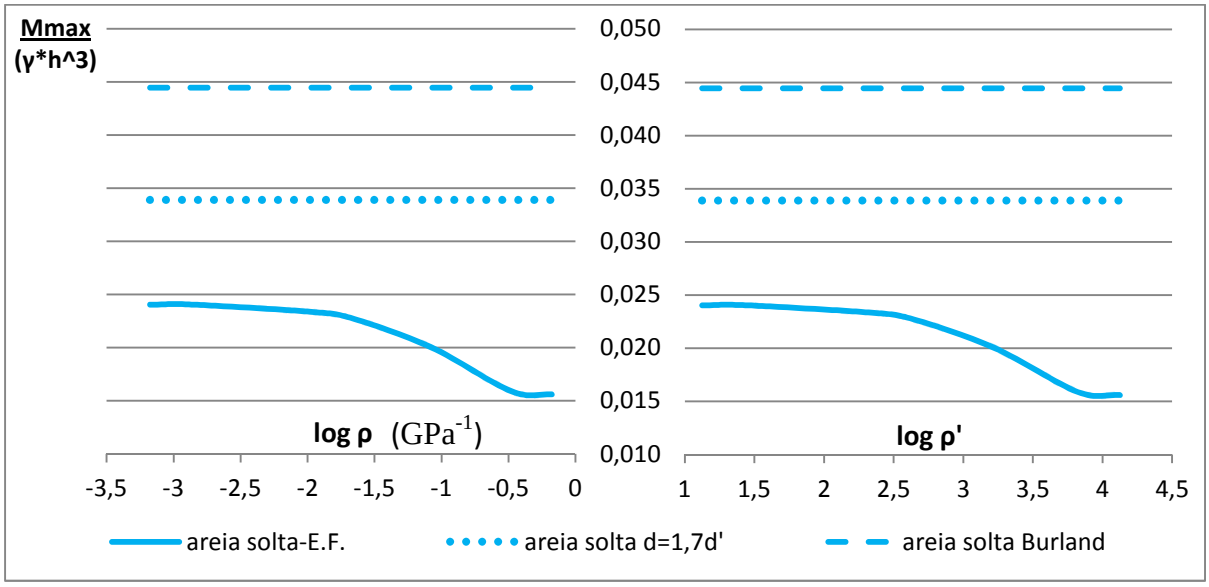
4.3.3.1. Apoio no topo da parede

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e as curvas de serviço foram representadas neste subcapítulo para o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond, com nível freático na base de escavação e o apoio rígido no topo da parede para $\delta = 2/3\varphi'$ e $\delta = 1/3\varphi'$, somente para a areia solta devido às dificuldades de convergência do programa de cálculo já devidamente enunciadas.

- **$\delta = 2/3\varphi'$**

A rigidez axial do apoio utilizado nesta análise foi EA = 21735 kN/m.

No que diz respeito à relação $M_{max}/(\gamma h^3)$, apresenta-se na Figura 4.35 a sua distribuição.

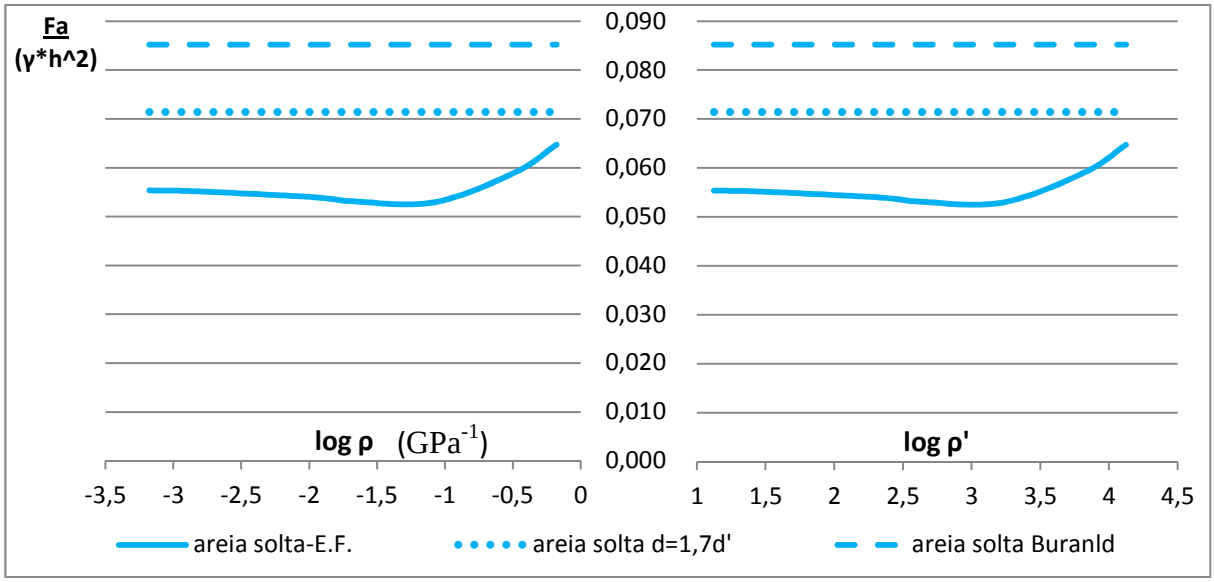


(a) (b)

Fig. 4.35 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, $\delta = 2/3\varphi'$ e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

Pela observação da Figura 3.35 verifica-se que os momentos flectores apresentam praticamente o mesmo tipo de distribuição evidenciado com o nível freático localizado a grande profundidade, apesar de os resultados obtidos com os métodos de equilíbrio limite serem consideravelmente mais conservativos daqueles obtidos com o método dos elementos finitos. Uma outra alteração significativa e de grande importância, prende-se com a tendência do momento flector máximo se tornar constante para estruturas muito flexíveis com o nível freático na base de escavação e o apoio deformável.

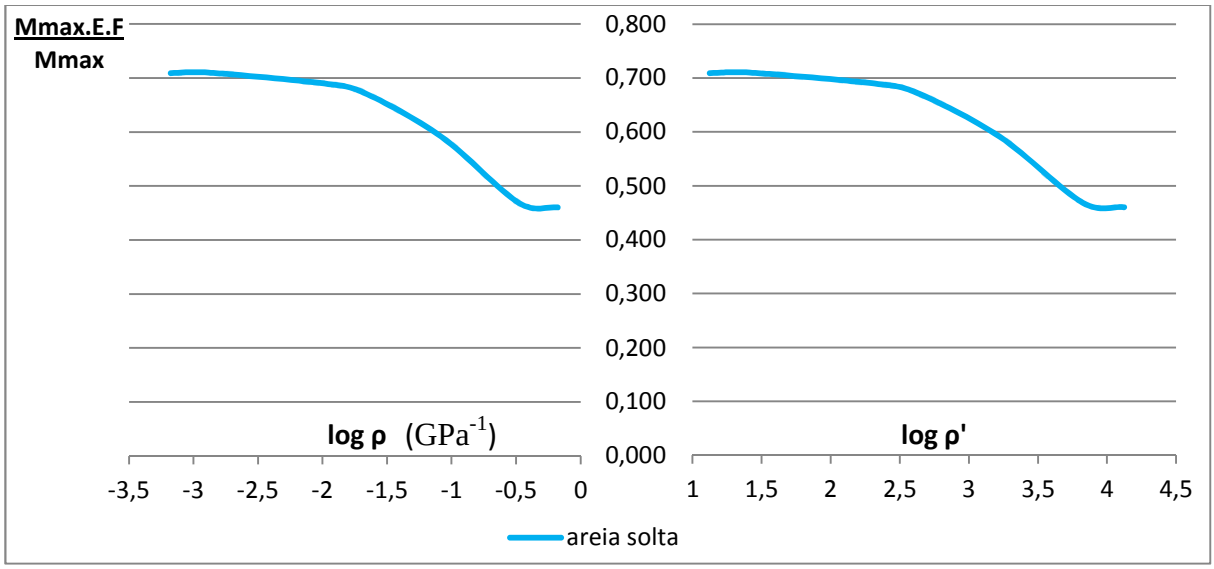
A alteração da força no apoio com a flexibilidade da cortina, ilustrada na Figura 4.36, mantém-se também semelhante à verificada para o nível freático a grande profundidade, embora significativamente inferior à obtida pelos métodos de equilíbrio limite.



(a) (b)

Fig. 4.36 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A curva de serviço, ilustrada na Figura 4.37, segue a mesma tendência da curva da Figura 4.35, reflectindo também um momento flector constante para cortinas de elevada flexibilidade.



(a) (b)

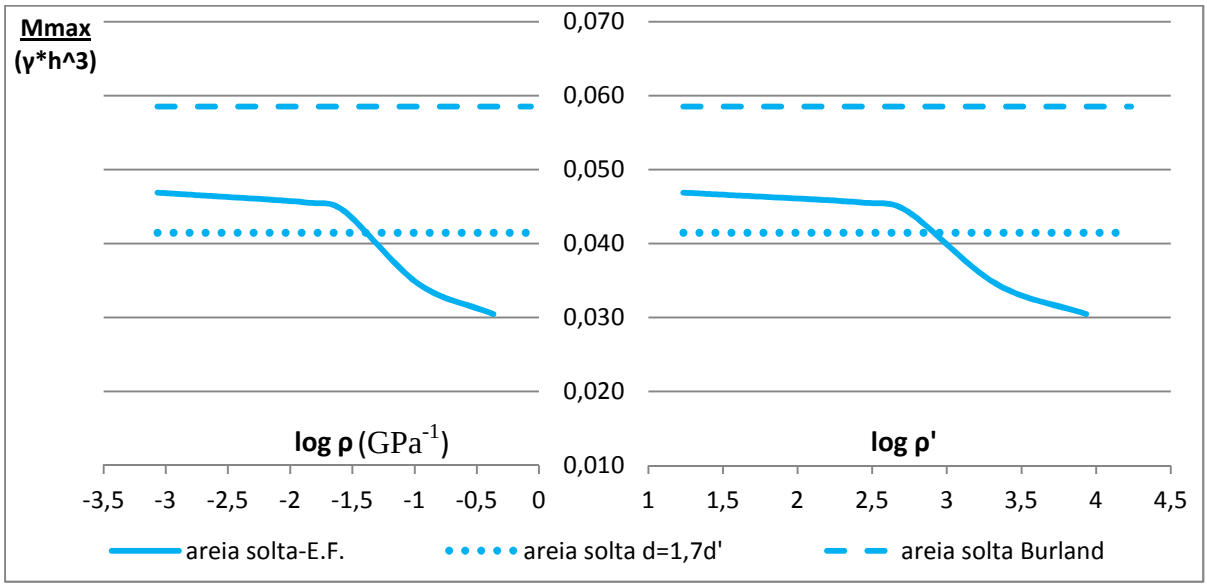
Fig. 4.37 – Curva de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 2/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

- **δ = 1/3φ'**

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.38 a 4.40 encontram-se incompletos devido à impossibilidade de convergência das soluções adoptadas no programa de cálculo de elementos finitos. A areia solta foi representada sem a análise $E_b/8$.

A rigidez axial do apoio utilizado nesta análise foi EA = 30135 kN/m.

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e curvas de serviço com δ = 1/3φ' representam-se nas Figuras 4.38, 4.39 e 4.40, respectivamente.

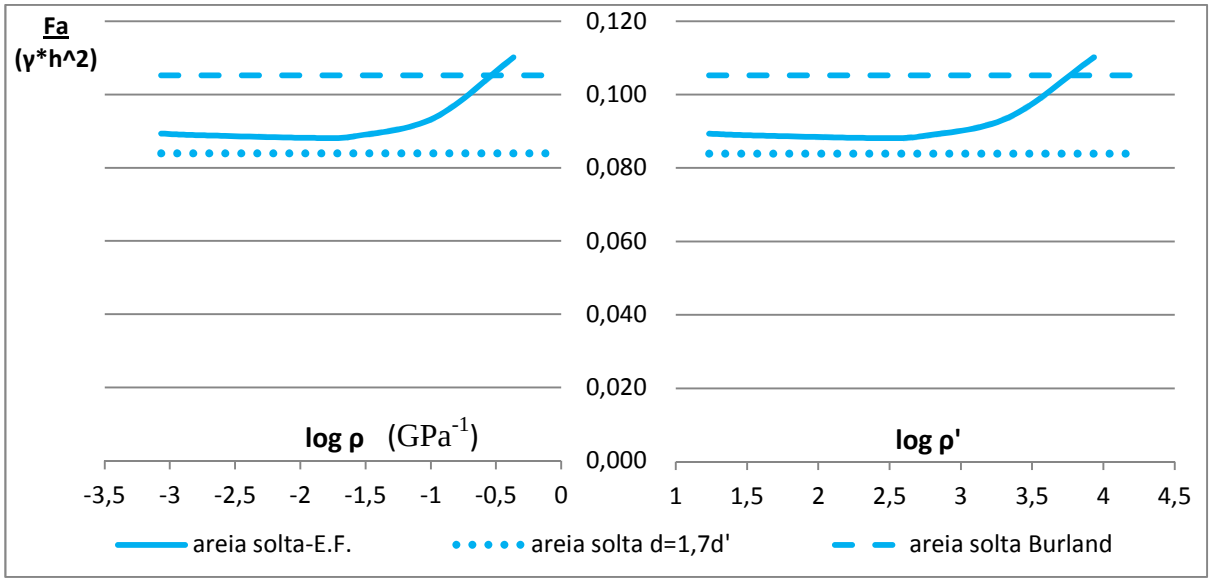


(a) (b)

Fig. 4.38 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

A distribuição de momentos flectores observada na Figura 4.38 apresenta a mesma tendência das anteriores com apoio deformável, aproximadamente constante para flexibilidades reduzidas e decrescente com o aumento da flexibilidade a partir de determinado ponto, embora este decréscimo seja mais acentuado daquele do que o obtido para um ângulo de interface solo-estrutura maior (assim como se verificou com o nível freático a grande profundidade, δ=1/3φ' e apoio deformável no topo). Observa-se ainda que para flexibilidades elevadas da parede o momento flector tende a estabilizar, observação que carece de comprovação total pela impossibilidade de obter o valor para a parede com rigidez flexional $E_b/8$. Refira-se, por fim, que os valores obtidos pelos métodos de equilíbrio limite aumentam em relação aos obtidos pelo método dos elementos finitos.

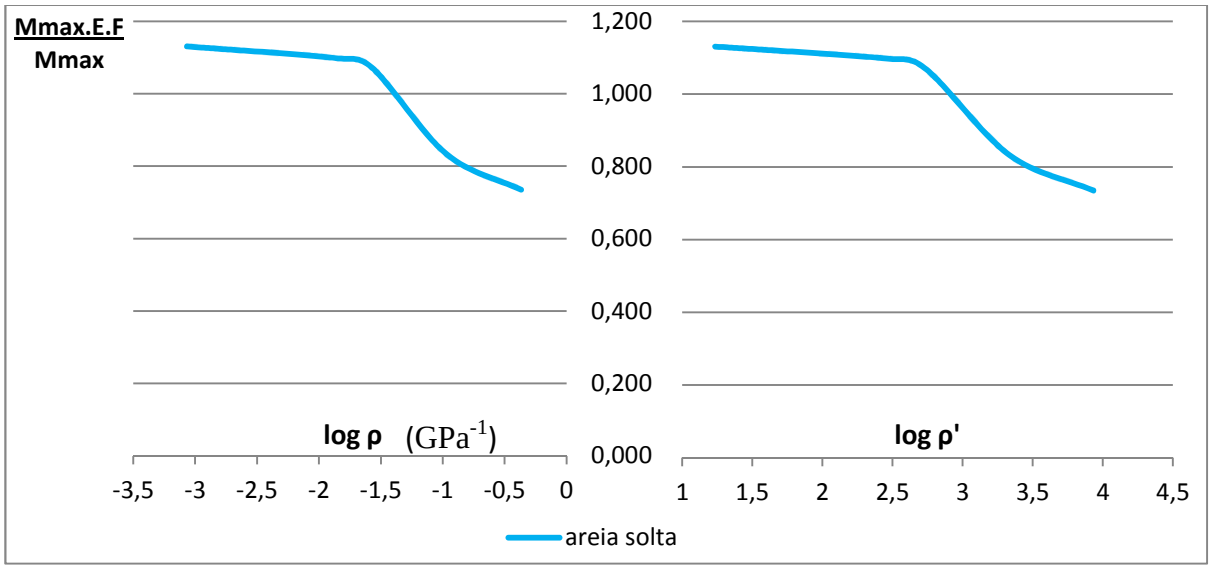
A força do apoio mantém a mesma tendência verificada com δ=2/3φ', como se observa na Figura 4.39, apesar de crescer mais pronunciadamente em estruturas mais flexíveis.



(a) (b)

Fig. 4.39– Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

Por fim, a curva de serviço apresenta o mesmo tipo de distribuição da Figura 4.38, onde se verifica mais uma vez o decréscimo mais acentuada com o aumento da flexibilidade da parede.



(a) (b)

Fig. 4.40 – Curva de serviço com nível freático na base de escavação, δ = 1/3φ' e apoio deformável no topo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

4.3.4. CONCLUSÕES

As curvas efectuadas em estruturas monoapoiadas com apoio deformável neste capítulo permitem enunciar as seguintes conclusões:

- quando o apoio se torna deformável verificam-se significativas alterações no comportamento estrutural;

- com a mobilidade do apoio o momento flector máximo na parede e a força no apoio obtidos pelo método dos elementos finitos diminuem significativamente, tornando os métodos de equilíbrio limite mais conservativos;

- para paredes com menor flexibilidade o momento flector máximo na parede é aproximadamente constante e diminui pronunciadamente com o aumento da mesma, devido aos distintos movimentos experimentados pelas paredes de diferente flexibilidade e consequente mobilização de tensões horizontais no tardoz da parede;

- a força no apoio mantém-se aproximadamente constante para paredes mais rígidas e aumenta pronunciadamente para paredes mais flexíveis, devido ao aumento significativo de tensões horizontais no topo da parede;

- a redução do ângulo de interface solo-estrutura favorece o aumento do momento flector máximo e da força do apoio obtidos pelos métodos de equilíbrio limite em relação ao método de elementos finitos;

4.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO EM RELAÇÕES ADIMENSIONAIS DO MOMENTO FLECTOR NA PAREDE E DA FORÇA NO APOIO

4.4.1. ANÁLISE DE RESULTADOS

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$ e $F_a/(\gamma h^2)$ foram analisadas de modo a averiguar a sua independência em relação da profundidade da escavação, h, como haviam verificado Vieira & Matos Fernandes (2000) e Silva (2007). Para tal utilizou-se o modelo base com o método de segurança de Tschebotarioff, areia solta com $\delta=2/3\varphi'$, apoio rígido no topo da cortina e nível freático a grande profundidade.

Como se verificou que a posição da fronteira rígida horizontal apresenta significativa influência nos esforços estruturais, adoptou-se sempre a distância do pé da parede à referida fronteira igual a 9,35 m (correspondente aos cálculos da escavação com 7,5 m de profundidade em condições semelhantes já realizados). A influência da posição da fronteira rígida horizontal é tratada no Anexo A.2.

As relações em estudo foram conjugadas com a flexibilidade da estrutura de modo a expor os resultados em função do número de flexibilidade. Para ser possível a utilização do mesmo número de flexibilidade nas diferentes paredes analisadas (uma vez que a alteração da profundidade de escavação altera a altura da cortina, que por sua vez altera o número de flexibilidade), optou-se por alterar o módulo de deformabilidade do material constituinte da cortina, ou seja, o betão, E_b.

Além do cálculo com uma profundidade de escavação de 7,5 m, estudaram-se as profundidades de 5,0 e 12,5 m. Os resultados obtidos nestes cálculos foram expostos nas Figuras 4.41 e 4.42. As curvas para a profundidade de escavação de 12,5 m encontram-se incompletas uma vez que não foi possível atingir a convergência para as paredes mais flexíveis, nomeadamente com $E_b/4$ e $E_b/8$.

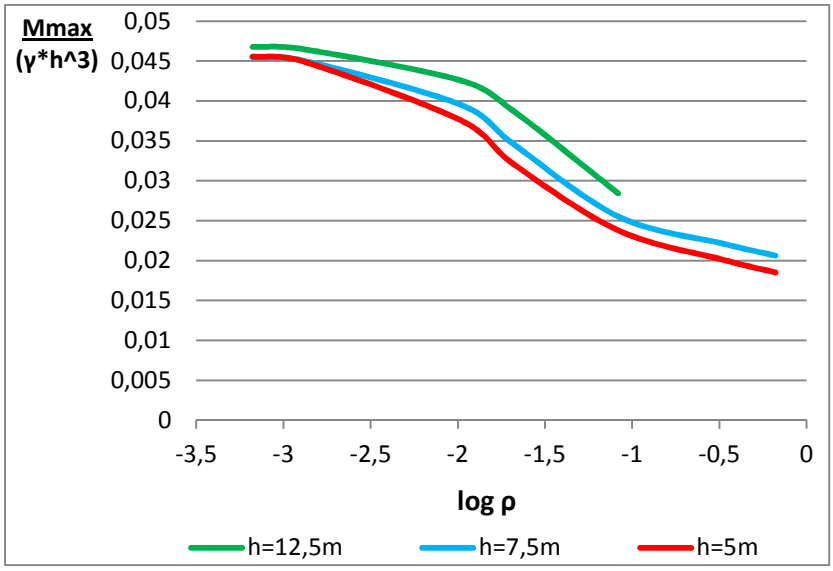


Fig. 4.41 – Variação da relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com a profundidade de escavação em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ=2/3φ' e apoio rígido no topo

Através dos resultados obtidos pelo método dos elementos finitos verificou-se a alteração da relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com a profundidade de escavação, aumentando ou diminuindo conforme a profundidade de escavação aumente ou diminua, respectivamente. Quando as estruturas são muito rígidas os valores são muito próximos, chegando mesmo a ser coincidentes para as profundidades de escavação de 5,0 e 7,5 m. Contudo, com o aumento da flexibilidade a diferença entre as curvas mantém-se aproximadamente constante. Estes resultados permitem concluir que se esta relação for utilizada no cálculo dos momentos flectores numa estrutura de suporte de terras flexível monoapoiada com apoio no topo, poderá conduzir a subdimensionamento se a profundidade de escavação for grande e a sobredimensionamento se a profundidade de escavação for pequena.

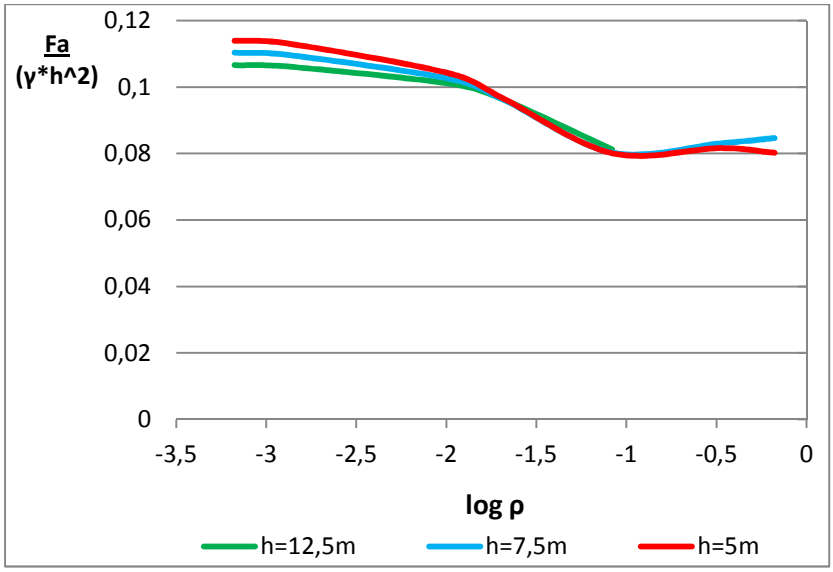


Fig. 4.42 – Variação da relação $F_a/(\gamma h^2)$ com a profundidade de escavação em areia solta com nível freático a grande profundidade, δ=2/3φ' e apoio rígido no topo

No que diz respeito à relação $F_a/(\gamma h^2)$, apresentada na Figura 4.42, a influência da profundidade de escavação é mais importante para estruturas mais rígidas, uma vez que a partir de determinada flexibilidade (correspondente a E_b*8) as curvas se desenvolvem coincidentes. Aqui, ao contrário do verificado para a relação adimensional do momento flector, quando a profundidade de escavação diminui a relação $F_a/(\gamma h^2)$ aumenta e vice-versa. Atente-se ainda que nas paredes mais flexíveis, para a menor profundidade de escavação esta relação diminui. Estes resultados permitem concluir que se esta relação for utilizada no cálculo da força no apoio numa estrutura de suporte de terras flexível monoapoiada com apoio no topo, para paredes mais rígidas poderá conduzir a ligeiro subdimensionamento se a profundidade de escavação for reduzida e a sobredimensionamento se a profundidade de escavação for grande; para paredes mais flexíveis prevê-se a situação inversa.

4.4.2. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste capítulo permitem enunciar as seguintes conclusões:

- As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$ e $F_a/(\gamma h^2)$ obtidas pelo método dos elementos finitos mostram-se dependentes da profundidade de escavação;

- o aumento da profundidade de escavação provoca o aumento da relação $M_{max}/(\gamma h^3)$;

- a relação $F_a/(\gamma h^2)$ aumenta com a redução da profundidade de escavação em paredes mais rígidas, tendência que se inverte com o aumento da flexibilidade da parede.

4.5. COMPARAÇÃO ENTRE O NÚMERO DE FLEXIBILIDADE DE ROWE E O DE POTTS & BOND

4.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

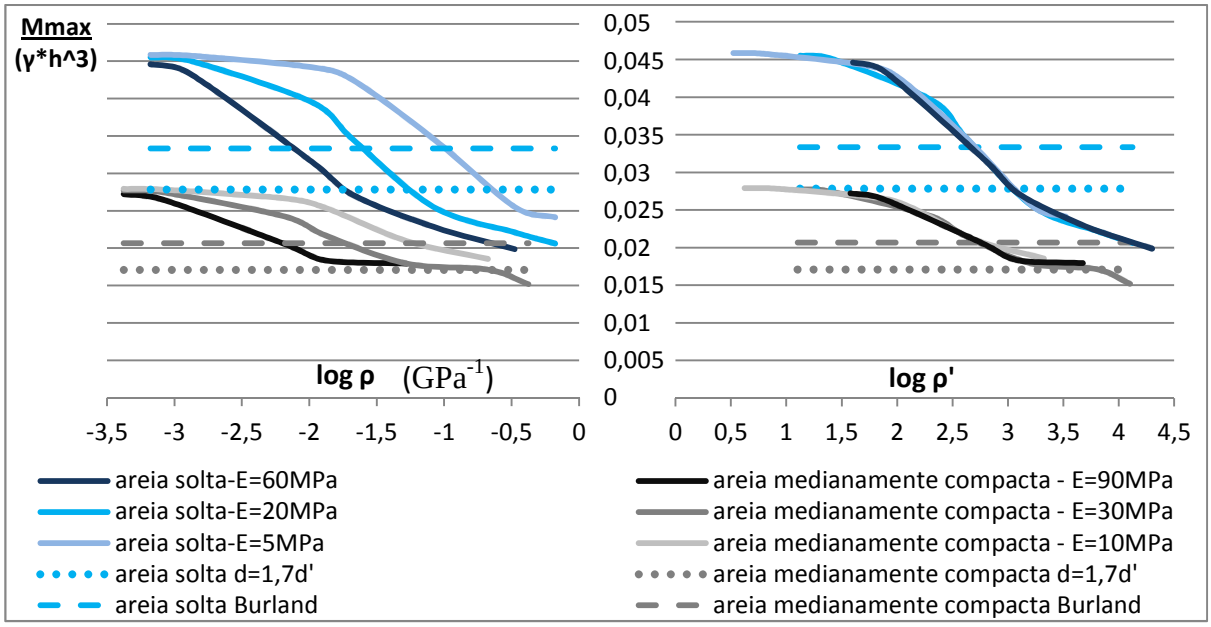
A grande vantagem na utilização do número de flexibilidade de Potts & Bond reside, para além da sua adimensionalidade, na consideração do módulo de deformabilidade do solo. Nos resultados expostos anteriormente não foi possível verificar verdadeiramente as diferenças entre o número de flexibilidade de Rowe e o de Potts & Bond uma vez que se manteve constante o módulo de deformabilidade do solo. É de conhecimento teórico, e já demonstrado por Lopes (1986), que o momento flector e a força no apoio são influenciados pela rigidez do solo. Deste modo, para a areia solta e para a areia medianamente compacta, alteraram-se os módulos de deformabilidade do solo para valores superiores e inferiores, de modo a observar as variações nas relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e nas curvas de serviço definidas por $M_{max.E.F.}/M_{max}$. Mantendo o esquema geométrico base, com nível freático a grande profundidade, apoio rígido no topo e $\delta=2/3\varphi'$, alterou-se o módulo de deformabilidade na areia solta de 20 MPa para 5 e 60 MPa, e para a areia medianamente compacta alterou-se de 30 MPa para 10 e 90 MPa (os valores do módulo de deformabilidade utilizados caem fora da gama de valores correntes neste tipo de areias, contudo entendeu-se por bem a sua aplicação de modo a evidenciar mais claramente os seus efeitos).

4.5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Os resultados obtidos nestes cálculos estão expostos nas Figuras 4.43, 4.44 e 4.45. As curvas para a areia solta com o módulo de deformabilidade de 60 MPa encontram-se incompletas uma vez que não foi possível atingir a convergência para a parede mais flexível, nomeadamente com $E_b/8$. Para a areia medianamente compacta com o módulo de deformabilidade de 10 MPa também não foi possível obter a convergência para a parede mais flexível, e com o módulo de deformabilidade de 90 MPa os

cálculos não convergiram para as duas paredes mais flexíveis, nomeadamente com $E_b/4$ e $E_b/8$. Atente-se, por fim, que as curvas apresentadas para o número de flexibilidade de Potts & Bond se encontram ligeiramente desfasadas devido à alteração provocada pelos diferentes módulos de deformabilidade do solo.

A relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ encontra-se ilustrada na Figura 4.43, onde se verifica logo à partida a clara influência do módulo de deformabilidade do solo no momento flector máximo da parede, bem como na diferença da representação desta relação adimensional entre os números de flexibilidade analisados. O momento flector máximo na parede aumenta com a redução do módulo de deformabilidade do solo, fenómeno que se verifica quando a relação referida é representada pelo o número de flexibilidade de Rowe. Observa-se ainda na mesma figura que o módulo de deformabilidade do solo não é tão relevante para o momento flector em paredes muito rígidas. O número de flexibilidade de Potts & Bond, ao considerar o módulo de deformabilidade do solo, apresenta os resultados já normalizados, ou seja, sem nenhuma variação significativa, resultando na sobreposição das curvas. A relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ quando representada a par com o número de flexibilidade de Rowe deve ser sempre acompanhada com a indicação do módulo de deformabilidade do solo, uma vez que este provoca variações muito significativas, que poderão conduzir a soluções mais ou menos seguras conforme o módulo de deformabilidade do solo seja menor ou maior, respectivamente. A representação pelo número de flexibilidade de Potts & Bond simplifica não só a representação dos resultados obtidos, como uniformiza a relação do solo com a flexibilidade da cortina.

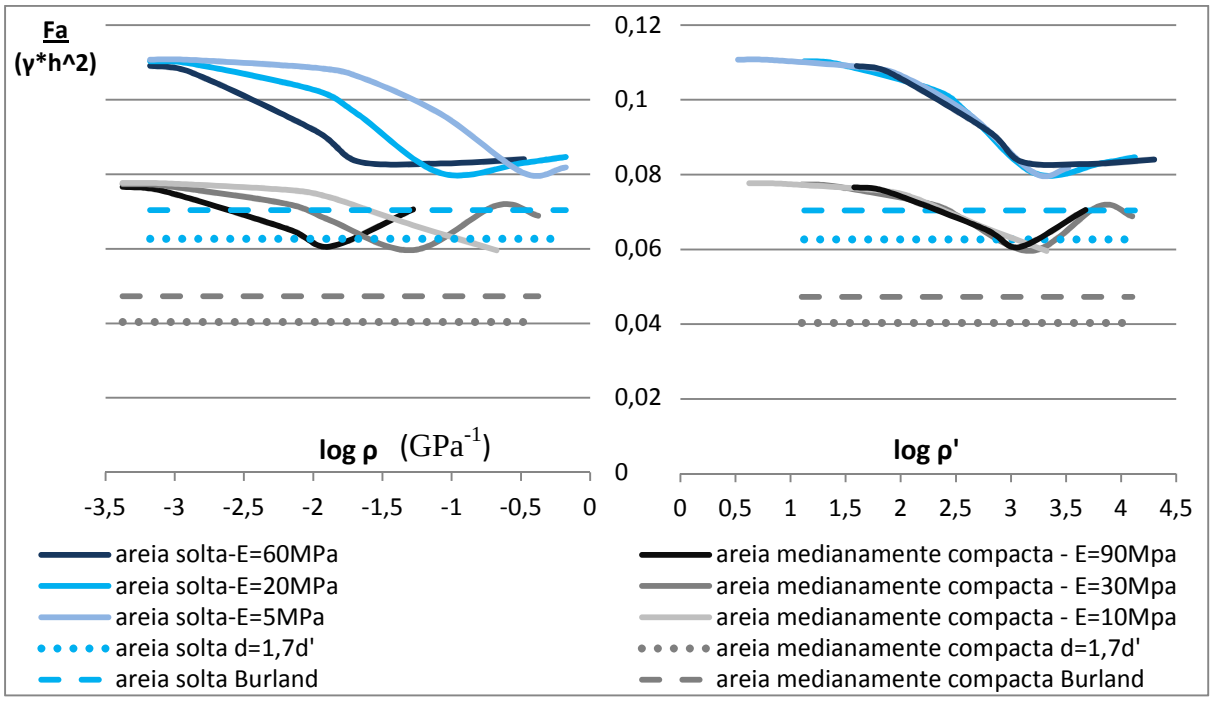


(a) (b)

Fig. 4.43 – Relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo para diferentes módulos de deformabilidade do solo: a) número de flexibilidade de Rowe; b) número de flexibilidade de Potts & Bond

Na Figura 4.44 representa-se a relação $F_a/(\gamma h^2)$, na qual também se verifica a influência do módulo de deformabilidade do solo na força do apoio bem como a diferença entre a representação desta pelo número de flexibilidade de Rowe e de Potts & Bond. Para os dois solos utilizados, a par com a

redução da deformabilidade do solo, a força no apoio diminui até determinada flexibilidade da parede, a partir da qual aumenta (aumento este mais acentuado na areia mais compacta). Quando a rigidez do solo é maior, a força no apoio atinge o valor mínimo para flexibilidades da parede menores. De seguida, com o aumento da flexibilidade da parede, a força no apoio tende para valores semelhantes para os diferentes módulos de deformabilidade do solo. Note-se ainda que para estruturas muito rígidas a força no apoio não varia com o módulo de deformabilidade do solo. O número de flexibilidade de Potts & Bond apresenta também para a força no apoio os resultados normalizados e adimensionais, sendo assim, repetem-se as considerações já referidas para o momento flector máximo.

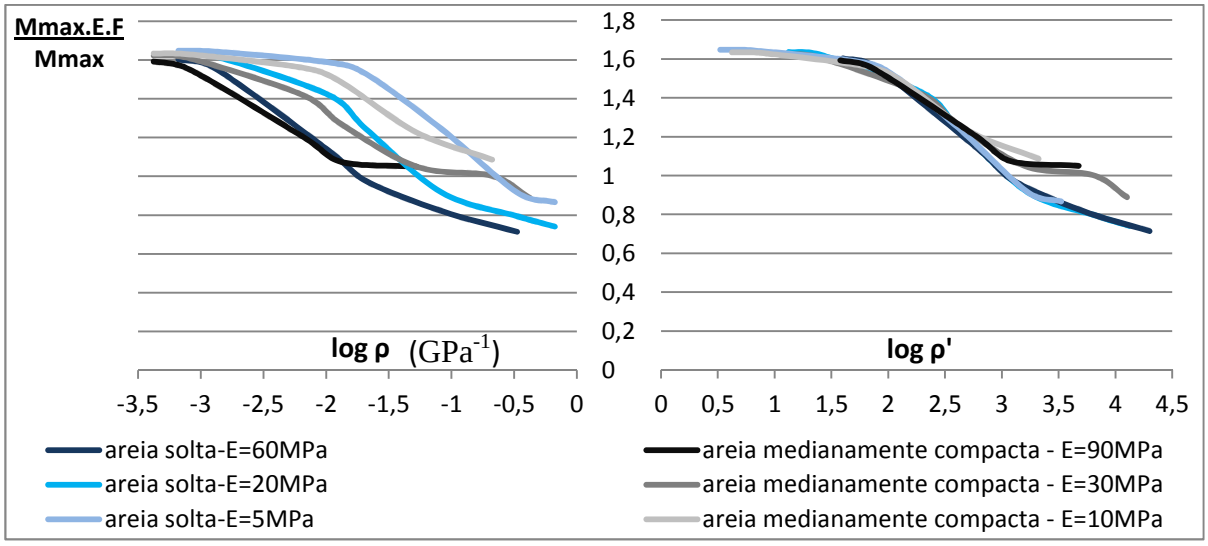


(a) (b)

Fig. 4.44 – Relação $F_a/(\gamma h^2)$ com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo para diferentes módulos de deformabilidade do solo: a): número de flexibilidade de Rowe; b): número de flexibilidade de Potts & Bond

Por fim, apresentam-se as curvas de serviço na Figura 4.45. O módulo de deformabilidade do solo deve ser representado nas curvas de serviço quando é utilizado o número de flexibilidade de Rowe, uma vez que conduz a reduções do momento flector máximo na cortina significativamente diferentes. Não deve ser realizada a generalização de uma curva somente em função de um único valor do módulo de deformabilidade do solo, uma vez que pode conduzir a subdimensionamento.

Em suma, aconselha-se a utilização do número de flexibilidade de Potts & Bond, que ao incluir o módulo de deformabilidade do solo, apresenta os resultados numa única curva de uma forma normalizada e adimensional.



(a) (b)

Fig. 4.45 – Curvas de serviço com nível freático a grande profundidade, δ = 2/3φ' e apoio rígido no topo para diferentes módulos de deformabilidade do solo: a): número de flexibilidade de Rowe; b): número de flexibilidade de Potts & Bond

4.5.3. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos neste capítulo permitem enunciar as seguintes conclusões:

- o momento flector máximo aumenta com a redução do módulo de deformabilidade do solo;

- a força no apoio aumenta com a redução do módulo de deformabilidade do solo em paredes mais rígidas, tendência que se inverte com o aumento da flexibilidade da parede;

- as curvas expressas com o número de flexibilidade de Rowe devem ser acompanhadas do módulo de deformabilidade do solo, uma vez que os resultados sofrem significativas alterações com este parâmetro;

- o número de flexibilidade de Potts & Bond é mais vantajoso em relação ao número de flexibilidade de Rowe uma vez que fornece os resultados de uma forma normalizada e adimensional.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

Com a presente dissertação, onde foram estudadas estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas bem como diversos aspectos relativos ao seu dimensionamento, pretendeu-se contribuir para uma maior segurança e economia aquando da sua realização, nomeadamente no que diz respeito à interpretação do comportamento e à capacidade de previsão deste tipo de estruturas.

As análises numéricas destas estruturas com recurso ao método dos elementos finitos foram precedidas por uma cuidada revisão bibliográfica, onde se destacaram Lopes (1986), Potts & Bond (1994) e Matos Fernandes et al. (2003), não só pelos seus contributos para a temática mas também pela curiosidade científica que despoletaram.

A flexibilidade da cortina revelou-se sempre um parâmetro de importância fundamental, evidenciando grandes influências no comportamento global da estrutura devido à sua interdependência com a distribuição de pressões de terras.

O seu aumento provoca a redução do momento flector máximo positivo e aumento do negativo, bem como o aumento dos deslocamentos horizontais da parede. A força do apoio diminui com o aumento da flexibilidade parede até determinado ponto, a partir do qual aumenta. Tal facto sucede devido ao tipo de deformadas distintas que se geram com a menor ou maior flexibilidade da parede e consequente mobilização de tensões horizontais no seu tardoz. A vantagem na redução do momento flector máximo positivo e desvantagem no aumento da força no apoio devem ser cuidadosamente conjugadas de modo a optimizar o dimensionamento da estrutura. O aumento da flexibilidade da parede favorece a redistribuição de tensões no maciço, aumentando claramente o efeito de arco no solo, que se reflecte nas tensões horizontais (uma vez que estas assumem formas distintas dos diagramas teóricos), e também nas tensões verticais, que no maciço suportado aumentam em relação às tensões geoestáticas para diminuírem de seguida com o aumento da proximidade à parede. As tensões horizontais em frente da parede não ultrapassam os valores passivos teóricos e a sua distribuição demonstra-se truncada verticalmente após a tensão máxima ser mobilizada, esta, tanto maior quanto maior a flexibilidade da parede. As tensões horizontais atrás da parede apresentam uma grande concentração na zona do topo da parede (de facto, são mobilizadas tensões horizontais do tipo passivo), reduzem-se para valores inferiores aos activos teóricos na zona onde os deslocamentos horizontais da cortina são máximos para, de seguida, aumentarem até ao estado de repouso. Relativamente às tensões no solo, é importante ressaltar que no tardoz da parede se verificou que as tensões verticais são menores do que as geoestáticas o que conduz a tensões horizontais inferiores às

activas teóricas, no entanto, em frente da parede, apesar de as tensões verticais excederam as geoestáticas, as tensões horizontais não ultrapassam as passivas teóricas. Refira-se, por fim, que os assentamentos superficiais do terreno aumentam com o aumento da flexibilidade da parede, uma vez que o deslocamento horizontal da parede também aumenta.

A redução do ângulo de interface solo-estrutura conduz ao aumento dos momentos flectores e dos deslocamentos horizontais na cortina, bem como da força no apoio. Contudo, a mais importante variação observada prende-se com a alteração do modo da transferência de tensões. Regista-se uma redução de transferência de tensões verticais do solo para a parede e um aumento para o interior do maciço com a diminuição do ângulo de interface.

A influência da posição do apoio foi analisada considerando-o localizado no topo, a 2 e a 4 m de profundidade. O aumento da profundidade do apoio favorece o equilíbrio da estrutura. No entanto, existe uma profundidade a partir da qual deixa de existir optimização, nomeadamente, quando a estrutura se comporta de um modo semelhante a uma cortina autoportante. De qualquer modo, o efeito de arco no solo diminui com o aprofundamento do apoio. Com o aumento da profundidade do apoio, diminuem os momentos flectores positivos e aumentam os negativos. Os deslocamentos horizontais na parede diminuem entre o pé e o apoio com o aumento da sua profundidade, enquanto acima deste o deslocamento se dá para o interior ou para o exterior, conforme a profundidade do apoio optimize ou não o equilíbrio da estrutura. Por fim, refira-se que o esforço no apoio aumenta a par com o aumento da sua profundidade.

Para avaliar a influência da rigidez do apoio, este foi dimensionado para o esforço obtido do *free earth support method* com o método de segurança de Burland, considerando um perfil tubular em aço contraventado a meio, espaçado de 3 m, dimensionado à compressão com encurvadura tendo em conta a flexão devido ao peso próprio. A rigidez obtida foi ainda reduzida para metade devido às condições de fixação à parede não serem perfeitas. Das mais importantes conclusões retiradas com a redução da rigidez do apoio destaca-se a alteração do momento flector devido ao movimento associado à parede. De facto, o movimento da parede altera-se significativamente com o aumento da flexibilidade da cortina conjugada com a redução da rigidez do apoio. As paredes mais rígidas passam a rodar em torno do seu pé (em detrimento do apoio rígido no topo), ou seja, apresentam uma deformada idêntica a um muro gravidade, o que provoca significativas reduções do momento flector na parede. Nas paredes mais flexíveis, o deslocamento para o exterior da parede aumenta, principalmente no apoio e, a curvatura da parede mantém-se aproximadamente semelhante, deste modo, o momento flector da parede não sofre grandes alterações. Refira-se, por fim, que a força no apoio se reduz a par com a redução da sua rigidez.

Quando as análises foram novamente realizadas para uma areia medianamente compacta, a tendência de evolução dos parâmetros analisados manteve-se essencialmente semelhante, deixando-se aqui apenas breves referências às alterações observadas na comparação do cálculo base. Uma vez que o aumento da capacidade de suporte do solo contribui beneficamente para a estabilidade global da estrutura, verificou-se uma redução dos momentos flectores, dos deslocamentos horizontais e da força no apoio. O efeito de arco no solo aumentou a par com a compacidade do solo, registando-se redistribuições de tensões mais significativas.

No Capítulo 4 foram apresentadas curvas de dimensionamento segundo as relações adimensionais $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ e ainda curvas de serviço semelhantes às de Rowe segundo a relação $M_{maxE.F.}/M_{max}$, expondo resultados dos métodos de equilíbrio limite e do método dos elementos finitos confrontados com o número da flexibilidade de Rowe e de Potts & Bond, para uma areia solta e uma areia medianamente compacta, com $\delta=2/3\varphi'$ e $\delta=1/3\varphi'$, nível freático a grande profundidade e na

base de escavação, apoio rígido e apoio deformável localizados no topo e a 2 m de profundidade. Procedeu-se ainda à averiguação da dependência das relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ da profundidade de escavação e, por fim, à comparação entre o números de flexibilidade de Rowe e de Potts & Bond.

O programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 2D condicionou severamente os resultados obtidos neste capítulo, impossibilitando a finalização de inúmeras curvas que pontualmente criaram dificuldades na confirmação de certas tendências.

Observou-se no exame das curvas obtidas, quando o apoio da parede é rígido e se localiza no topo da parede, que os momentos flectores máximos obtidos pelo método dos elementos finitos são superiores aos dos métodos de equilíbrio limite para paredes mais rígidas e inferiores para paredes mais flexíveis, devido ao movimento distinto das paredes, de acordo com a sua flexibilidade, e consequentemente das tensões horizontais mobilizadas no seu tardoz, as quais diminuem com o aumento da flexibilidade da parede. Relativamente aos momentos flectores máximos na parede, importa ainda referir que estes tendem para valores constantes em paredes de elevada rigidez e que o mesmo se verifica para paredes mais flexíveis com a redução do atrito solo-estrutura.

Quando o apoio se localiza no topo da parede, o esforço no apoio obtido pelo método dos elementos finitos é superior ao obtido pelos métodos de equilíbrio limite. De facto, com o aumento da flexibilidade da parede, a força do apoio reduz-se até determinado ponto, a partir do qual volta a aumentar devido à crescente importância do aumento da concentração de tensões horizontais no topo da parede. Com o aprofundamento do apoio, o seu esforço mantém-se praticamente constante e superior aos métodos de equilíbrio limite.

Com o aumento da compacidade do solo a amplitude das curvas apresentadas reduz-se. Esta alteração deve-se ao facto de os deslocamentos horizontais da parede diminuírem com o aumento da compacidade do solo e, como a flexibilidade da parede está inerentemente ligada aos deslocamentos, a amplitude da curva reduz-se.

Quando o apoio no topo da parede passa de rígido a deformável ocorrem significativas alterações no comportamento estrutural, as quais se reflectem consideravelmente no momento flector máximo da parede e no esforço do apoio. Com a mobilidade do apoio, o momento flector máximo na parede e a força no apoio obtidos pelo método dos elementos finitos diminuem significativamente, tornando os métodos de equilíbrio limite mais conservativos.

Quando a parede é muito rígida o momento flector máximo é aproximadamente constante, diminuindo pronunciadamente com o aumento da flexibilidade da parede. Esta distribuição de momentos flectores máximos é devida aos distintos movimentos experimentados pelas paredes de diferente flexibilidade e consequente mobilização de tensões horizontais no tardoz e em frente da parede.

A força no apoio mantém-se aproximadamente constante para paredes mais rígidas e aumenta pronunciadamente para as paredes mais flexíveis, devido ao aumento significativo da concentração de tensões horizontais no topo da parede quando esta se torna mais flexível.

As relações $M_{max}/(\gamma h^3)$, $F_a/(\gamma h^2)$ estudadas com o método dos elementos finitos mostraram-se dependentes da profundidade de escavação, em desacordo com o previsto por Vieira & Matos Fernandes (2000) através dos métodos de equilíbrio limite. De facto, a relação $M_{max}/(\gamma h^3)$ aumenta para toda a gama de flexibilidades com o aumento da profundidade de escavação. Já a relação $F_a/(\gamma h^2)$ diminui com o aumento da profundidade de escavação em estruturas mais rígidas, ocorrendo o contrário quando as estruturas são mais flexíveis.

Precedendo a comparação dos diferentes números de flexibilidade importa referir clara influência observada do módulo de deformabilidade do solo nos esforços estruturais. Com a redução do módulo

de deformabilidade do solo, o momento flector máximo na parede aumenta. Já a força no apoio, aumenta com a redução do módulo de deformabilidade do solo em paredes mais rígidas, tendência que se inverte com o aumento da flexibilidade da parede. Deste modo, na comparação dos diferentes números de flexibilidade conclui-se que o número de flexibilidade de Potts & Bond apresenta melhores resultados que o número de flexibilidade de Rowe, uma vez que este, além de ser adimensional, inclui a rigidez do solo, o que permite a normalização dos resultados para as variações do módulo de deformabilidade do solo, ao contrário do número de flexibilidade de Rowe, que pode conduzir a casos de subdimensionamento.

No Anexo A.2 desenvolveu-se uma breve investigação sobre a influência da posição da fronteira rígida na modelação por elementos finitos no comportamento global da estrutura, a qual proporcionou conclusões muito interessantes. A análise da influência da posição da fronteira horizontal foi realizada com o apoio rígido e o apoio deformável e evidenciou significativas alterações.

Quando o apoio da parede é rígido, com o aprofundamento da fronteira horizontal verifica-se um pronunciado aumento do deslocamento vertical ascendente da parede, que provoca uma maior mobilização de tensões tangenciais no lado de tardoz da parede. Como consequência desta maior mobilização tensões tangenciais, a tensão vertical na parede aumenta, aliviando a tensão vertical no solo do lado de tardoz. Este alívio de tensão no solo, por sua vez, reduz das tensões horizontais no tardoz da parede e consequentemente provoca a diminuição do momento flector e dos deslocamentos horizontais da parede, bem como da força do apoio.

Quando o apoio é deformável, devido ao maior deslocamento horizontal da parede, a mobilização de tensões tangenciais no lado de tardoz aumenta significativamente. Apesar de o deslocamento vertical ascendente da parede aumentar pronunciadamente com o aprofundamento da fronteira inferior (assim como na consideração do apoio rígido), a mobilização de tensões tangenciais no lado de tardoz da parede não aumenta significativamente, uma vez que estas já foram mobilizadas devido ao deslocamento horizontal da parede. Deste modo, a tensão vertical na parede e no solo mantêm-se semelhantes e, consequentemente, as tensões horizontais não sofrem significativas alterações. Por este motivo, a redução dos momentos flector na parede e do esforço no apoio não é tão significativa como a observada com o apoio da parede rígido.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Relativamente ao prosseguimento do estudo da temática apresentam-se de seguida algumas directrizes.

Em primeiro lugar, seria interessante o estudo deste tipo de estruturas realizar-se para diferentes solos, com características distintas (como a coesão e a dilatância) e também estratificados, de modo a possibilitar uma maior generalização dos resultados obtidos. Outros modelos de solo devem ser analisados, permitindo adaptar e representar melhor o seu comportamento e influência nas estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas.

A influência do nível freático à superfície atrás da parede e à frente desta na base de escavação, bem como a influência da percolação seriam também um importante tema a abordar.

Deve ainda continuar a ser investigada a razão pela qual as tensões horizontais não excede as passivas teóricas em frente da cortina quando as tensões verticais são superiores às geoestáticas, ao contrário do que se verifica no tardoz da parede, onde as tensões verticais no solo atingem valores inferiores aos geoestáticas e, consequentemente, as tensões horizontais tornam-se inferiores às activas teóricas.

O estudo de outros parâmetros que possam influenciar este tipo de estruturas relativamente à modelação em elementos finitos é também uma directriz a seguir. Destaca-se, em particular, o aprofundamento dos estudos da influência da posição da fronteira rígida horizontal.

Aconselha-se ainda a utilização de um programa diferente de método de elementos finitos para estudar a influência de maiores flexibilidades da parede, ângulos de interface solo-estrutura mais reduzidos, rigidez do apoio, e diferentes posições do nível freático, uma vez que o PLAXIS 2D condicionou severamente alguns resultados.

Por fim, seria interessante prosseguir o estudo da evolução da força do apoio, quando este se localiza no topo da parede, com o aumento da flexibilidade da mesma.

BIBLIOGRAFIA

Bjerrum, L., Clausen, C., Duncan, J. (1972). *Stability of flexible structures*. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, General Report.

Brinch Hansen, J. (1953). *Earth Pressure Calculation*. Danish Geotecnhical Press, Copenhagen.

Brinkgreve, R. B. J., Broere, Waterrmen, D. (2004). *PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8).* Plaxis bv, Delft, Netherlands.

Burland, J.B., Potts, D.M., Walsh, N.M. (1981). *The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls*. Ground Engineering. Vol.14, N.5, pp 28 – 38.

Caputo, H.P. (1976). *Mecânica dos Solos e suas aplicações – Volume 2*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, pp 123 – 138.

Casagrande, L. (1973). *Comments on conventional design of retaining structures*. Journal Soil Mech. Found. DIV., ASCE, SM2, pp 181-198.

Costet, J., Sanglerat, G. (1975). *Curso Prático de Mecánica de Suelos*. Ediciones Omega, S.A., Barcelona, pp 329 – 360.

Eurocódigo 7 (2009). *Projecto Geotécnico. Parte 1 - Regras Gerais*. NP, EN 1997-1:2004 + AC:2009. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Golder, H.Q. (1973). *Discussão de Casagrande (1973)*. Journal Soil. Mech. Found. Div., ASCE, SM10, pp 900 – 902.

Lopes, M.L.C. (1986). *Dimensionamento de Muros-cais Ancorados*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Matos Fernandes, M. (1981). *Paredes moldadas e outras estruturas flexíveis para suporte de terras. Estado de conhecimentos acerca do seu dimensionamento.* Relatório, Proc. 55/13/6187, LNEC, Lisboa.

Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil - Estruturas.

Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*, Textos de apoio, FEUP.

Matos Fernandes, M., Cardoso, A.S., Fortunato, E. (1997). *A reappraisal of arching around braced excavations in soft ground.* Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Rotterdam, Holand, 1997, Balkema, pp 333 – 350.

Matos Fernandes, M., Guerra, N.M.C., Cardoso, A.S. (2003). *Rowe's method revisited: a note on earth pressure redistribution*. Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Ouro Preto, Brasil, 2003, Taylors & Francis, pp 359 – 369.

Meireles, A.B., Martins, J.B., (2006). *Fundações e contenção lateral de solos – Execução de cortinas de estacas*. Universidade Fernando Pessoa, 2006.

Pedro, A.M.G. (2010). Comunicação Pessoal.

Pitilakis, K.D. (1981). *Interaction anchored sheet-pile wall-soil*. Proc. 10th. Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. Stockholm, Vol.2, pp 231 – 234.

Potts, D.M., Bond, A.J. (1994). *Calculation of structural forces for propped retaining walls*. XIII International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, 1994, pp 823 - 826.

Rowe, P.W. (1952). *Anchored sheet-pile walls*. Proc. ICE, London, Vol.1, pp 27 – 70.

Rowe, P.W. (1955-a). *A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls*. Proc. ICE, London, Vol.4, Nº1, pp 32-69.

Rowe, P.W. (1955-b). *Sheet-pile walls encastré at the anchorage*. Proc. ICE, London, Vol.4, Nº1, pp 70 – 87.

Rowe, P.W. (1956-a). *Sheet-pile walls at failure*. Proc. ICE, London, Vol.5, N.3, pp 276 – 315.

Rowe, P.W. (1956-b). *Present situation on retaining wall design*. The Structural Engineer, ICE, London, Vol.34, Nº6, pp 204 – 217.

Rowe, P.W. (1957). *Sheet-pile walls in clay*. Proc. ICE, London, Vol.7, Session 1956-57, pp 629 – 654.

Rowe, P.W. (1975). *Flexible sheet-pile retaining walls*. Notas particulares do autor.

Silva, S.R.R. (2007). *Modelação do faseamento construtivo da escavação e contenção periférica da trincheira de acesso à Estação da Casa da Música do Metro do Porto*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Sousa, N.A.R. (2008). *Desenvolvimento de Ferramentas de Projecto de Estruturas de Suporte Flexíveis*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Terzaghi, K. (1953). *Anchored Bulkheads*. Proc. ASCE, VOl.79, Separate 262.

Tschebottarioff, G. (1951). *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*. Mac Graw-Hill Book Comp., New York.

Tschebottarioff, G. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*. Mac Graw-Hill Book Comp., New York.

Vieira, C.F.S., Matos Fernandes, M. (2000). *Cortinas com um apoio estrutural na parte superior: dimensionamento pelos métodos tradicionais e pelo Eurocódigo 7*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 10-13 Abril 2000, pp 1247 – 1256.

Vieira, C.F.S., Matos Fernandes, M. (2002). *Estudo paramétrico sobre o dimensionamento de cortinas autoportantes utilizando métodos de equilíbrio limite*. VIII Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, 15-18 Abril 2002, Vol.2, pp 979 – 990.

Vieria, C.F.S. (1997). *Dimensionamento de Estruturas de Suporte Flexíveis Segundo o Eurocódigo 7*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de mestre em Estruturas de Engenharia Civil.

ANEXOS

ANEXO A1 – CURVAS DE DIMENSIONAMENTO

Apresentam-se neste anexo os valores que constituem as curvas apresentadas no Capítulo 4.

No que corresponde às curvas no Capítulo 4.2, em que o apoio é rígido:

Quadro 2 – Areia solta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,177	-2,886	-1,983	-1,682	-1,080	-0,478	-0,177
log ρ'	1,124	1,415	2,318	2,619	3,221	3,823	4,124
M_{max}.EF/M_{max}	1,635	1,619	1,421	1,244	0,917	0,795	0,741
M_{max}/(γ*h^3)	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,046	0,045	0,040	0,035	0,026	0,022	0,021
F_a/(γ*h^2)	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070
F_a.EF/(γ*h^2)	0,110	0,110	0,102	0,096	0,080	0,083	0,085
d/h	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420

Quadro 3 – Areia medianamente compacta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,375	-3,085	-2,182	-1,881	-1,279	-0,676	-0,375
log ρ'	1,102	1,392	2,296	2,597	3,199	3,801	4,102
M_{max}.EF/M_{max}	1,623	1,608	1,418	1,270	1,050	1,002	0,888
M_{max}/(γ*h^3)	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,028	0,027	0,024	0,022	0,018	0,017	0,015
F_a/(γ*h^2)	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047
F_a.EF/(γ*h^2)	0,077	0,077	0,072	0,068	0,060	0,072	0,069
d/h	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267

Quadro 4 – Areia solta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,177	-2,886	-1,983	-1,682	-1,080	-0,478	-0,177
log ρ'	1,124	1,415	2,318	2,619	3,221	3,823	4,124
M_{max}.EF/M_{max}	1,732	1,709	1,434	1,213	0,900	0,499	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,059	0,058	0,049	0,041	0,030	0,017	-
F_a/(γ*h^2)	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085
F_a.EF/(γ*h^2)	0,136	0,135	0,125	0,116	0,097	0,070	-

Quadro 5 – Areia medianamente compacta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,375	-3,085	-2,182	-1,881	-1,279	-0,676	-0,375
log ρ'	1,102	1,392	2,296	2,597	3,199	3,801	4,102
M_{max}.EF/M_{max}	1,737	1,715	1,458	1,279	1,108	-	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,033	0,033	0,028	0,025	0,021	-	-
F_a/(γ*h^2)	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053
F_a.EF/(γ*h^2)	0,095	0,094	0,087	0,082	0,074	-	-
d/h	0,393	0,393	0,393	0,393	0,393	0,393	0,393

Quadro 6 – Areia solta com apoio a 2m de profundidade, δ=2/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,218	-2,927	-2,024	-1,723	-1,121	-0,519	-0,218
log ρ'	1,083	1,374	2,277	2,578	3,180	3,782	4,083
M_{max}.EF/M_{max}	1,591	1,581	1,455	1,334	0,934	0,590	0,486
M_{max}/(γ*h^3)	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,030	0,030	0,027	0,025	0,018	0,011	0,009
F_a/(γ*h^2)	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,088	0,088	0,088	0,088	0,088	0,088	0,088
F_a.EF/(γ*h^2)	0,146	0,146	0,145	0,144	0,141	0,140	0,141
d/h	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387

Quadro 7 – Areia medianamente compacta com apoio a 2m de profundidade, δ=2/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,403	-3,112	-2,209	-1,908	-1,306	-0,704	-0,403
log ρ'	1,074	1,365	2,268	2,569	3,171	3,773	4,074
M_{max}.EF/M_{max}	1,541	1,533	1,420	1,311	0,972	0,648	0,511
M_{max}/(γ*h^3)	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,018	0,017	0,016	0,015	0,011	0,007	0,006
F_a/(γ*h^2)	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056
F_a.EF/(γ*h^2)	0,114	0,114	0,112	0,111	0,110	0,112	0,113
d/h	0,247	0,247	0,247	0,247	0,247	0,247	0,247

Quadro 8 – Areia solta com apoio a 2m de profundidade, δ=2/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,218	-2,927	-2,024	-1,723	-1,121	-0,519	-0,218
log ρ'	1,083	1,374	2,277	2,578	3,180	3,782	4,083
M_{max}.EF/M_{max}	1,799	1,781	1,552	1,358	0,849	0,521	0,446
M_{max}/(γ*h^3)	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,042	0,041	0,036	0,032	0,020	0,012	0,010
F_a/(γ*h^2)	0,089	0,089	0,089	0,089	0,089	0,089	0,089
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,104	0,104	0,104	0,104	0,104	0,104	0,104
F_a.EF/(γ*h^2)	0,175	0,174	0,172	0,170	0,164	0,160	0,159
d/h	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600	0,600

Quadro 9 – Areia medianamente compacta com apoio a 2m de profundidade, δ=2/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,403	-3,112	-2,209	-1,908	-1,306	-0,704	-0,403
log ρ'	1,074	1,365	2,268	2,569	3,171	3,773	4,074
M_{max}.EF/M_{max}	1,503	1,493	1,360	1,237	0,894	0,587	0,495
M_{max}/(γ*h^3)	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,019	0,019	0,018	0,016	0,012	0,008	0,006
F_a/(γ*h^2)	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
F_a.EF/(γ*h^2)	0,132	0,132	0,131	0,130	0,128	0,127	0,128
d/h	0,360	0,360	0,360	0,360	0,360	0,360	0,360

Quadro 10 – Areia solta com apoio no topo, δ=1/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,066	-2,776	-1,873	-1,571	-0,969	-0,367	-0,066
log ρ'	1,235	1,525	2,429	2,730	3,332	3,934	4,235
M_{max}.EF/M_{max}	1,614	1,596	1,378	1,192	0,874	0,810	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,053	0,052	0,045	0,039	0,029	0,027	-
F_a/(γ*h^2)	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084
F_a.EF/(γ*h^2)	0,133	0,132	0,122	0,114	0,095	0,104	-
d/h	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513

Quadro 11 – Areia medianamente compacta com apoio no topo, δ=1/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,278	-2,987	-2,084	-1,783	-1,181	-0,579	-0,278
log ρ'	1,199	1,490	2,393	2,694	3,296	3,898	4,199
M_{max}.EF/M_{max}	1,388	1,375	1,217	1,108	0,900	-	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,030	0,030	0,027	0,024	0,020	-	-
F_a/(γ*h^2)	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056
F_a.EF/(γ*h^2)	0,093	0,093	0,087	0,083	0,073	-	-
d/h	0,340	0,340	0,340	0,340	0,340	0,340	0,340

Quadro 12 – Areia solta com apoio no topo, δ=1/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,066	-2,776	-1,873	-1,571	-0,969	-0,367	-0,066
log ρ'	1,235	1,525	2,429	2,730	3,332	3,934	4,235
M_{max}.EF/M_{max}	1,913	1,874	1,468	1,195	0,837	0,755	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,079	0,078	0,061	0,050	0,035	0,031	-
F_a/(γ*h^2)	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,105	0,105	0,105	0,105	0,105	0,105	0,105
F_a.EF/(γ*h^2)	0,177	0,175	0,155	0,141	0,116	0,121	-
d/h	0,807	0,807	0,807	0,807	0,807	0,807	0,807

Quadro 13 – Areia medianamente compacta com apoio no topo, δ=1/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,278	-2,987	-2,084	-1,783	-1,181	-0,579	-0,278
log ρ'	1,199	1,490	2,393	2,694	3,296	3,898	4,199
M_{max}.EF/M_{max}	1,588	1,565	1,305	1,179	0,867	-	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,040	0,040	0,033	0,030	0,022	-	-
F_a/(γ*h^2)	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056
F_a.EF/(γ*h^2)	0,117	0,116	0,107	0,102	0,086	-	-
d/h	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500

Quadro 14 – Areia solta com apoio a 2m de profundidade, δ=1/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,113	-2,822	-1,919	-1,618	-1,016	-0,414	-0,113
log ρ'	1,188	1,479	2,382	2,683	3,285	3,887	4,188
M_{max}.EF/M_{max}	1,475	1,465	1,334	1,212	0,836	0,530	0,461
M_{max}/(γ*h^3)	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,033	0,033	0,030	0,027	0,019	0,012	0,010
F_a/(γ*h^2)	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103
F_a.EF/(γ*h^2)	0,158	0,158	0,156	0,154	0,148	0,147	0,149
d/h	0,473	0,473	0,473	0,473	0,473	0,473	0,473

Quadro 15 – Areia medianamente compacta com apoio a 2m de profundidade, δ=1/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,321	-3,031	-2,128	-1,827	-1,224	-0,622	-0,321
log ρ'	1,156	1,446	2,350	2,651	3,253	3,855	4,156
M_{max}.EF/M_{max}	1,277	1,269	1,170	1,074	0,812	0,526	0,413
M_{max}/(γ*h^3)	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,019	0,019	0,017	0,016	0,012	0,008	0,006
F_a/(γ*h^2)	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
F_a.EF/(γ*h^2)	0,117	0,117	0,116	0,115	0,114	0,115	0,119
d/h	0,307	0,307	0,307	0,307	0,307	0,307	0,307

Quadro 16 – Areia solta com apoio a 2m de profundidade, δ=1/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,113	-2,822	-1,919	-1,618	-1,016	-0,414	-0,113
log ρ'	1,188	1,479	2,382	2,683	3,285	3,887	4,188
M_{max}.EF/M_{max}	1,723	1,701	1,445	1,240	0,761	0,513	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,042	0,042	0,042	0,042	0,042	0,042	0,042
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,050	0,049	0,042	0,036	0,022	0,015	-
F_a/(γ*h^2)	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,124	0,124	0,124	0,124	0,124	0,124	0,124
F_a.EF/(γ*h^2)	0,201	0,200	0,195	0,190	0,179	0,174	-
d/h	0,747	0,747	0,747	0,747	0,747	0,747	0,747

Quadro 17 – Areia medianamente compacta com apoio a 2m de profundidade, δ=1/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,321	-3,031	-2,128	-1,827	-1,224	-0,622	-0,321
log ρ'	1,156	1,446	2,350	2,651	3,253	3,855	4,156
M_{max}.EF/M_{max}	1,329	1,318	1,173	1,048	0,728	0,505	0,401
M_{max}/(γ*h^3)	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022	0,022
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,023	0,023	0,020	0,018	0,012	0,009	0,007
F_a/(γ*h^2)	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080
F_a.EF/(γ*h^2)	0,143	0,143	0,141	0,139	0,136	0,138	0,143
d/h	0,460	0,460	0,460	0,460	0,460	0,460	0,460

No que corresponde às curvas no Capítulo 4.3, em que o apoio é deformável:

Quadro 18 – Areia solta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,177	-2,886	-1,983	-1,682	-1,080	-0,478	-0,177
log ρ'	1,124	1,415	2,318	2,619	3,221	3,823	4,124
M_{max}.EF/M_{max}	1,034	1,032	1,015	1,005	0,947	0,776	0,714
M_{max}/(γ*h^3)	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,029	0,029	0,028	0,028	0,026	0,022	0,020
F_a/(γ*h^2)	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070	0,070
F_a.EF/(γ*h^2)	0,062	0,063	0,062	0,062	0,062	0,072	0,077
d/h	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420

Quadro 19 – Areia medianamente compacta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,375	-3,085	-2,182	-1,881	-1,279	-0,676	-0,375
log ρ'	1,102	1,392	2,296	2,597	3,199	3,801	4,102
M_{max}.EF/M_{max}	1,252	1,247	1,259	1,255	1,202	0,938	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,021	0,021	0,022	0,021	0,021	0,016	-
F_a/(γ*h^2)	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047
F_a.EF/(γ*h^2)	0,047	0,048	0,048	0,048	0,050	0,057	-
d/h	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267	0,267

Quadro 20 – Areia solta com apoio no topo, δ=2/3φ', e nível freático na base de escavação

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,177	-2,886	-1,983	-1,682	-1,080	-0,478	-0,177
log ρ'	1,124	1,415	2,318	2,619	3,221	3,823	4,124
M_{max}.EF/M_{max}	0,709	0,710	0,690	0,673	0,591	0,469	0,460
M_{max}/(γ*h^3)	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,024	0,024	0,023	0,023	0,020	0,016	0,016
F_a/(γ*h^2)	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085
F_a.EF/(γ*h^2)	0,055	0,055	0,054	0,053	0,053	0,059	0,065
d/h	0,647	0,647	0,647	0,647	0,647	0,647	0,647

Quadro 21 – Areia solta com apoio no topo, δ=1/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,066	-2,776	-1,873	-1,571	-0,969	-0,367	-0,066
log ρ'	1,235	1,525	2,429	2,730	3,332	3,934	4,235
M_{max}.EF/M_{max}	1,106	1,105	1,096	1,096	0,957	0,775	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,036	0,036	0,036	0,036	0,031	0,025	-
F_a/(γ*h^2)	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084
F_a.EF/(γ*h^2)	0,075	0,075	0,075	0,076	0,078	0,090	-
d/h	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513

Quadro 22 – Areia solta com apoio no topo, δ=1/3φ', e nível freático a grande profundidade

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,066	-2,776	-1,873	-1,571	-0,969	-0,367	-0,066
log ρ'	1,235	1,525	2,429	2,730	3,332	3,934	4,235
M_{max}.EF/M_{max}	1,131	1,123	1,099	1,072	0,833	0,735	-
M_{max}/(γ*h^3)	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
Burld.M_{max}/(γ*h^3)	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,047	0,047	0,046	0,044	0,035	0,030	-
F_a/(γ*h^2)	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084	0,084
Burld.F_a/(γ*h^2)	0,105	0,105	0,105	0,105	0,105	0,105	0,105
F_a.EF/(γ*h^2)	0,089	0,089	0,088	0,089	0,094	0,110	-
d/h	0,807	0,807	0,807	0,807	0,807	0,807	0,807

No que corresponde às curvas do Capítulo 4.4, para as diferentes profundidades de escavação:

Quadro 23 – Escavação de 12,5m

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,1769	-2,88618	-1,98309	-1,68206	-1,08	-0,47794	-0,17691
EI (kNm^2/m)	1,5E+08	76378601	9547325	4773663	1193416	298353,9	149177
EA (kN/m)	1,1E+10	5,73E+09	7,16E+08	3,58E+08	89506173	22376543	11188272
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,047	0,046	0,043	0,039	0,028	-	-
F_a.EF/(γ*h^2)	0,107	0,106	0,101	0,096	0,081	-	-
d/h	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420

Quadro 24 – Escavação de 5,0m

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,1769	-2,88618	-1,98309	-1,68206	-1,08	-0,47794	-0,17691
EI (kNm^2/m)	3818930	1955292	244411,5	122205,8	30551,44	7637,86	3818,93
EA (kN/m)	2,9E+08	1,47E+08	18330864	9165432	2291358	572839,5	286419,8
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,046	0,045	0,038	0,032	0,024	0,020	0,019
F_a.EF/(γ*h^2)	0,114	0,113	0,104	0,097	0,080	0,082	0,080
d/h	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420	0,420

No que corresponde às curvas do Capítulo 4.5, para os diferentes módulos de deformabilidade do solo:

Quadro 25 – Areia solta com E=60MPa

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,177	-2,886	-1,983	-1,682	-1,080	-0,478	-0,177
log ρ'	1,601	1,892	2,795	3,096	3,698	4,300	4,601
M_{max}.EF/M_{max}	1,602	1,557	1,135	0,976	0,821	0,714	-
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,045	0,043	0,032	0,027	0,023	0,020	-
F_a.EF/(γ*h^2)	0,109	0,107	0,092	0,083	0,083	0,084	-

Quadro 26 – Areia solta com E=5MPa

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,177	-2,886	-1,983	-1,682	-1,080	-0,478	-0,177
log ρ'	0,522	0,813	1,716	2,017	2,619	3,221	3,522
M_{max}.EF/M_{max}	1,647	1,643	1,588	1,528	1,244	0,917	0,867
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,046	0,046	0,044	0,043	0,035	0,026	0,024
F_a.EF/(γ*h^2)	0,111	0,111	0,109	0,106	0,096	0,080	0,082

Quadro 27 – Areia medianamente compacta com E=90MPa

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,375	-3,085	-2,182	-1,881	-1,279	-0,676	-0,375
log ρ'	1,579	1,870	2,773	3,074	3,676	4,278	4,579
M_{max}.EF/M_{max}	1,592	1,550	1,203	1,075	1,050	-	-
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,027	0,026	0,021	0,018	0,018	-	-
F_a.EF/(γ*h^2)	0,077	0,076	0,065	0,061	0,071	-	-

Quadro 28 – Areia solta com E=5MPa

Flexibilidade	E_b*125	E_b*64	E_b*8	E_b*4	E_b	E_b/4	E_b/8
log ρ	-3,375	-3,085	-2,182	-1,881	-1,279	-0,676	-0,375
log ρ'	0,625	0,915	1,818	2,119	2,721	3,324	3,625
M_{max}.EF/M_{max}	1,634	1,629	1,559	1,486	1,226	1,086	-
M_{max}.EF/(γ*h^3)	0,028	0,028	0,027	0,025	0,021	0,019	-
F_a.EF/(γ*h^2)	0,078	0,078	0,076	0,074	0,066	0,060	-

ANEXO A2 – ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DA FRONTEIRA RÍGIDA

A.2.1. INTRODUÇÃO

A análise da influência da posição das fronteiras rígidas resultou de um acaso quando se procedeu à investigação das conclusões obtidas por Vieira & Matos Fernandes (2000) e Silva (2007) no que diz respeito à independência das relações $M_{max}/(\gamma h^3)$ e $F_a/(\gamma h^2)$ em relação à profundidade de escavação. Uma vez que foram realizados modelos com profundidades de escavação maiores e menores, o que implicou alturas de paredes maiores e menores, respectivamente, e por sua vez distâncias diferentes à fronteira rígida horizontal, verificou-se uma alteração significativa nos esforços estruturais com a alteração da posição da fronteira rígida horizontal. Sendo assim, investigou-se a influência da posição das fronteiras rígidas, conjugada com a flexibilidade da parede de modo a aferir a sua importância. Para tal, foram analisadas duas paredes com rigidez flexional distinta, E_b*125 e E_b, para o cálculo base, com apoio rígido e apoio deformável no topo da cortina, areia solta com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\varphi$'.

A fronteira rígida horizontal utilizada em todos os cálculos anteriores efectuados localizou-se a 20 m de profundidade. Nestes novos cálculos efectuados, optou-se por deslocar a fronteira rígida para os 30 m de profundidade, confrontando-se os resultados com aqueles obtidos nos cálculos anteriores no Capítulo 4. Relembre-se que a fronteira rígida horizontal impede os deslocamentos verticais e horizontais.

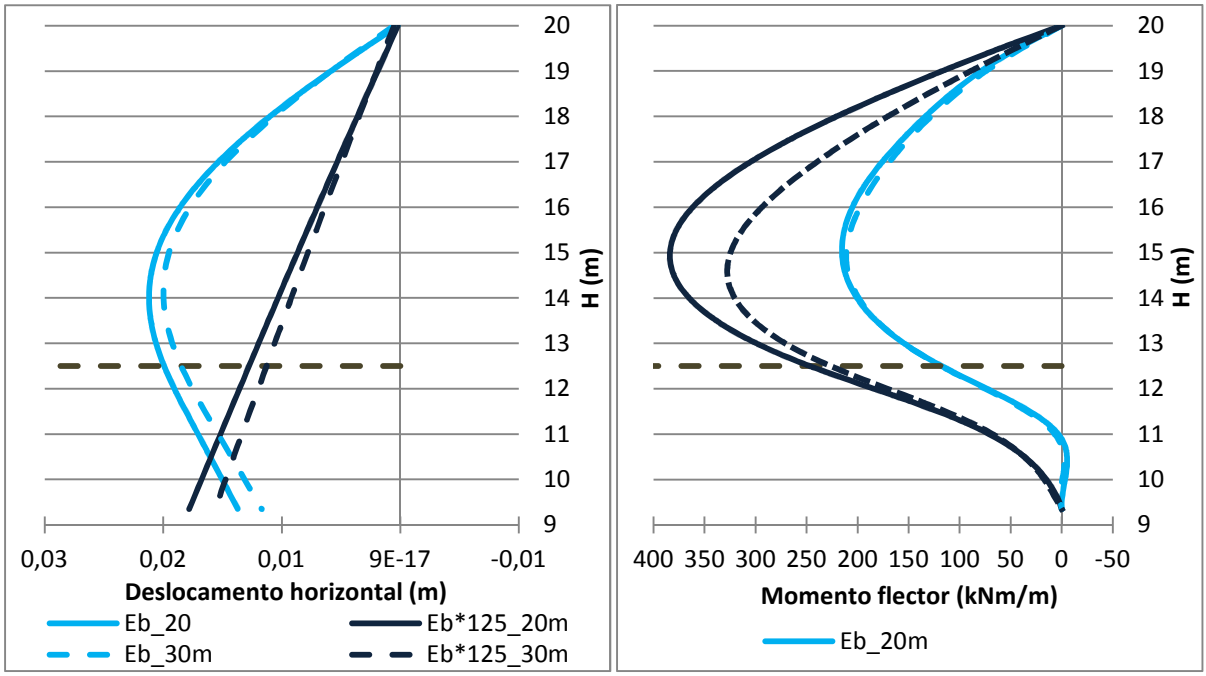
A.2.2. CÁLCULO COM APOIO RÍGIDO NO TOPO DA CORTINA

A Figura A.1 representa os deslocamentos horizontais e os momentos flectores na parede para dois valores de rigidez à flexão da parede distintos e para as demais condições indicadas. O exame destas figuras mostra a considerável influência que a posição da fronteira rígida horizontal exerce na estrutura.

Os deslocamentos horizontais da parede diminuem com o aumento da profundidade da fronteira rígida horizontal. A diferença dos deslocamentos horizontais para as duas posições da fronteira inferior aumenta progressivamente do topo até o pé da cortina.

O deslocamento vertical ascendente da parede aumentou significativamente com o aprofundamento da fronteira horizontal. Na parede mais rígida aumentaram de 10 para 29 mm e na parede mais flexível de 8 para 29 mm.

Os momentos flectores na parede também diminuem com o aumento da profundidade da fronteira inferior, embora mais pronunciadamente na parede mais rígida. A diferença mais significativa entre os momentos flectores verifica-se acima do fundo de escavação, abaixo do qual são praticamente coincidentes.



(a) (b)

Fig. A.1 – Confronto entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio rígido: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

Os deslocamentos superficiais do terreno, ilustrados na Figura A.2, alteraram-se significativamente para os dois casos. O levantamento do terreno na vizinhança da parede aumentou para mais do dobro com o aprofundamento da fronteira inferior (de acordo com o maior deslocamento vertical ascendente da parede), embora as deformadas do terreno se mantenham semelhantes.

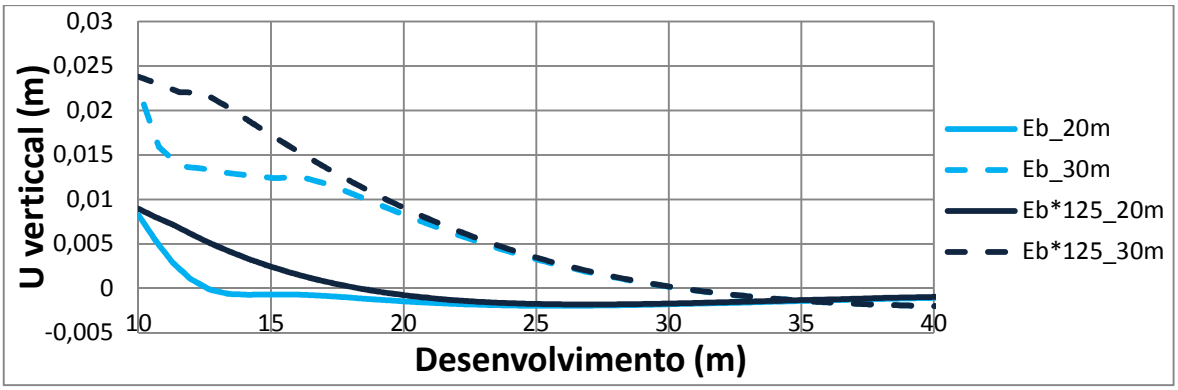


Fig. A.2 – Confronto de assentamentos superficiais entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio rígido

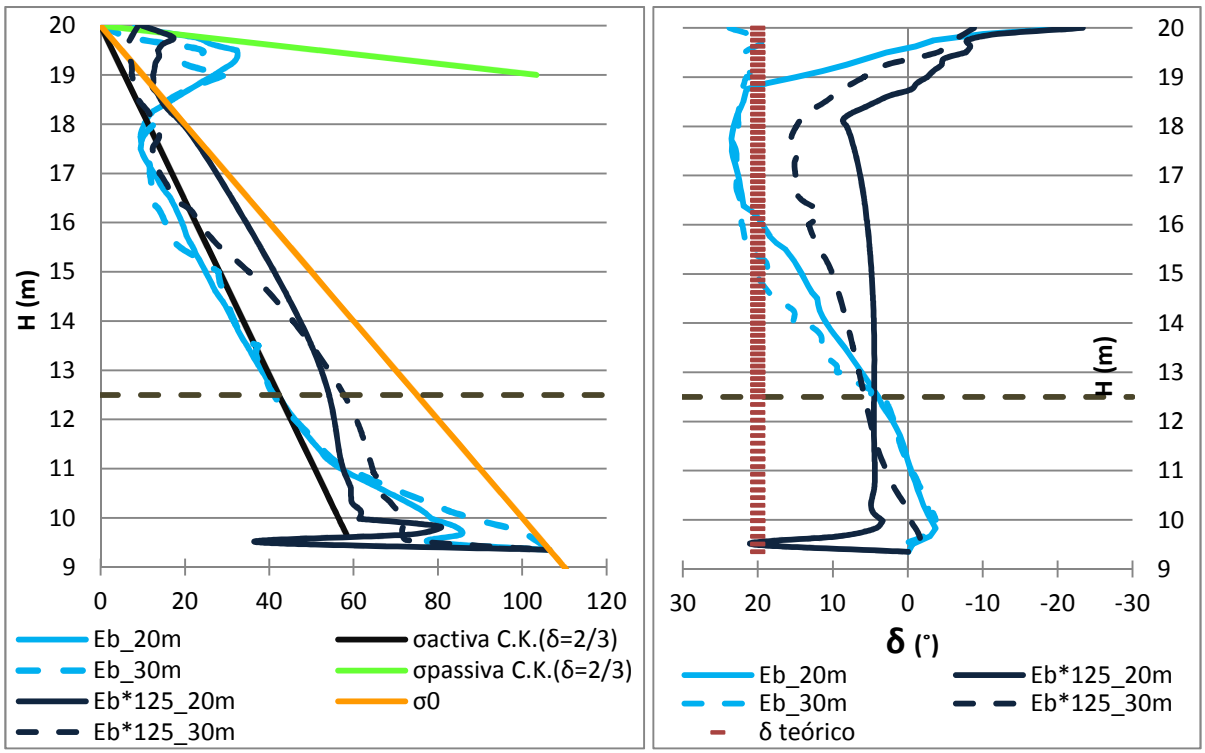
A Figura A.3 ilustra a distribuição de tensões horizontais no lado de tardoz da parede e respectivos ângulos de interface solo-estrutura mobilizados.

As tensões horizontais, ilustradas na Figura A.3 (a), apresentam uma redução da concentração no topo da cortina com o aprofundamento da fronteira inferior. Na parede mais rígida as tensões horizontais no

cálculo com a fronteira mais profunda mantêm-se mais próximas das activas teóricas até aproximadamente metade da altura da parede acima da base de escavação, a partir de onde aumentam até superar as tensões horizontais para a parede com a mesma flexibilidade e a fronteira rígida nos 20 m de profundidade. Na parede mais flexível as tensões horizontais mobilizadas diminuíram na zona do topo e num ligeiro comprimento após este em relação à mesma parede com a fronteira rígida nos 20 m. Somente a partir de aproximadamente metade da altura enterrada da parede é que as tensões horizontais aumentaram.

A mobilização das tensões horizontais no tardoz da parede desenvolve-se em natural concomitância com os deslocamentos horizontais da mesma. Com o aprofundamento da fronteira rígida horizontal os deslocamentos da parede diminuem e, consequentemente, as concentrações de tensão no topo da parede. Por outro lado, mais abaixo, as tensões horizontais aumentam devido ao aumento dos deslocamentos horizontais da parede.

O ângulo de interface solo-estrutura do lado de tardoz da parede, ilustrado na Figura A.3 (b), reflecte as variações observadas nas tensões horizontais. Na parede mais rígida, a par com a redução das tensões horizontais, o ângulo de interface mobilizado aumenta consideravelmente, e quando estas aumentam, o ângulo de interface diminui. Na parede mais flexível, o ângulo de interface mobilizado atinge o valor máximo desde o topo da parede até aproximadamente metade da sua altura, onde diminui a par com o aumento das tensões horizontais. Do fundo de escavação até ao pé da cortina mantém-se coincidente com o observado para a mesma parede com a fronteira rígida aos 20 m de profundidade.



(a) (b)

Fig. A.3 – Confronto entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio rígido: a) tensões horizontais no tardoz da cortina (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

Com o aprofundamento da fronteira inferior, a força no apoio diminuiu, em concomitância com a redução dos deslocamentos horizontais e a redução da concentração de tensões horizontais no topo da parede no lado de tardoz. Na parede mais rígida a força no apoio diminui de 125 para 93 kN/m e na parede mais flexível de 90 para 80 kN/m.

As tensões horizontais em frente da parede obtidas para os cálculos efectuados representam-se na Figura A.4. Optou-se por não representar os respectivos ângulos de interface solo-estrutura uma vez que estes mantêm a mesma disposição observada nos cálculos anteriores, aproximadamente coincidentes com o valor teórico.

As variações nas tensões horizontais em frente da parede não são muito significativas. Destaque-se apenas a diferença na distribuição entre as duas flexibilidades da parede adoptadas. Na parede mais rígida a tensão horizontal máxima mobilizada é superior à parede homóloga com a fronteira horizontal rígida mais próxima, e mantêm-se desse modo até aproximadamente metade da altura enterrada, diminuindo a partir daí até ao pé da cortina. Já na parede mais flexível verifica-se o inverso, a tensão horizontal máxima mobilizada é inferior à parede homóloga com a fronteira horizontal mais próxima até aproximadamente metade da altura enterrada e a partir daí aumenta até ao pé da cortina.

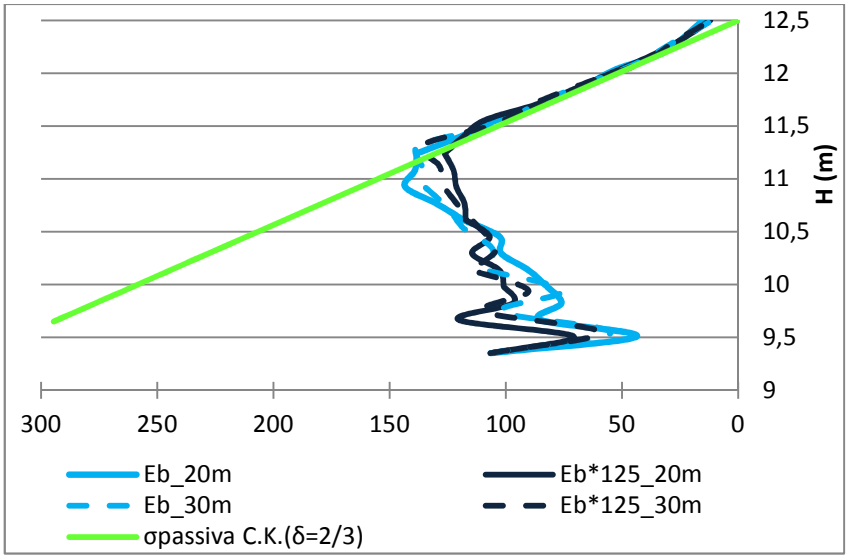


Fig. A.4 – Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio rígido (kPa)

As Figuras A.5 e A.6 representam as tensões verticais no solo e na parede para a parede mais rígida e mais flexível, respectivamente.

As tensões verticais no solo reflectem as variações observadas nas tensões horizontais, aumentando e diminuindo com o respectivo aumento e diminuição das tensões horizontais.

A tensão na parede aumentou notoriamente para as diferentes flexibilidades da parede analisadas com o aprofundamento da fronteira inferior.

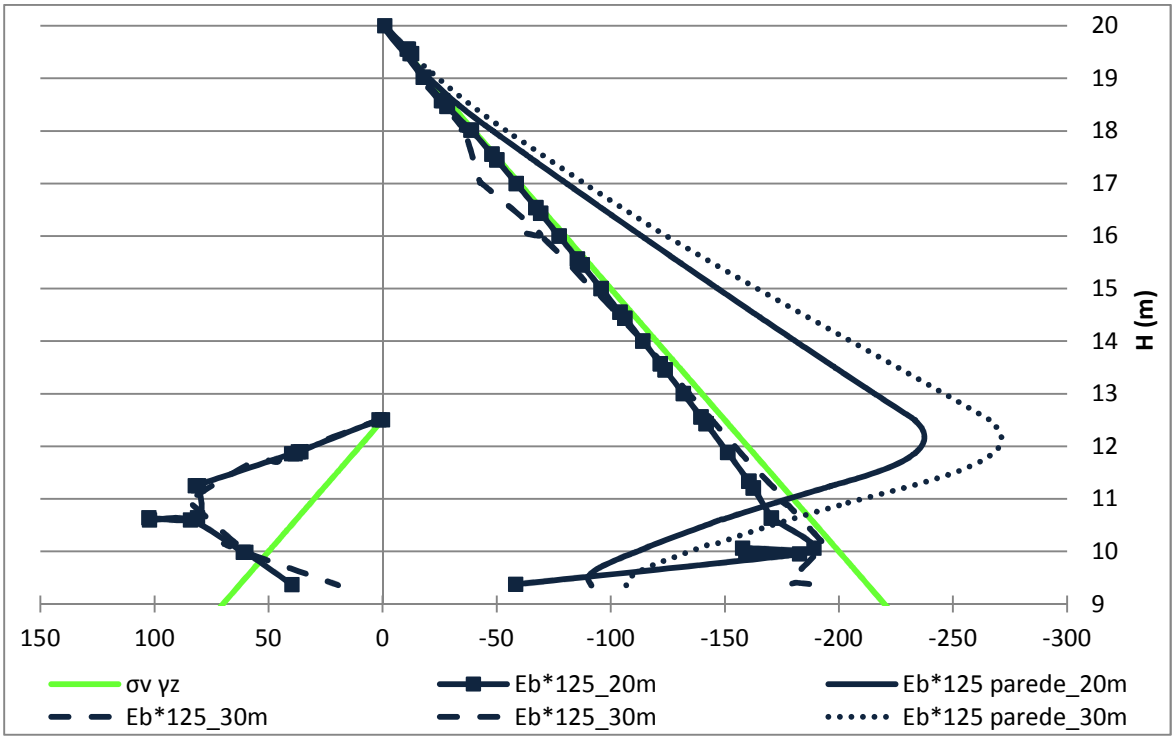


Fig. A.5 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede na parede de rigidez flexional E_b*125 com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio rígido (kPa)

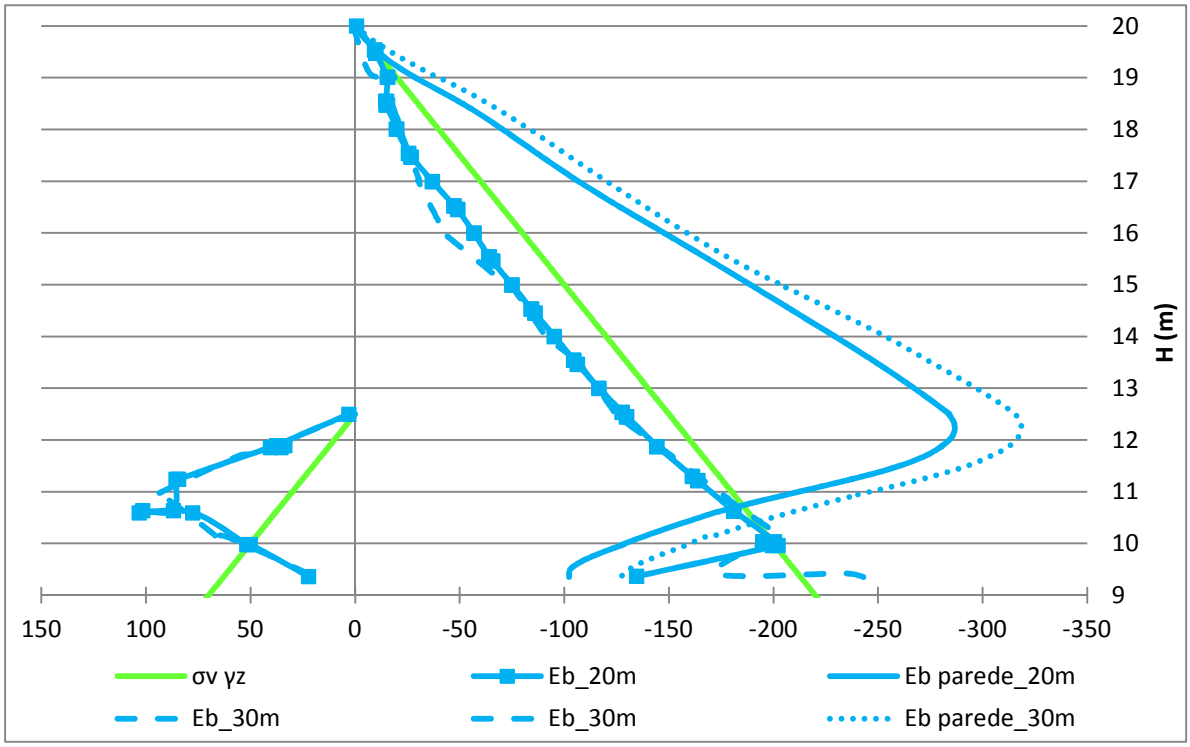


Fig. A.6 – Confronto da distribuição de tensões verticais no terreno em ambos os lados da parede e na própria parede na parede de rigidez flexional E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio rígido (kPa)

Após o exame cuidado de todos os dados e figuras é possível formular um encadeamento lógico que permite compreender as alterações provocadas pelo aprofundamento da fronteira horizontal inferior.

O pronunciado aumento do deslocamento vertical da parede provoca uma maior mobilização de tensões tangenciais no lado de tardoz, como se verifica na Figura A.3 (b) pela maior mobilização do ângulo de interface solo-estrutura, e como consequência desta maior mobilização das tensões tangenciais a tensão na parede aumenta. Uma vez que a parede fica mais carregada, a tensão vertical do solo sofre um alívio e, por sua vez, reduz das tensões horizontais. Por fim, a redução das tensões horizontais no lado de tardoz da parede provoca a diminuição do momento flector e dos deslocamentos horizontais da parede, bem como da força do apoio.

Uma vez que as alterações observadas são mais acentuadas para a parede mais rígida, averiguou-se influência da espessura da parede, utilizando o verdadeiro valor da rigidez axial da parede, EA, o que corresponde à utilização por parte do programa da verdadeira espessura da parede, 2,0 m. Estes cálculos contudo não apresentaram alterações nos resultados, descartando-se a hipótese da influência da espessura da parede.

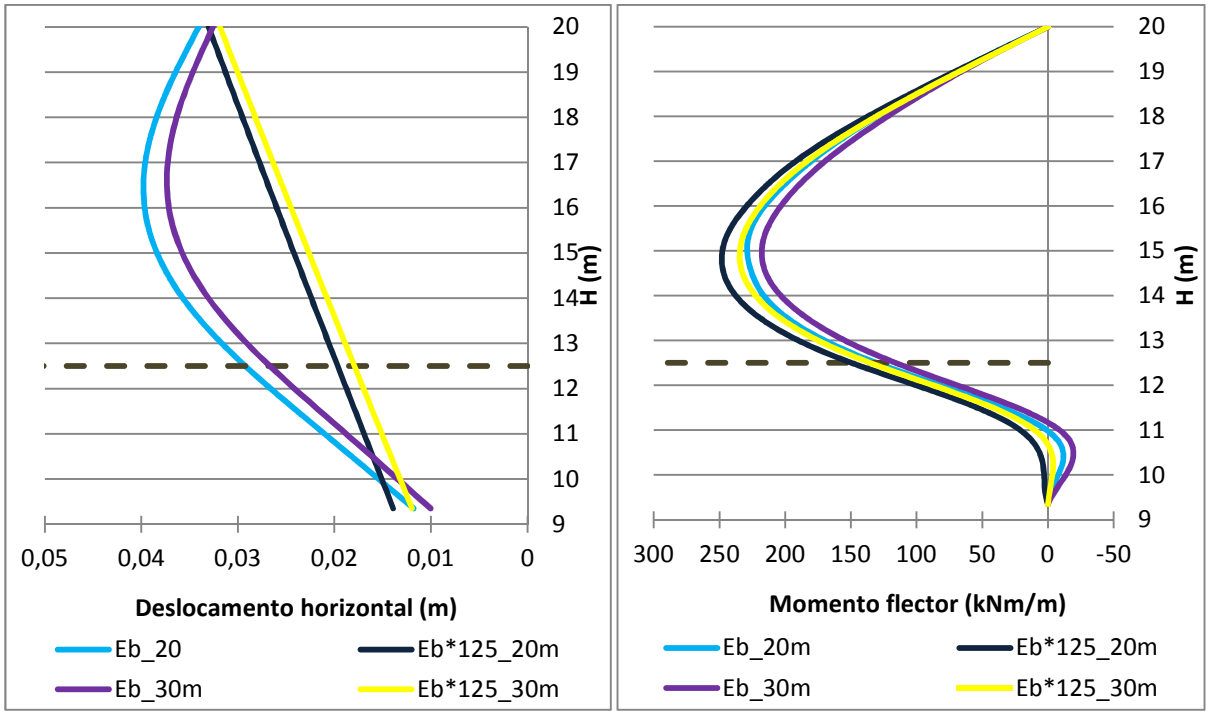
A.2.3. Cálculo com Apoio Deformável no Topo da Cortina

Nos presentes cálculos adoptou-se uma rigidez axial do apoio de EA = 21735 kN/m. Todas as outras condições se mantiveram idênticas a A.2.2.1.

Os deslocamentos horizontais da parede, agora com apoio deformável, diminuem e mantêm aproximadamente a mesma diferença em todo o comprimento da parede com o aprofundamento da fronteira inferior, como ilustra a Figura A.7 (a).

O deslocamento vertical ascendente da parede aumenta significativamente, assim como observado com o apoio rígido. Na parede mais rígida o deslocamento vertical ascendente aumenta de 6 para 25 mm e na parede mais flexível aumenta de 4 para 27 mm.

Os momentos flectores na parede sofrem uma alteração menos significativa quando o apoio é deformável, como demonstra a Figura A.7 (b). A redução dos momentos flectores é menor e, além disso, para as diferentes flexibilidades da parede analisadas, a redução é aproximadamente semelhante.



(a) (b)

Fig. A.7 – Confronto entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio deformável: a) deslocamentos horizontais da parede; b) diagramas de momentos flectores na parede

Os deslocamentos superficiais do terreno, ilustrados na Figura A.8, alteraram-se significativamente para os dois casos, assim como verificado com o apoio rígido. O assentamento do terreno na vizinhança da parede diminui aproximadamente para metade, de acordo com o maior deslocamento vertical ascendente da parede, e mais afastado desta o solo sofre um deslocamento ascendente muito significativo com o aprofundamento da fronteira horizontal, embora as deformadas do terreno se mantenham semelhantes.

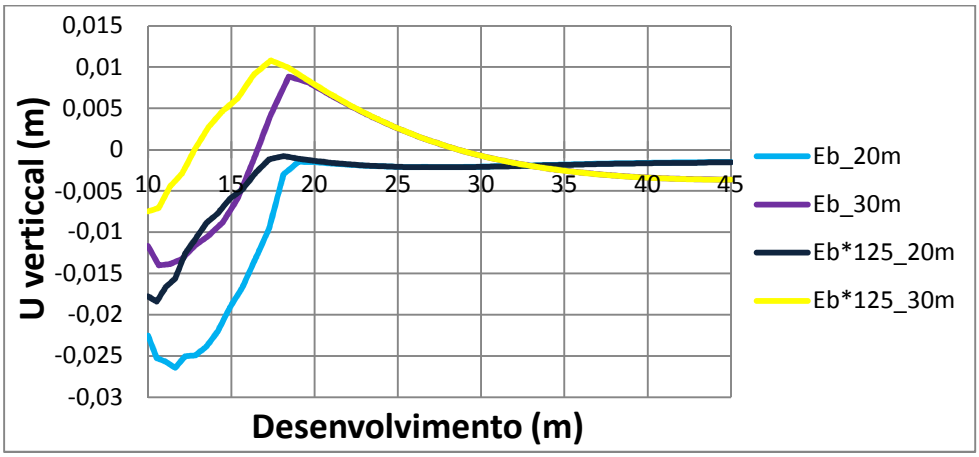
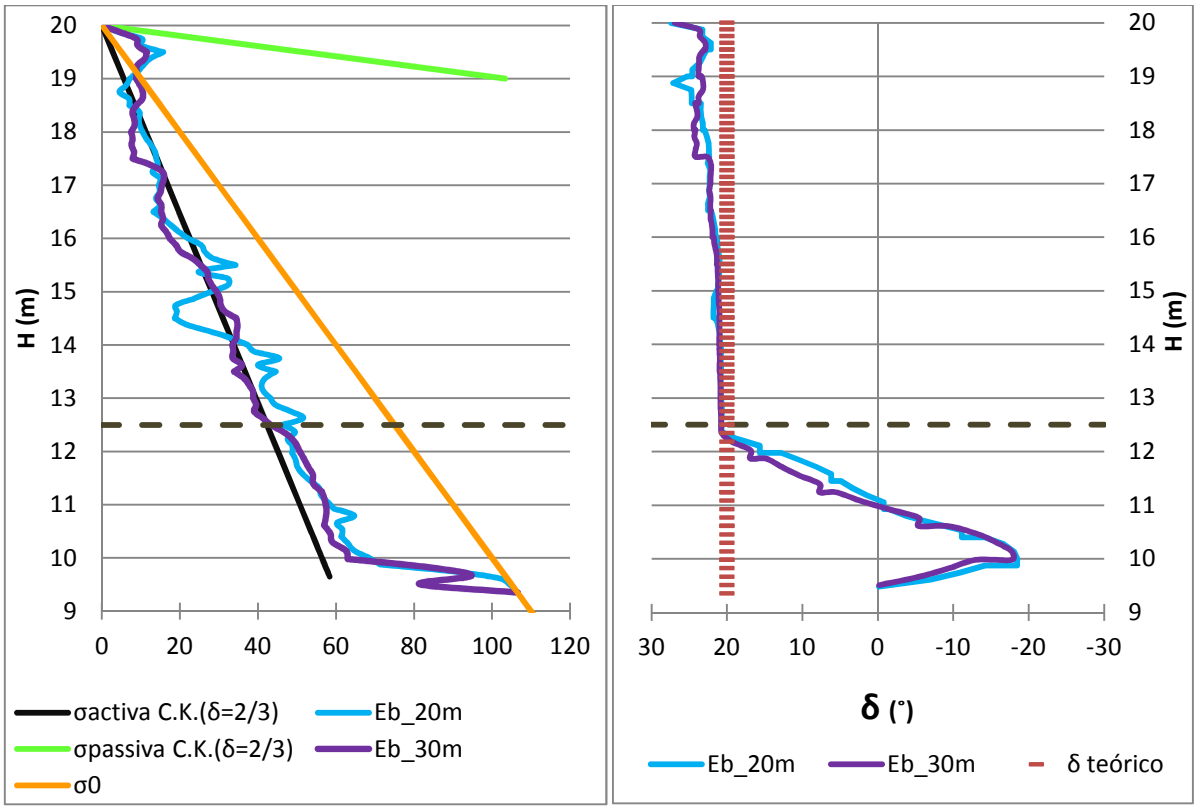


Fig. A.8 – Confronto de assentamentos superficiais entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio deformável

As tensões horizontais no tardoz da parede mais flexível apresentam-se na Figura A.9 (a) e os respectivos ângulos de interface solo-estrutura mobilizados na Figura A.9 (b).

As tensões horizontais no tardoz da parede não se alteram significativamente com o aprofundamento da fronteira inferior. A distribuição de tensões horizontais não sugere nenhuma tendência clara.

Os ângulos de interface solo-estrutura mobilizados mantêm-se aproximadamente coincidentes com o aprofundamento da fronteira horizontal, de acordo com as tensões horizontais.



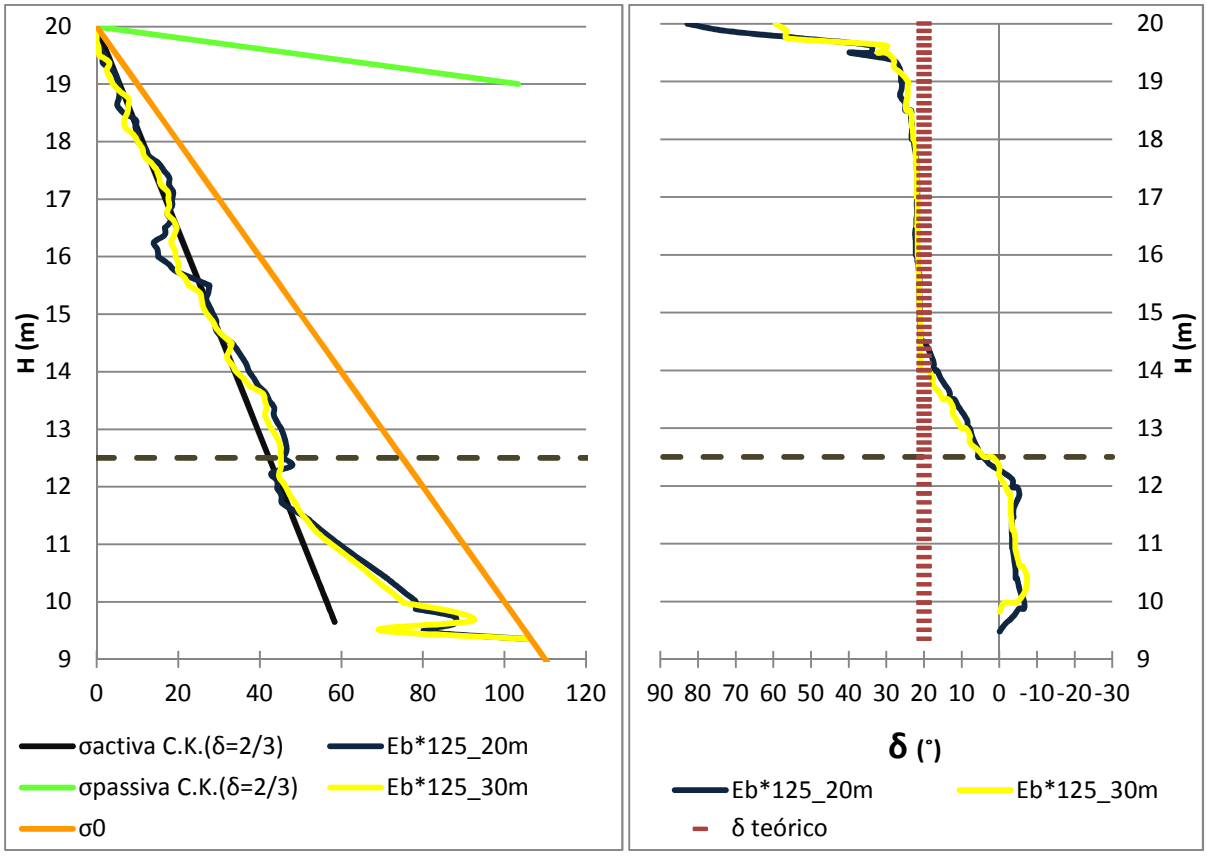
(a) (b)

Fig. A.9 – Confronto entre paredes de rigidez flexional E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio deformável: a) tensões horizontais no tardoz da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (°)

As tensões horizontais no tardoz da parede mais rígida ilustram-se na Figura A.9 (a) e os respectivos ângulos de interface solo-estrutura mobilizados na Figura A.9 (b).

Assim como na parede mais flexível, as tensões horizontais no tardoz da parede não se alteraram significativamente com o aprofundamento da fronteira inferior e a distribuição de tensões horizontais não sugere nenhuma tendência clara.

Os ângulos de interface solo-estrutura mobilizados mantêm-se aproximadamente coincidentes com o aprofundamento da fronteira horizontal, de acordo com as tensões horizontais. O "pico" de ângulo de interface solo-estrutura no topo da parede não assume importância especial, devendo-se apenas a uma irregularidade numérica.



(a) (b)

Fig. A.10 – Confronto entre paredes de rigidez flexional E_b*125 com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio deformável: a) tensões horizontais no tardoz da parede (kPa); b) ângulo de interface solo-estrutura mobilizado no tardoz da cortina (˚)

Com o aprofundamento da fronteira inferior a força no apoio diminuiu, embora de uma forma menos significativa da verificada quando o apoio é rígido, uma vez que a concentração de tensões horizontais no topo da parede não se altera significativamente. A força no apoio diminui aproximadamente 5% nas duas paredes de flexibilidade diferente.

As tensões horizontais em frente da parede, ilustradas na Figura A.11, não sofreram alterações significativas. No entanto, refira-se o aumento das tensões horizontais na zona acima do pé da parede com o aprofundamento da fronteira rígida horizontal. Optou-se por não representar os respectivos ângulos de interface solo-estrutura mobilizados, uma vez que se apresentam praticamente coincidentes.

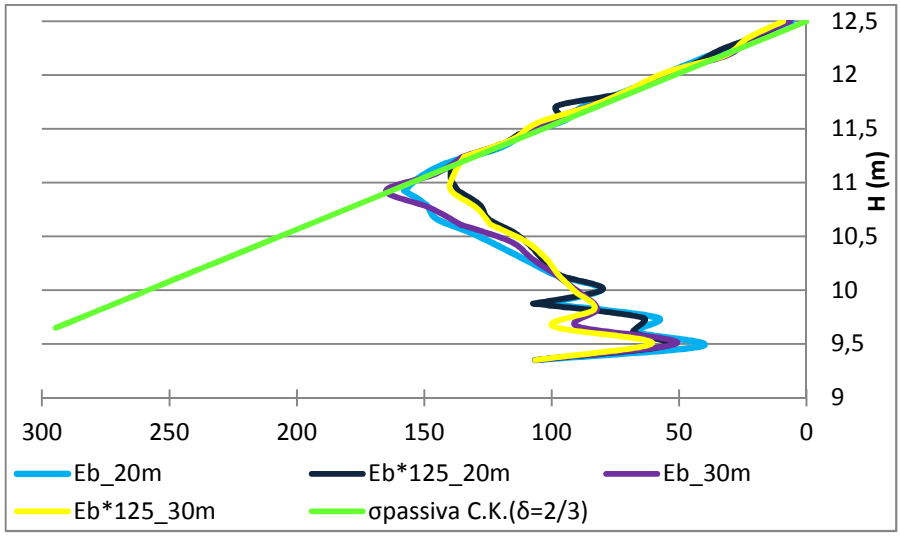


Fig. A.11 – Confronto de tensões horizontais em frente da parede entre paredes de rigidez flexional E_b*125 e E_b com posições distintas da fronteira rígida horizontal e apoio deformável (kPa)

As tensões verticais no solo em frente e atrás da parede, bem como na própria parede são praticamente coincidentes com a alteração da posição da fronteira inferior quando o apoio é deformável e, como tal, não foram representadas.

Com o aprofundamento da fronteira rígida inferior as alterações observadas com o apoio deformável são consideravelmente diferentes em relação às observadas com o apoio rígido.

Quando o apoio é deformável, devido ao maior deslocamento horizontal da parede, a mobilização de tensões tangenciais no lado de tardoz aumenta significativamente, o que se verifica com a correspondente mobilização do ângulo de interface solo-estrutura. Apesar do deslocamento vertical ascendente da parede aumentar pronunciadamente, assim como na consideração do apoio rígido, a mobilização de tensões tangenciais no lado de tardoz da parede não aumenta significativamente, uma vez que estas já foram mobilizadas devido ao deslocamento horizontal da parede. Deste modo, a tensão vertical na parede e no solo mantêm-se semelhantes e, consequentemente as tensões horizontais não sofrem significativas alterações. Por este motivo, a redução dos momentos flector na parede e do esforço no apoio não é tão significativa como a observada com o apoio da parede rígido.

Pedro (2010), utilizando os programas *Phase* 2 e FEMEPDIN, avaliou e confirmou a influência da posição da fronteira rígida horizontal.

Para terminar, é de referir que a fronteira rígida vertical utilizada em todos os cálculos anteriores efectuados localizou-se a 65 m do meio da escavação. Num novo cálculo, efectuado apenas com o apoio rígido, optou-se por deslocar a fronteira rígida vertical para os 45 m confrontando os resultados com aqueles obtidos nos cálculos anteriores. Relembre-se que a fronteira rígida vertical impede apenas os deslocamentos horizontais.

Ao contrário das consideráveis variações observadas com a alteração da fronteira rígida horizontal, a alteração da fronteira rígida vertical não apresentou significativas variações. Registou-se apenas uma ligeira redução dos deslocamentos e um ligeiro aumento da tensão na parede para as duas paredes de flexibilidade diferente, que podem ser explicados pelo maior confinamento resultante da aproximação das fronteiras rígidas verticais, e verificou-se ainda um ligeiro aumento dos assentamentos superficiais para a parede mais flexível.