

Dimensionamento de uma estrutura de contenção de terras flexível com vários níveis de apoio

Alejandro K. Fuertes

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Julho de 2016

Dimensionamento de uma estrutura de contenção de terras flexível com vários níveis de apoio

Alejandro K. Fuertes

Relatório Final de Projeto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientador:

António Miguel Verdelho Paula

Julho de 2016

MESTRADO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO 2016

DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA - ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Tel. +351-273 303 000

Fax +351-273 313 051

Correio eletrónico - estig@ipb.pt

<http://www.estig.ipb.pt>

Editado por

INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANCA

Campus de Santa Apolónia

5300-253 Bragança

Portugal

Tel. +351- 273 331 570

Fax. +351- 273 325 405

Correio eletrónico - suporte@ipb.pt

<http://www.ipb.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia da Construção 2013/2016, Departamento de Mecânica Aplicada - Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

AGRADECIMIENTOS

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

- Ao Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula, orientador da dissertação, pela forma amiga, disponibilidade, preocupação, estímulo e valiosos ensinamentos transmitidos no decorrer deste trabalho;

- Ao Prof. Dr. Paulo Alexandre Gonçalves Piloto, pela disponibilidade e ajudar a ampliar o conteúdo desta dissertação com o maior número de métodos numéricos;

- Ao Engenheiro. Vítor Manuel Pereira Gomes do Laboratório de Sistemas de Informação Geográfica pelos contributos para a realização desta dissertação;

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

À Ieva por toda a dedicação, amor, carinho companheirismo e paciência em todas as ocasiões.

RESUMO

O presente trabalho, no âmbito de projeto final de curso de mestrado em Engenharia da Construção, teve como objetivo o estudo do comportamento de estruturas de suporte de terras flexíveis multi-apoiadas (com diferentes tipos de apoio) para dois tipos solos homogêneos.

Recorreu-se às teorias clássicas, como a de Rankine, desenvolvidas para estruturas de suporte de terras rígidas. Às teorias semi-empíricas de Terzaghi & Peck que culminaram nos diagramas de Terzaghi & Peck. Apesar de os diagramas de Terzaghi & Peck serem diagramas de pressões de terras a usar em estruturas de suporte de terras flexíveis, apresentam algumas limitações importantes, como a sua aplicação apenas em solos heterogêneos, com presença ou não de níveis freáticos, e sem fornecer distribuição das pressões de terras na zona passiva (zona enterrada).

Como na atualidade os modelos de elementos finitos permitem simular de modo muito mais rigoroso os problemas da engenharia. O presente trabalho esteve focado em analisar um caso prático em diferentes solos e com diferentes tipos de apoios. Será estudado mediante os métodos analíticos usando as teorias clássicas e posteriormente métodos numéricos (com diferentes programas de cálculo). Finalmente serão comparados os resultados obtidos mediante os diferentes métodos usados.

As estruturas foram inicialmente pré-dimensionadas usando os métodos clássicos. Assim foram usados os diagramas de pressões de terras de Terzaghi & Peck para a zona ativa (zona em escavação) e a teoria de Rankine para conhecer as pressões de terras na zona enterrada da cortina (parede moldada) e recorrendo ao *software Ftool* para a obtenção dos parâmetros de dimensionamento de estruturas de suporte de terras objeto de estudo. Posteriormente utilizaram-se os programas de cálculo automático *CYPE 2015 k*, e o programa de cálculo de elementos finitos *PLAXIS Introductory 2010*. Estes programas permitem simular o faseamento construtivo do muro. Para estudar a influência de alguns parâmetros no comportamento da

cortina o estudo foi realizado com dois solos distintos, um solo argiloso mole e um solo arenoso denso. Assim como para dois tipos de apoios distintos, ancoragens ativas e escoras passivas.

Foram analisados diferentes parâmetros na estrutura de suporte; pressões horizontais das terras, deslocamentos horizontais, esforço axial, transverso e momento fletor.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de suporte flexíveis, efeito de arco em solos, teoria de Rankine, diagramas de Terzaghi & Peck, método numéricos.

ABSTRACT

The present work, as master's degree final project in Construction Engineering, was intended to study the behavior of flexible multi-propped earth retaining structures (using two types of propping methods) through two types of homogeneous soils without phreatic level

Classical theories were used, such as Rankine's, developed for rigid earth retaining structures- and also were used the semi-empirical theories of Terzaghi & Peck which culminated with Terzaghi & Peck's diagrams. Although Terzaghi & Peck's diagrams are used as earth pressure diagrams for flexible retaining earth structures, still show some important limitations, such as their suitability for being applied only in heterogeneous soils, in presence or absence of phreatic level and without giving any passive earth pressures distributions in the passive zone (buried zone).

At present, the finite element models allow to simulate in more rigorous way the cases studied in physical tests on a small scale. Therefore this investigation is focused on generating a model that will be studied by analytical methods using the classical theories and with numerical methods (with different calculus software) afterwards. Finally, comparing these results obtained with the various methods used.

The structures were initially designed by the use of classical methods. Also were used Terzaghi & Peck's earth pressures diagrams in the active zone (excavation area) while Rankine's theory was used to identify earth pressures in the buried zone of the wall and using *Ftool software* for obtaining the designing parameters of an earth retaining wall that were meant to be studied. Later on, some commercial calculus software were used such as *CYPE 2015 k* and *PLAXIS Introductory 2010*. These programs allow simulating wall construction phases. In order to identify the influence of some parameters in the wall behavior, the investigation was performed in two different soil types (soft clay and dense sandy soils) and for two types of propping methods (prestressed anchors and struts).

Different parameters in the earth retaining structure were analyze; lateral earth pressures, horizontal displacements, axial and shear forces and bending moment.

KEYWORDS: flexible earth retaining structures, arching phenomena in the soil, Rankine's theory
Terzaghi & Peck's diagrams, numerical method.

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	2
1.1. FUNDAMENTAÇÃO	2
1.2. ÂMBITO.....	5
1.3. OBJETIVO	7
2. BREVE REFERENCIA A ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE TERRAS FLEXÍVEIS	8
2.1. TEORIA CLASSICA DE DETERMINAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA	8
2.2. MÉTODOS ESPECÍFICOS PARA ESTRUTURAS FLEXÍVEIS	13
2.2.1. APOIO SIMPLE NA BASE (FREE EARTH SUPPORT).....	14
2.2.2. ENCASTRAMENTO NA BASE (<i>FIXED EARTH SUPPORT</i>).....	14
2.2.3. MÉTODO DE ROWE	16
2.2.4. ENVOLVENTES DE DIAGRAMAS APARENTES - TERZAGHI & PECK	17
2.2.5. MÉTODOS BASEADOS EM CALCULOS COMPUTACIONAIS	19
3. DESCRIÇÃO EXPERIMENTAL	24
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODOS ANALÍTICOS	28
4.1. SOLUÇÃO CONSTRUTIVA COM ANCORAGENS ATIVAS	28
4.1.1. PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE	28
4.1.1.1. <i>Determinação de pressões horizontais sobre a estrutura de suporte.....</i>	29
4.1.1.2. <i>Cálculo do número de ancoragens para a estrutura de suporte.....</i>	33
4.1.1.3. <i>Pré-dimensionamento das ancoragens.....</i>	37
4.1.1.4. <i>Resultados analíticos.....</i>	38
4.1.2. PERFIL GEOTÉCNICO ARENOSO DENSO.....	43
4.1.2.1. <i>Determinação de pressões/impulsos</i>	44
4.1.2.2. <i>Cálculo do número de ancoragens para a estrutura de suporte.....</i>	47
4.1.2.3. <i>Pré-dimensionamento das ancoragens.....</i>	48
4.1.2.4. <i>Resultados analíticos.....</i>	48
4.2. SOLUÇÃO CONSTRUTIVA COM ESCORAS	51
4.2.1. PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE	51
4.2.1.1. <i>Esforços nas escoras</i>	52

4.2.1.2.	<i>Pré-dimensionamento das escoras</i>	52
4.2.1.3.	<i>Verificação à encurvadura:</i>	53
4.2.2.	PERFIL GEOTÉCNICO AREIA Densa.....	55
4.2.2.1.	<i>Esforços nas escoras</i>	55
4.2.2.2.	<i>Pré-dimensionamento das escoras</i>	56
4.2.2.3.	<i>Verificação à encurvadura:</i>	56
5.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODOS NUMÉRICOS	58
5.1.	ANÁLISE NUMÉRICA - <i>CYPE 2015 k</i>	59
5.1.1.	PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE.....	61
5.1.1.1.	<i>Solução construtiva com ancoragens ativas</i>	62
5.1.1.2.	<i>Solução construtiva com escoras</i>	65
5.1.2.	PERFIL GEOTÉCNICO ARENOSO DENSO.....	68
5.1.2.1.	<i>Solução construtiva com ancoragens ativas</i>	69
5.1.2.2.	<i>Solução construtiva com escoras</i>	71
5.2.	ANÁLISE NUMÉRICA - <i>PLAXIS Introductory 2010</i>	73
5.2.1.	PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE.....	75
5.2.1.1.	<i>Solução construtiva com ancoragens ativas</i>	76
5.2.1.2.	<i>Solução construtiva com escoras</i>	79
5.2.2.	PERFIL GEOTÉCNICO ARENOSO DENSO.....	81
5.2.2.1.	<i>Solução construtiva com ancoragens ativas</i>	82
5.2.2.2.	<i>Solução construtiva com escoras</i>	84
6.	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES	86
6.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	86
6.2.	ANALISE DOS DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA DE SUPORTE.....	88
6.3.	COMPARAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA HORIZONTAIS NA ESTRUTURA DE SUPORTE.....	90
6.4.	COMPARAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL DA ESTRUTURA DE SUPORTE (OU CORTINA).....	93
6.5.	COMPARAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA CORTINA (OU ESTRUTURA DE SUPORTE).....	95
6.6.	COMPARAÇÃO DO MOMENTO FLETOR NA CORTINA.....	97
6.7.	CONCLUSÕES.....	99
7.	BIBLIOGRAFIA	102

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Fig. 2.1 - Caso hipotético para o cálculo das pressões de terra numa cortina vertical.</i>	9
<i>Fig. 2.2 - Representação da tensão vertical e horizontal em círculos de Mohr.</i>	10
<i>Fig. 2.3 - Representação da tensão vertical e horizontal em círculos de Mohr.</i>	10
<i>Fig. 2.4 - Diagrama de pressões e de momento fletor numa cortina monoapoiada com apoio simples na base.</i>	14
<i>Fig. 2.5 - Cortina monoapoiada com apoio encastrado na base, a) Diagrama de pressões e de momento fletor; b) deformada admitida no método da linha elástica.</i>	15
<i>Fig. 2.6 - Redistribuição das pressões horizontais passivas (1952) e ativas (1956) segundo Rowe</i>	16
<i>Fig. 2.7 - Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas</i>	17
<i>Fig. 2.8 - Fases de cálculo nas análises numéricas (Matos Fernandes, 1990)</i>	19
<i>Fig. 2.9 - Deslocamentos da cortina, assentamento da superfície, pressões de terra e diagramas de pressões aparentes para ancoragens com pré-esforço nulo (Matos Fernandes, 1990)</i>	20
<i>Fig. 2.10 - Deslocamentos da cortina, assentamento da superfície, pressões de terra e diagramas de pressões aparentes para ancoragens com pré-esforço com base no diagrama representado (Matos Fernandes, 1990)</i>	21
<i>Fig. 2.11 - Evolução dos deslocamentos da cabeça do 2º nível de ancoragens (Matos Fernandes, 1990)</i>	21
<i>Fig. 3.1 - Características do perfil geotécnico argiloso mole</i>	24
<i>Fig. 4.1 - Características geotécnicas - solo argiloso mole.</i>	28
<i>Fig. 4.2 - Diagrama de pressões Terzaghi Peck em argila mole e sobrecarga de utilização.</i> ..	29
<i>Fig. 4.3 - Disposição das ancoragens consoante a alternativa adotada.</i>	34
<i>Fig. 4.4 - Características geométricas das ancoragens da solução adotada.</i>	35
<i>Fig. 4.5 - Condições de segurança de instalação e serviço das ancoragens.</i>	36
<i>Fig. 4.6 - Diagramas para solo argiloso mole considerando apoios duplos: a) de pressões de terras (kN/m²); b) esforços axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores (kN.m) (Ftool).</i>	39

Fig. 4.7 - Diagramas do solo argiloso mole considerando apoios elásticos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores ($kN.m$) (<i>Ftool</i>).	42
Fig. 4.8 - Características geotécnicas do solo arenoso denso.	43
Fig. 4.9 - Diagrama de pressões Terzaghi e Peck para areia densa e sobrecarga de utilização.....	44
Fig. 4.10 - Diagramas para solo argiloso considerando apoios duplos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores ($kN.m$) (<i>Ftool</i>).	49
Fig. 4.11 - Diagramas do solo argiloso considerando apoios elásticos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços Axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores ($kN.m$) (<i>Ftool</i>).	50
Fig. 4.12 - Distribuição das escoras no solo argila mole e sobrecarga de utilização.	51
Fig. 4.13 - Distribuição das escoras no solo areia densa e sobrecarga de utilização.	55
Fig. 5.1 - Modelo numérico de estrutura de suporte com 2 níveis de ancoragens em solo argiloso mole.....	63
Fig. 5.2 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo argiloso mole - CYPE 2015 k.	64
Fig. 5.3 - Modelo numérico de estrutura de suporte com 2 níveis de ancoragens em solo argiloso mole.....	66
Fig. 5.4 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo argiloso mole - CYPE 2015 k.....	67
Fig. 5.5- Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo arenoso denso - CYPE 2015 k.	70
Fig. 5.6 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo arenoso denso - CYPE 2015 k.....	72
Fig. 5.7 - Geometria generica do modelo.....	73
Fig. 5.8 - Malha de elementos finitos do modelo base.	74
Fig. 5.9 - Modelo com ancoragens ativas em solo argiloso mole.	77
Fig. 5.10 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo argiloso mole - PLAXIS Introductory 2010.....	78
Fig. 5.11 - Modelo com escoras em solo argiloso mole.....	79

<i>Fig. 5.12 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo argiloso mole - PLAXIS Introductory 2010.</i>	80
<i>Fig. 5.13 - Modelo com ancoragens ativas em solo arenoso denso.</i>	82
<i>Fig. 5.14 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo arenoso denso - PLAXIS Introductory 2010.</i>	83
<i>Fig. 5.15 - Modelo com escoras em solo arenoso denso.</i>	84
<i>Fig. 5.16 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo arenoso denso - PLAXIS Introductory 2010.</i>	85
<i>Fig. 6.1 - Deslocamentos horizontais na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.</i>	89
<i>Fig. 6.2 - Deslocamentos horizontais na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.</i>	89
<i>Fig. 6.3 - Pressões de solo na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.</i>	91
<i>Fig. 6.4 - Pressões de solo na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo a)</i>	92
<i>Fig. 6.5 - Pressões de solo na estrutura flexível em solo arenoso denso para CYPE e PLAXIS</i>	92
<i>Fig. 6.6- Esforços axiais na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.</i>	94
<i>Fig. 6.7 -Esforços axiais na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.</i>	94
<i>Fig. 6.8 - Esforços transversos na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.</i>	96
<i>Fig. 6.9 - Esforços transversos na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.</i>	96
<i>Fig. 6.10 - Momentos fletores na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.</i>	98
<i>Fig. 6.11 - Momentos fletores na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.</i>	98



ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 4.1 - Alternativas para a disposição das ancoragens.....</i>	<i>30</i>
<i>Tabela 4.2 - Cálculo da tensão vertical efetiva em solo argiloso.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabela 4.3 - Resumo dos valores de diferentes coeficientes de impulsos.</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 4.4 - Pressões de terras na argila mole a 9 e 16m de profundidade. (Teoria de Rankine).....</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 4.5 - Alternativas para a disposição das ancoragens ativas.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabela 4.6 - Impulsos na área de influência das ancoragens ativas.</i>	<i>36</i>
<i>Tabela 4.7 - Dimensionamento dos cordoes das ancoragens.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabela 4.8 - Características físicas do elemento definido no programa de cálculo.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabela 4.9 - Geometria da secção do elemento.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabela 4.10 - Valores do fator de influência – Is.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabela 4.11 - Resumo dos valores de diferentes coeficientes de impulsos.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabela 4.12 - Distribuição das pressões e impulsos no solo arenoso.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabela 4.13 - Pressões da areia densa a 9 e 16m de profundidade (Teoria de Rankine).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabela 4.14 - Alternativas para a disposição das ancoragens ativas.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabela 4.15 - Secção transversal e rigidez axial de escoras em solo argiloso mole.</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 4.16 - Verificação à encurvadura das escoras.</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 4.17 - Verificação à curvatura de escoras em solo argiloso - (1).....</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 4.18 - Verificação à curvatura de escoras em solo argiloso - (2).....</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 4.19 - Verificação de segurança à encurvadura nas escoras - solo argiloso mole.</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 4.20 - Secção transversal e rigidez axial de escoras em solo arenoso denso.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabela 4.21 - Verificação à curvatura de escoras em solo arenoso (1).</i>	<i>56</i>
<i>Tabela 4.22 - Verificação à curvatura de escoras em solo arenoso (2).</i>	<i>57</i>
<i>Tabela 4.23 - Verificação de segurança à encurvadura nas escoras - solo arenoso denso. ...</i>	<i>57</i>
<i>Tabela 5.1- Parâmetros materiais da cortina.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabela 5.2 - Dados gerais da geometria da cortina.</i>	<i>60</i>
<i>Tabela 5.3 - Características do perfil geotécnico argiloso mole.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 5.4 - Dados gerais do perfil geotécnico argiloso mole.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 5.5 - Dados específicos do perfil geotécnico argiloso mole.</i>	<i>61</i>

<i>Tabela 5.6 - Parâmetros da ancoragem ativa nº1.</i>	62
<i>Tabela 5.7 - Parâmetros da ancoragem ativa nº2.</i>	63
<i>Tabela 5.8 - Parâmetros da escora nº1.</i>	65
<i>Tabela 5.9 - Parâmetros da escora nº2.</i>	65
<i>Tabela 5.10 - Características do perfil geotécnico arenoso denso.</i>	68
<i>Tabela 5.11 - Dados gerais do perfil geotécnico argiloso mole.</i>	68
<i>Tabela 5.12 - Dados específicos do perfil geotécnico argiloso mole.</i>	68
<i>Tabela 5.13 - Parâmetros da ancoragem ativa nº1.</i>	69
<i>Tabela 5.14 - Parâmetros da ancoragem ativa nº2.</i>	69
<i>Tabela 5.15 - Parâmetros da escora nº1.</i>	71
<i>Tabela 5.16 - Parâmetros da escora nº2.</i>	71
<i>Tabela 5.17 - Parâmetros da estrutura de suporte.</i>	74
<i>Tabela 5.18 - Pesos específicos do solo argiloso mole.</i>	75
<i>Tabela 5.19 - Características gerais do solo argiloso mole.</i>	76
<i>Tabela 5.20 - Parâmetros das ancoragens ativas.</i>	76
<i>Tabela 5.21 - Parâmetros da escora nº1.</i>	79
<i>Tabela 5.22 - Pesos específicos do solo arenoso denso.</i>	81
<i>Tabela 5.23 - Características gerais do solo argiloso mole.</i>	81
<i>Tabela 5.24 - Parâmetros das ancoragens ativas.</i>	82
<i>Tabela 5.25 - Parâmetros da escora nº1.</i>	84
<i>Tabela 6.1 - Deslocamentos máximos para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.</i>	88
<i>Tabela 6.2 - Pressões de terra horizontais máximas para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.</i>	90
<i>Tabela 6.3 – Esforço axial máximo para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.</i>	93
<i>Tabela 6.4 - Esforço transversal máximo para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.</i>	95
<i>Tabela 6.5 – Momento fletor máximo para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.</i>	97

ÍNDICE DE LETRAS LATINAS

A_{barra} - Área da secção transversal da barra de simulação

$A_{influência}$ - Área de influência

A_p - A secção do aço de pré-esforço

b - Largura da secção

B - Largura da hipotética sapata

c' - Coesão efetiva do solo

c - Coesão do solo

c_u - Resistência não drenada do solo

d' - Altura enterrada

d - Altura da secção

ds - Densidade aparente

e - Espessura da cortina

E - Módulo de Young

EA - Rigidez axial da estrutura

E_{barra} - Módulo de elasticidade

E_{cm} - Módulo de elasticidade média do betão

EI - Rigidez flexional da estrutura

E_{ref} - Módulo de deformabilidade de referência

E_{solo} - Módulo de deformabilidade do solo

E_u - Módulo de deformabilidade não drenada

f_y - Tensão de cedência

F - Força instalada no ponto de apoio

F_{Hi} - Força horizontal na ancoragem

- g - Gradiente módulo de Winkler
- G - Módulo de corte
- h - Profundidade da escavação
- H - Altura de escavação
- i - Raio de giração
- I_a - Impulso ativo
- I_{AC} - Resultante dos impulsos acumulados
- I_p - Impulso passivo
- I_q - Impulsos da sobrecarga
- I_s - Fator de influência cujo valor é a media dos valores
- I_t - Impulsos do terreno
- I_T - Impulso horizontal total
- K_a - Coeficiente de impulso ativo
- K_i - Coeficiente da mola
- K_p - Coeficiente de impulso passivo
- K_0 - Coeficiente de impulso de repouso
- l - Comprimento do elemento
- L_{barra} - Comprimento da barra de simulação
- L_e - O comprimento efetivo
- $L_{spacing}$ - Espaçamento entre ancoragens no plano horizontal
- n - Número de níveis de ancoragens
- N - Esforço axial na barra de simulação
- N_c - Número de estabilidade crítico
- N_b - Número de estabilidade da base
- $N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial de compressão

N_{sd} - Esforço axial atuante

ma - Módulo de Winkler ativo

mp - Módulo de Winkler passivo

q - Sobrecarga de utilização

p - Carga distribuída por unidade de superfície da sapata

$P.E.$ - Pré-esforço instalado nas ancoragens

q - Sobrecarga de utilização

R_{inter} - Ângulo de atrito interno solo/paramento

R_d - Contra impulso passivo na base

s' - Espaçamento horizontal entre ancoragens consecutivas

s - Espaçamento horizontal entre ancoragens admitido

t - Espessura do perfil da escora

T_{max} - Carga máxima previsível

w - Peso por metro de desenvolvimento

z - Profundidade



ÍNDICE DE LETRAS GREGAS

α - Ângulo de inclinação da ancoragem com a horizontal

α_i - Ângulo de inclinação de cada ancoragem com a horizontal

γ - Peso volúmico

γ_{ce} - Coeficiente de minoração de cargas

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança

γ_{unsat} - Peso específico não saturado do solo

γ_s - Coeficiente de majoração de cargas

γ_{sat} - Peso específico saturado do solo

δ - Ângulo de interface solo-estrutura

ΔL - Deformação na barra simulando o efeito do solo

λ_1 - Esbelteza

$\bar{\lambda}$ - Esbelteza normalizada

ν - Coeficiente de Poisson do solo

σ'_h - Tensão horizontal efetiva do solo

σ'_{ha} - Tensão ativa horizontal efetiva do solo

σ'_{hp} - Tensão passiva horizontal efetiva do solo

σ'_v - Tensão efetiva vertical media

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical do solo em repouso

σ_h - Tensão horizontal do solo

σ_{ha} - Tensão ativa horizontal do solo

σ_{hp} - Tensão passiva horizontal do solo

σ_v - Tensão normal vertical do solo

σ_{v0} - Tensão normal vertical do solo em repouso

σ_t - Tensão normal do solo

σ_q - Tensão normal devida à sobrecarga

ϕ' - Ângulo de atrito interno do solo

ϕ - Ângulo de atrito

χ - Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

1.

INTRODUÇÃO

1.1. FUNDAMENTAÇÃO

Na área da construção civil, é necessária a criação de infraestruturas físicas que por uma parte, respondam às necessidades da sociedade atual, concentrada nas cidades, e que sejam cada vez mais sustentáveis e competitivas. Ao estar este tipo de obras concentrado em cidades e áreas urbanas, conduz a uma maior necessidade da realização de construções subterrâneas, o que implica a necessidade de executar escavações profundas e conseqüentemente a execução estruturas de suporte de terras a grande profundidade tais como as cortinas ou cortinas moldadas. A crescente necessidade de criação de vias de transporte e parques subterrâneos, caves e fundações de edifícios a maiores profundidades, são alguns dos exemplos da necessidade de este tipo de estruturas.

Na vida prática estas estruturas impõem, para além da determinação dos parâmetros de dimensionamento, tais como, deslocamento máximos da cortina ou cortina moldada, comportamento do fundo do terreno, assentamentos da sua superfície, distribuição das pressões das terras e os esforços internos gerados na estrutura, questões de como equilibrar grandes esforços horizontais com o mínimo de deslocamentos do maciço terroso e das estruturas localizadas nas vizinhanças. Em muitos destes casos, a utilização de estruturas flexíveis tais como cortinas moldadas de betão armado ancoradas ou escoradas é a solução mais adequada.

As cortinas moldadas de betão armado surgem em Itália por volta de 1950, sendo patenteadas pelos professores Veder e Marconi em 1952 e 1953, respetivamente, como uma evolução das cortinas de estacas moldadas tangentes e secantes. E são definidas como estruturas de contenção que sofrem ou experimentam deformações devidas a flexão e as quais intervêm na ordem de

grandeza e na distribuição das pressões da terra, condicionando desta forma os impulsos das terras, esforços transversos e os momentos fletores

Este tipo de solução tem a vantagem de permitir minimizar os deslocamentos no terreno e no tardoz da cortina. Para o dimensionamento da estrutura é necessário determinar a resultante e da distribuição das pressões que se exerce na estrutura, quer de natureza ativa ou passiva, e do estado de deformação relativo às mesmas. Isto implica um grande grau de complexidade, devido à dificuldade na determinação da rigidez relativa solo estrutura e ao faseamento construtivo.

Até mediados do século XX o dimensionamento das estruturas flexíveis de suporte de terras eram baseadas nas teorias clássicas de Coulomb e Rankine. Estes métodos de cálculo, genericamente designadas por Teorias dos Estados Limite, incorporam o conceito de plasticidade, considerando que a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada. Mediante a aplicação da teoria de resistência ao corte dos solos, determinam-se os estados de tensão que atinge uma massa semi-infinita de um solo quando este se desloca paralelamente à superfície, o que conduz a um estado limite que pode ser ativo ou passivo. Estes Estados Limites foram chamados Estados de Equilíbrio Plástico, permitindo uma compreensão mais racional dos fenómenos de rotura do solo. Mas estas teorias clássicas tinham algumas desvantagens, já que não tinham em conta a flexibilidade da estrutura e os seus efeitos no comportamento do maciço conduzindo a soluções pouco rentáveis economicamente.

Posteriormente, autores como Rowe, com o melhoramento na compreensão do funcionamento deste tipo de estruturas, introduziu inovações no cálculo das mesmas, bem como da interação do maciço terroso com a flexibilidade da estrutura de suporte. 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, ressaltando o efeito de arco no solo, efeito este que contribui para a redução do momento fletor máximo atuante na cortina.

Estes métodos conseguiram otimizar o processo do dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis. Paralelamente, 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, que através da divisão de um meio contínuo em partes mais simples, permite

calcular soluções aproximadas e em consequência capaz de modelar e calcular estruturas de suporte flexíveis cada vez com mais rigor. Esta crescente precisão permite não só projetar estruturas mais seguras bem como mais económicas. Estas ferramentas de cálculo têm um interesse grande no âmbito da geotecnia, orientado fundamentalmente para estruturas de suporte em meio urbano, uma vez que aqui os assentamentos dos terrenos vizinhos às escavações são extremamente condicionantes. Esses assentamentos podem ser estimados através de programas de cálculo de elementos finitos, permitindo assim a compreensão dos fenómenos associados a este tipo de estruturas.

O tema central deste trabalho será o cálculo e dimensionamento, mediante vários métodos de cálculo com *software* informáticos de um tipo de estruturas flexíveis de suporte de terras. Pretende-se assim comparar diferentes métodos de cálculo e o efeito desses cálculos em diferentes formações geológicas/geotécnicas. Também se pretende estudar a melhor configuração da estrutura de suporte respeitando as especificações de segurança dos códigos de construção nomeadamente o Eurocódigo 1 Ações em estruturas. Parte 1-1 - Ações gerais (2009); Eurocódigo 2 Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1 - Regras gerais e regras para edifícios (2010).; Eurocódigo 3. Projeto de estruturas de aço. Parte 1 - Regras gerais e regras para edifícios (2010); Eurocódigo 7. Projeto Geotécnico. Parte 1-1 - Regras Gerais (2009).

1.2. ÂMBITO

O presente trabalho está orientado ao estudo e análise de uma estruturas de suporte de terras flexíveis com vários níveis de ancoragens ou escoras, realizadas em dois solos diferentes: o primeiro solo é uma argila mole e o segundo solo é uma areia densa. Em ambos casos, apenas serão realizadas análises sem nível freático.

Enquanto a estrutura considerada será uma cortina moldada em betão armado, contemplando a inclusão de sistemas ancorados assim como sistemas escorados.

Segundo o portal de arquitetura e engenharia civil Construmática (2009) define-se como cortinas moldadas os elementos estruturais, fabricados em betão armado, construídos *-in situ-* por meio da escavação no terreno de valas profundas e compridos, sem necessidade de entivacões. Estas cortinas são construídas antes da execução da escavação, e estão sujeitas a solicitações relacionados com o peso da estrutura, as pressões das terras e das tensões nos elementos de apoio tais como as ancoragens e tirantes. Pelo que um desenho adequado da estrutura de suporte deve estabelecer um equilíbrio dessas forças sem introduzir esforços de corte que se aproximem à resistência de corte do solo.

No caso de perfis geotécnicos coesivos, na escavação da vala, emprega-se lamas bentoníticas, que são inseridas à medida que a escavação vai avançando, permanecendo na vala, nas operações de escavação, colocação da armadura e da própria betonagem. Finalmente e devido a que o peso volúmico do material tixotrópico é inferior ao do betão, a lama bentoníticas será expulsa da escavação à medida que se vai betonando, e reaproveitado para as fases posteriores.

O faseamento construtivo deste tipo de estruturas são:

- Construção de muros-guia
- Escavação das valas e colocação das lamas bentoníticas (se for preciso);
- Colocação das armaduras;
- Betonagem do muro;
- Execução parcial da escavação;

- Instalação do sistema de suporte (ancoragens ou escoras);
- Construção da viga de coroamento;
- Repetição dos passos de escavação e instalação de sistemas de suporte.

Em relação aos sistemas de suporte, as escoras são elementos que apareceram com as tecnologias construtivas primitivas e usadas até hoje em dia. Como refere Matos Fernandes (1990) são elementos sujeitos a esforços axiais de compressão, sendo o dimensionamento orientado de modo a resistir a esta solicitação. Independentemente da regulamentação utilizada, o dimensionamento inicia-se com a determinação do esforço axial em cada escora. Normalmente as escoras estão dispostas na horizontal, servindo de apoio às cortinas de contenção. Contudo, em casos pontuais em que a largura da escavação é muito grande, as escoras podem obter reação se forem encastradas no solo ou num maciço de betão na base da escavação.

As ancoragens são soluções mais recentes, desde o início do século XX como refere Petros P. Xanthakos (1991), mas foi depois da Segunda Guerra Mundial que a sua utilização se intensificou. De forma análoga ao exposto no caso das escoras, são elementos mobilizados pelos esforços axiais e portanto dependem do método com o qual será modelada a estrutura.

1.3. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho, pretende contribuir para uma melhor compreensão do comportamento deste tipo de estruturas para diferentes perfis geotécnicos e utilizando diferentes métodos de cálculo analíticos como numéricos, além de mostrar alguns pontos relacionados com o dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis e o uso de vários elementos de suporte.

Para obter comparações mais claras, admitiu-se algumas condições iniciais comuns para todas as análises pelo que o desenvolvimento do estudo considera uma mesma configuração enquanto ao tipo de estrutura de suporte flexível (cortina) e variando apenas o tipo de perfis geotécnicos, e o tipo de sistemas de suporte utilizados (ancoragens/escoras). O modelo analítico será analisado num regime elástico linear para a estrutura flexível, no qual a relação entre tensões/deformações é linear. A rigidez dos elementos assim como do solo é constante, e não muda mesmo que existam deformações ou deslocamentos da estrutura.

Tal e como refere Matos Fernandes (1990), tratando-se de um maciço homogéneo com paramento vertical e rígido, atrito solo/paramento é nulo, considerou-se que a base teórica utilizada seria o Método de Rankine (1857) e os Diagramas de Terzaghi & Peck para dimensionamento de cortinas com vários níveis de apoio (1967) para a determinação do modelo analítico e definir as solicitações e posteriormente obter os de parâmetros objeto de comparação. A análise comparativa será feita em concordância aos resultados que serão obtidos do estudo analítico usando teorias e métodos analíticos e o *software Ftool* e o estudo numérico com programas de cálculo comerciais, *CYPE 2015 k* e *PLAXIS Introductory 2010*.

Para conseguir os objetivos já descritos, este trabalho foi organizado nos seguintes capítulos:

1. Introdução;
2. Breve referencia a estruturas de contenção de terras flexíveis;
3. Descrição numérica;
4. Apresentação dos resultados obtidos por métodos analíticos;
5. Apresentação dos resultados obtidos por métodos numéricos;
6. Comparação dos resultados obtidos e conclusões;
7. Bibliografia.

2.

BREVE REFERENCIA A ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE TERRAS FLEXÍVEIS

2.1. TEORIA CLÁSSICA DE DETERMINAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA

Na problemática das estruturas, como indica Matos Fernandes (1990), a interação das estruturas com solo implica a transmitir forças predominantemente verticais a esse solo, resultante do próprio peso do solo e das sobrecargas de utilização. Mas também são muitos os casos em que as estruturas interatuam com o solo através de forças com componentes horizontais. As estruturas de suporte de terras são um exemplo de esse tipo de estruturas, dividindo-se pelo seu funcionamento estrutural em estruturas flexíveis e rígidas.

As estruturas de suporte flexíveis são consideradas como estruturas de contenção onde é fundamental, para o seu desempenho, o desenvolvimento de deformações, principalmente por flexão que é uma das características que influencia a distribuição das pressões de terras e diretamente afeta os impulsos, momentos fletores e esforços transversos na estrutura de suporte. No âmbito das obras geotécnicas, é habitual ter dificuldades para determinar a resultante e a distribuição das pressões sejam de natureza ativa ou passiva, que o solo exerce sobre a estrutura. Também existem tais dificuldades para obter o estado de deformações associado devido à complexidade dos parâmetros que intervêm.

O objetivo do capítulo é fazer uma introdução resumida às teorias que possibilitaram dimensionar essas estruturas e mostrar a evolução que tiveram ao longo do tempo.

2.1.1. MÉTODO DE RANKINE

A determinação das pressões de terras sobre estruturas de suporte de terras foi resolvida de forma razoável a partir de teorias de Coulomb e Rankine nos séculos XVIII e XIX, respetivamente. E ambas coincidem em considerar a resistência ao corte do solo totalmente mobilizada conhecidas como “Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite”.

A “Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite” baseia-se fundamentalmente no conceito do coeficiente de impulso K , que representa a relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais (σ'_h e σ'_v , respetivamente);

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.1)$$

As teorias clássicas de determinação das pressões de terra sobre a estrutura baseiam-se na seguinte hipótese: Considere-se o caso de um paramento vertical liso e rígido inserido num maciço terroso puramente friccional, como mostra a *Figura 2.1*, onde num dos lados (lado esquerdo) é retirado o solo até determinada profundidade.

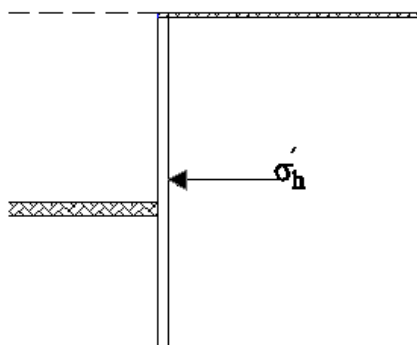


Fig. 2.1 - Caso hipotético para o cálculo das pressões de terra numa cortina vertical.

Se a estrutura começa a afastar-se do solo suportado, o solo experimenta uma certa relaxação e sofrerá deformações de tração denominados estado ativo. Representando as tensões verticais e horizontais no círculo de Mohr, observa-se que, conforme o paramento se desloca mais para a esquerda, o valor da tensão horizontal σ_{ha} se vai diminuindo enquanto o valor da tensão vertical σ_{v0} se mantém constante. A diminuição de σ_{ha} continua até atingir o valor mínimo e portanto aumenta o raio do círculo até ao valor a tensão horizontal mínima, como mostra a *Figura 2.2*.

Neste ponto, verifica-se o equilíbrio plástico, ou seja, mobilização integral da resistência ao corte do solo.

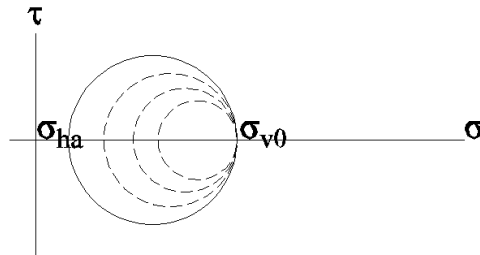


Fig. 2.2 - Representação da tensão vertical e horizontal em círculos de Mohr.

O caso oposto seria o deslocamento verificar-se para a direita da posição inicial do paramento rígido, empurrando o paramento contra o solo, começando a experimentar deformações de compressão denominado estado passivo.

As tensões verticais e horizontais seriam representadas no círculo de Mohr, de forma que a tensão máxima agora seria σ_{hp} tornando-se a tensão mínima σ_{v0} . Conforme o paramento se desloque, empurrando o solo e comprimindo-o, a tensão σ_{hp} ira crescendo até atingir um valor máximo e aumentando o raio do círculo de Mohr, atingindo um limite máximo denominado novamente equilíbrio plástico como mostra a *Figura 2.3*.

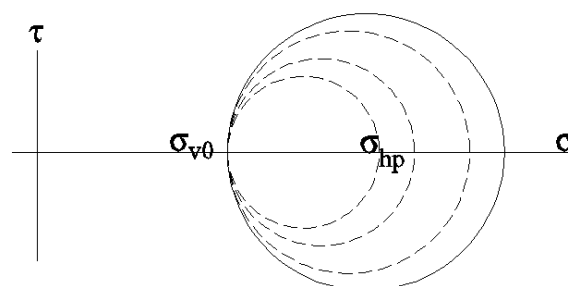


Fig. 2.3 - Representação da tensão vertical e horizontal em círculos de Mohr.

Com base a teoria descrita anteriormente, Rankine (1857) desenvolveu um método que permite determinar as pressões sobre um paramento que está em contacto com um maciço em estado de equilíbrio limite como refere Matos Fernandes (1990). Este método baseia-se em varias hipóteses iniciais, dentro das quais se enquadram os modelos tratados nesta dissertação:

- O maciço é de natureza puramente friccional;
- A superfície do terreno (terrapleno) é horizontal;
- O paramento é vertical e rígido;
- O atrito é nulo entre o solo e o paramento.

De maneira que segundo o “Método de Rankine” a pressão vertical num ponto é função da profundidade, z , do ponto e do peso específico γ do próprio solo. Portanto relaciona as pressões horizontais de terra σ_h sobre um paramento com as pressões verticais σ_v do mesmo solo, mediante uma constante K , tal com indica expressão (2.2):

$$\sigma'_h(z) = K \times \sigma'_v(z) = K \times \gamma \times z \quad (2.2)$$

De sublinhar o facto de que, em ambientes drenados ou em ausência de nível freático, as pressões de terras totais são igual às pressões efetivas do solo ($\sigma = \sigma'$)

A expressão para obter o K difere sensivelmente do tipo de perfil geotécnico em questão. A expressão genérica independentemente do solo a tratar seria (caso fosse um solo sem coesão, o segundo termo seria eliminado):

$$(K \text{ ativo}) \quad K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \text{sen}(\phi')}{1 + \text{sen}(\phi')} - \frac{2 \times c'}{\sigma'_v} \times \frac{\cos(\phi')}{1 + \text{sen}(\phi')} \quad (2.3)$$

$$(K \text{ passivo}) \quad K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} = \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} - \frac{2 \times c'}{\sigma'_v} \times \frac{\cos(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} \quad (2.4)$$

Mesmo assim o método de Rankine mostra algumas insuficiências relativamente à interação paramento-solo, como já foi indicado no 4º ponto das hipóteses. O atrito terras muro constitui uma propriedade que deve ser imposta ao método de cálculo e não devendo portanto ser uma consequência do próprio método.

Isto é uma imposição do método e não esta em concordância com o conceito de “atrito” que é dependente das características do solo e da superfície do paramento. Estas deficiências no método foram solucionadas posteriormente com outros métodos tais como os de Coulomb e

Caquot-Kérisel, com diferentes graus de efetividade, sendo o último método o mais recomendável segundo Matos Fernandes (1990).

Mais recentemente começaram-se a usar modelos matemáticos baseados nos elementos finitos, o que permite fazer uma análise mais complexa e completa, que considera a rigidez do solo e da estrutura em conjunto, analisando a influência que existe entre ambas.

2.2. MÉTODOS ESPECÍFICOS PARA ESTRUTURAS FLEXÍVEIS

As teorias expostas anteriormente são a base da teoria clássica que trata de dar solução ao caso de estruturas rígidas, mas que fornecem apenas uma referência para o dimensionamento de estruturas flexíveis.

Segundo Terzaghi (1943) isto deve-se basicamente à forma de serviço que têm estas estruturas flexíveis, que experimentam deformações por flexão que afetam a distribuição das pressões que o maciço lhes transmite, este fenómeno é conhecido por efeito de arco, que consiste na transferência de tensões entre a parte inferior do maciço que permanece sem deslocamento e a parte superior do maciço ao deslocar-se, deformando a estrutura flexível. O movimento relativo entre essas duas partes do maciço mobiliza a resistência ao corte entre eles, ao tentar manter a parte superior deslocada na posição inicial. Portanto ficaria a parte remanescente submetida maiores tensões

Convém referir que a redistribuição de pressões de terra pelo efeito de arco não depende só das deformações por flexão na estrutura, mas também é função das condições de apoio da cortina e da posição e rigidez das ancoragens ou escoras, nela instaladas.

Além do descrito anteriormente, é importante referir o facto de que o estado de tensão de repouso influencia o estado de tensão resultante da escavação, portanto as pressões sobre a estrutura de suporte.

Para dar uma resposta às deficiências da aplicação das teorias clássicas a estruturas de suporte de terras flexíveis, foram desenvolvidos métodos semi-empíricos com base em observações de obras nas quais foram usadas este tipo de estruturas. Algumas para estruturas monoapoiadas tais como, os métodos clássicos “*free earth support*”; “*fixed earth support*” e posteriormente o método de Rowe.

Para as estruturas apoiadas em vários níveis, objeto de estudo nesta dissertação, os diagramas de Terzaghi & Peck baseados no conceito das envolventes dos diagramas aparentes.

2.2.1. APOIO SIMPLE NA BASE (FREE EARTH SUPPORT)

O método de “*free earth support*” admite a condição de existir um apoio duplo na base da cortina. O método tem como objetivo determinar a altura enterrada da cortina d' , a distribuição de momentos e respetivo momento máximo, M_{max} , e a força no apoio, F para o posterior dimensionamento estrutural como se mostra na *Figura 2.4*.

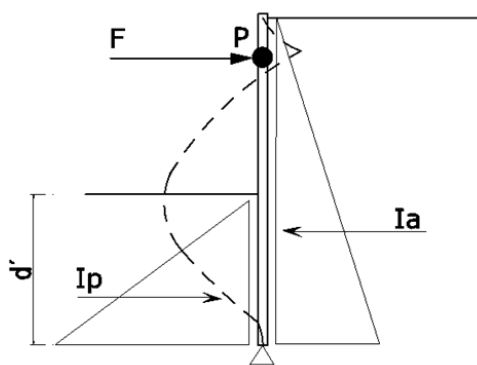


Fig. 2.4 - Diagrama de pressões e de momento fletor numa cortina monoapoiada com apoio simples na base.

Segundo diferentes autores (Matos Fernandes, 1990 e Vieira 1997) este é um método simplificado e os valores que fornece para o projeto costumam ser sobrestimados.

2.2.2. ENCASTRAMENTO NA BASE (FIXED EARTH SUPPORT)

Este método admite que existem condições geotécnicas suficientes para que na parte enterrada da cortina se possa produzir momento fletor. Assim, admite-se que existe um encastramento no pé ou base da cortina.

Como apresenta a *Figura 2.5*, existe uma força concentrada R_d designada como contra impulso passivo mobilizado na extremidade inferior da parte posterior da cortina que é indispensável para a realização do encastramento. Em consequência, propôs-se o método de Blum (1931) ou “método da linha elástica” que se baseia em duas hipóteses fundamentais:

- A deformada da cortina passa pelo ponto de ligação desta ao apoio superior (escora ou ancoragem);

- No ponto de aplicação de R_d , a cortina não se desloca e a deformada tem tangente vertical.

Este método ao depender de representações gráficas torna-se num sistema pouco rigoroso, pelo que também é utilizado outro método concebido por Blum denominado “método da viga equivalente” que considera a existência de uma rótula no ponto de inflexão transformando a cortina em duas partes, a parte superior numa viga isostática, e a parte inferior numa viga simplesmente apoiada. Em ambos casos a resolução do problema matemático é simples.

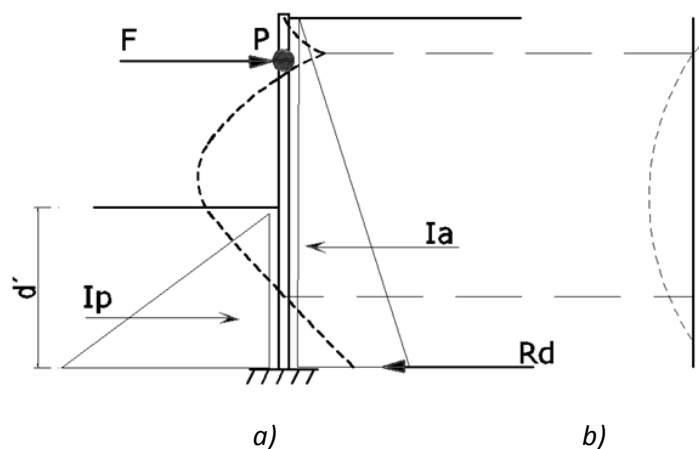


Fig. 2.5 - Cortina monoapoiada com apoio encastrado na base, a) Diagrama de pressões e de momento fletor; b) deformada admitida no método da linha elástica.

Tal como refere Cunha Esteves (2008) os métodos clássicos apresentados são pouco realistas já que o comportamento do sistema maciço-estrutura de suporte é, na realidade, muito diferente ao simulado. Como acontece por exemplo no caso do método da linha elástica, que impõe a imobilidade da cortina devido as pressões no solo para assegurar o encastramento, mas sem definir a forma em que isso acontece. Pelo que vários autores como Rowe (1952-1956) desenvolveram métodos para quantificar o efeito de flexibilidade das estruturas e a sua influência nas pressões das terras.

2.2.3. MÉTODO DE ROWE

Método de Rowe (1952-1956) baseia-se nos resultados obtidos em ensaios experimentais simulando diversos casos práticos para conseguir uma correção do momento máximo calculado segundo o método de “*free earth support*” como indica Matos Fernandes (1990).

Numa primeira fase do seu estudo, evidenciou que a distribuição das pressões passivas mobilizadas na frente da cortina é dependente da flexibilidade da cortina, caso a flexibilidade seja muito baixa, a distribuição de pressões seria semelhante à distribuição triangular de acordo com as teorias de Rankine & Coulomb, não obstante a deformação da cortina por flexão será pequena.

Contrariamente, no caso de ter uma cortina com uma grande flexibilidade, ocorrem rotações em torno de um ponto da parte enterrada e assim os impulsos passivos concentram-se num ponto próximo da linha do fundo de escavação, como mostra a *Figura 2.6*. Em consequência de esta deformação a distribuição de pressões de terra na estrutura de suporte é diferente da distribuição triangular citada anteriormente. Isto provoca uma redução do momento fletor mobilizado na cortina em relação ao valor fornecido pelo método “*free earth support*”.

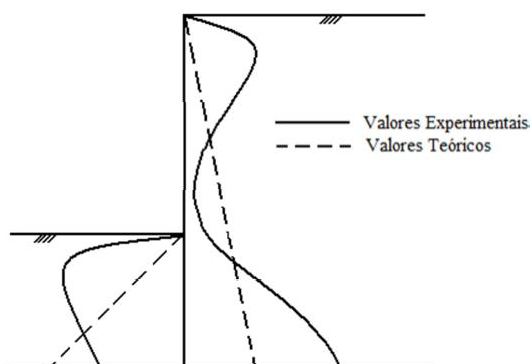


Fig. 2.6 - Redistribuição das pressões horizontais passivas (1952) e ativas (1956) segundo Rowe.

Numa segunda fase de estudos e ensaios, Rowe (1956) utilizou elementos de apoio com ancoragens e escoras, que experimentaram deslocamentos muito reduzidos nos pontos onde são instalados. Tal como no caso das pressões passivas, as pressões ativas sofrem uma redistribuição resultando na concentração de pressões e portanto dos deslocamentos nas regiões junto às ancoragem e na parte debaixo da linha de escavação, diminuindo as pressões na zona central da cortina, como apresenta a *Figura 2.6*.

2.2.4. ENVOLVENTES DE DIAGRAMAS APARENTES - TERZAGHI & PECK

Como foi apontado no início deste subcapítulo 2.2, para casos de estruturas com vários níveis de apoio ou multi-apoiadas, são usados os diagramas de Terzaghi & Peck. Estes diagramas baseiam-se na utilização do conceito de diagramas de pressões aparentes, que consiste na medição dos esforços em cada escora e dividir esse esforço pela área de influência de cada escora.

Mas observa-se que há divergências entre os diagramas de pressões aparentes e a grandeza da respetiva resultante para um mesmo caso. Isto depende principalmente de vários fatores tais como a velocidade de execução da escavação o tempo entre escavar e colocar o seguinte nível de escoras, etc. Realmente não se pode fazer uma estimativa dos esforços no escoramento com base só nas considerações teóricas, pelo que são usados em projeto diagramas de pressões aparentes que foram obtidos de diagramas medidos em obra.

Terzaghi e Peck reanalisaram (*Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1967) os resultados de observações obtidas até à data e publicaram os diagramas envolventes que se indicam na *Figura 2.7*.

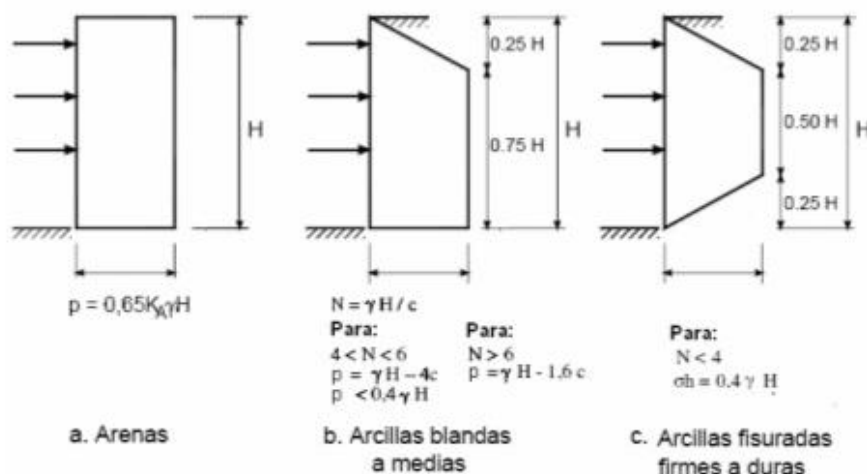


Fig. 2.7 - Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas.

A escolha dos diagramas é função do número de estabilidade base N_b que não é mais que a razão da tensão total ao nível da base da escavação pela resistência não drenada do solo argiloso.

Para valores do número de estabilidade inferiores a 2, interpreta-se que a escavação de face vertical é possível sem que nenhuma parte do maciço entre em equilíbrio plástico. Mas para valores entre 2 e 4 torna-se necessário a utilização de estruturas de suporte para assegurar a estabilidade da escavação em solos argilosos.

Estes diagramas são adequados para o caso de areias que representam um impulso (30%) superior ao impulso ativo do solo, mas para o caso de maciços argilosos os diagramas deixam de ser tão fiáveis.

Como indica Matos Fernandes (1990) numa escavação num maciço argiloso, se a altura enterrada da cortina for nula, acontece uma rotura do fundo por levantamento quando as tensões totais verticais no plano da base da escavação ultrapassam a capacidade de carga do solo subjacente. Nesse caso o número de estabilidade N_b designa-se número de estabilidade crítico N_c da ordem entre 5 e 8, dependendo das condições geométricas da escavação.

Quando o valor de N_b for superior ao valor crítico então a escavação deve ser prolongada até um estrato mais resistente, de forma que as pressões de tipo ativo do solo suportado seja equilibrado pela redistribuição feita pela própria cortina, com a consequência de que as escoras próximas do fundo do corte experimentam grandes esforços de compressão. Esses esforços não se podem estimar com os diagramas de Terzaghi & Peck porque não são consequência das pressões de terras ao longo da escavação mas também das pressões do solo abaixo da escavação.

Outro condicionante dos diagramas de Terzaghi & Peck é que se referem essencialmente a maciços homogêneos, contrariamente à grande parte dos casos práticos. Clough (1976) aconselha usar a teoria de Rankine para determinar um diagrama de pressões inicial e posteriormente multiplicar a sua resultante por um fator dependendo do tipo do solo. Posteriormente usar as distribuições de pressões segundo os diagramas de Terzaghi & Peck.

2.2.5. MÉTODOS BASEADOS EM CALCULOS COMPUTACIONAIS

Sendo este tipo de estruturas altamente hiperestéticas e as pressões de terras altamente dependentes da rigidez relativa solo estrutura, apos a década dos 60, os métodos numéricos vieram facilitar o cálculo. O uso dos programas informáticos, de uso bastante estendido, possibilitou criar ferramentas de cálculo muito potentes tais como os programas de cálculo de elementos finitos, os quais baseia-se no cálculo das equações diferenciais para elementos e estruturas.

Bjerrum, Calusen e Chang (1972) estabeleceram uma comparativa com o método de Rowe (1952-1956) sobre uma estrutura flexível ancorada na qual a ancoragem sofre uma determinada deformação inicial, e comprovaram que a diminuição do momento fletor máximo da estrutura mantem-se estável no caso da deformação da ancoragem, aumentando para o dobro do valor inicial, evidenciando a idoneidade do método de Rowe.

Matos Fernandes (1983) baseando-se no modelo numéricos proposto por Duncan e Chang (1970), simulou o caso de uma estrutura flexível com três níveis de ancoragens sem pré-esforço (passivas) e segundo 7 fases construtivas como se mostra na *Figura 2.8*.

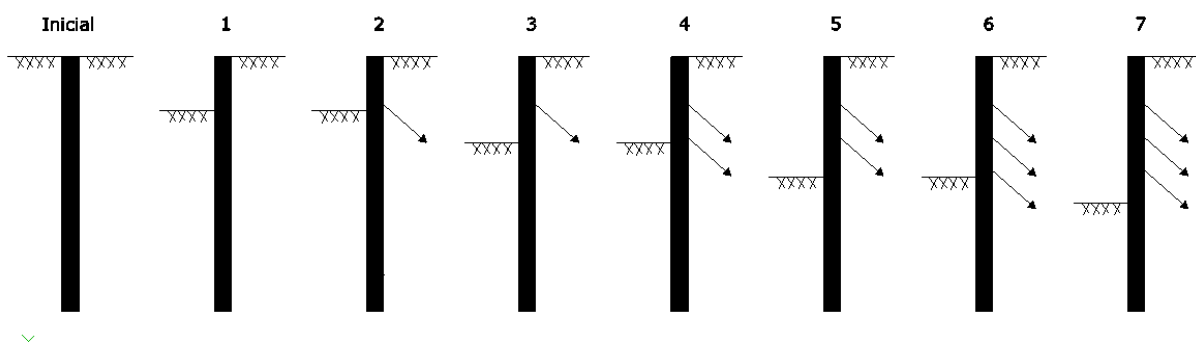


Fig. 2.8 - Fases de cálculo nas análises numéricas (Matos Fernandes, 1990).

A *Figura 2.9* mostra resultados de um cálculo que simula um caso com pré-esforços nulos nas ancoragens, e verifica-se que o diagrama de pressões de terras têm forma triangular e é próximo do diagrama de pressões ativas que o método de Rankine indica, pelo que os resultados são semelhantes segundo Matos Fernandes (1990).

Também se pode observar na *Figura 2.9* que o diagrama real das pressões de terras e o diagrama de pressões aparentes estão relativamente invertidos, já que os esforços mobilizados nas ancoragens seriam decrescentes em profundidade em consequência das deformações elásticas que lhes são impostas.

Outra das observações é relativa ao movimento da própria estrutura, resultante da rigidez do elemento de ancoragem, já que dita rigidez provoca uma deformação da própria ancoragem mas sem conseguir mobilizar grandes reações para impedir o deslocamento da cortina nos pontos de amarração.

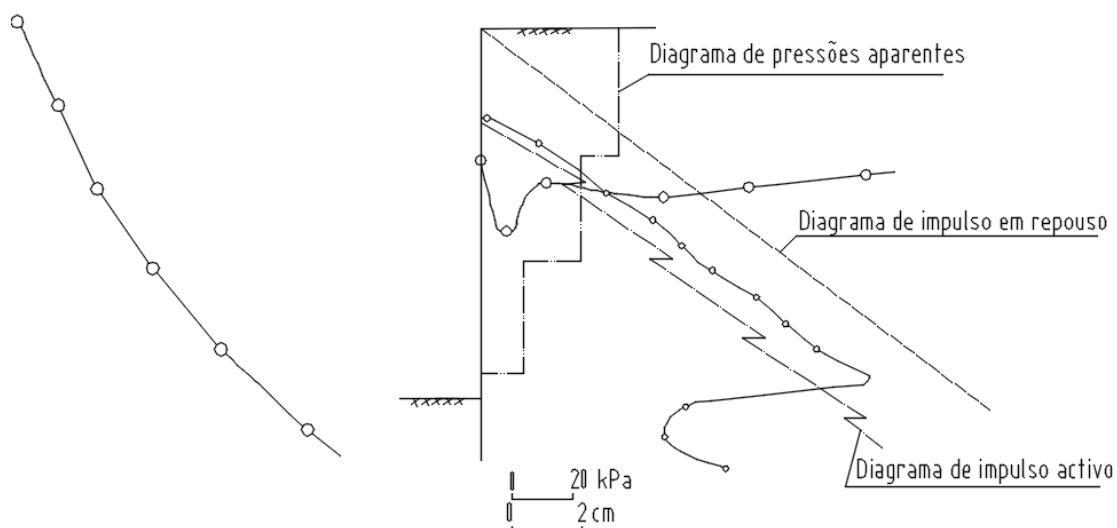


Fig. 2.9 - Deslocamentos da cortina, assentamento da superfície, pressões de terra e diagramas de pressões aparentes para ancoragens com pré-esforço nulo (Matos Fernandes, 1990).

O caso anterior foi comparado analogamente ao caso da *Figura 2.10* onde irá dispor de ancoragens com pré-esforço não nulo (ativas), indicados na base do diagrama trapezoidal na figura. Fazendo uma breve comparação das figuras, pode-se analisar a contribuição que tem incluir ou não o pré-esforço nas ancoragens.

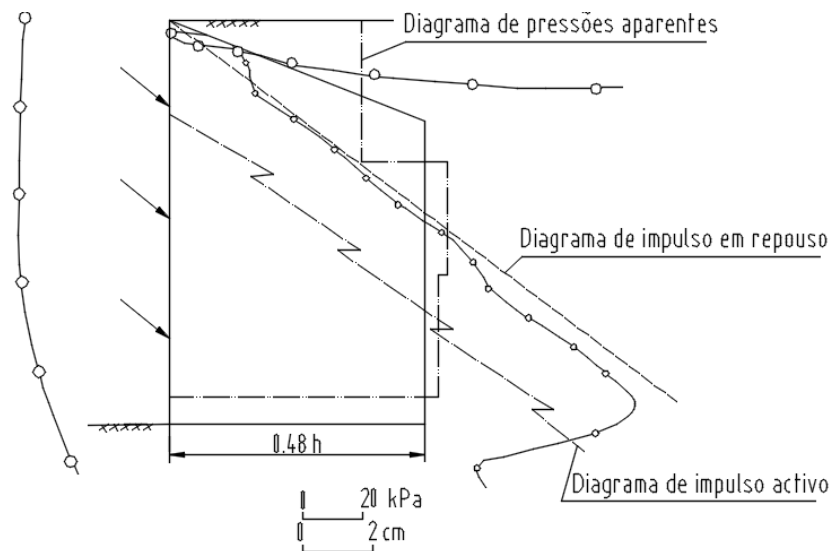


Fig. 2.10 - Deslocamentos da cortina, assentamento da superfície, pressões de terra e diagramas de pressões aparentes para ancoragens com pré-esforço com base no diagrama representado (Matos Fernandes, 1990).

Particularmente analisando o 2º nível de ancoragem como se apresenta na *Figura 2.11*, observa-se que no caso de ancoragens pré-esforçadas, os deslocamentos da cortina são parcialmente recuperados devido ao pré-esforço o qual desloca a cortina no sentido contrário ao do impulso das terras. Este efeito não só é importante para recuperar os deslocamentos, mas também pelo comportamento favorável que terá nas fases de escavação posteriores.

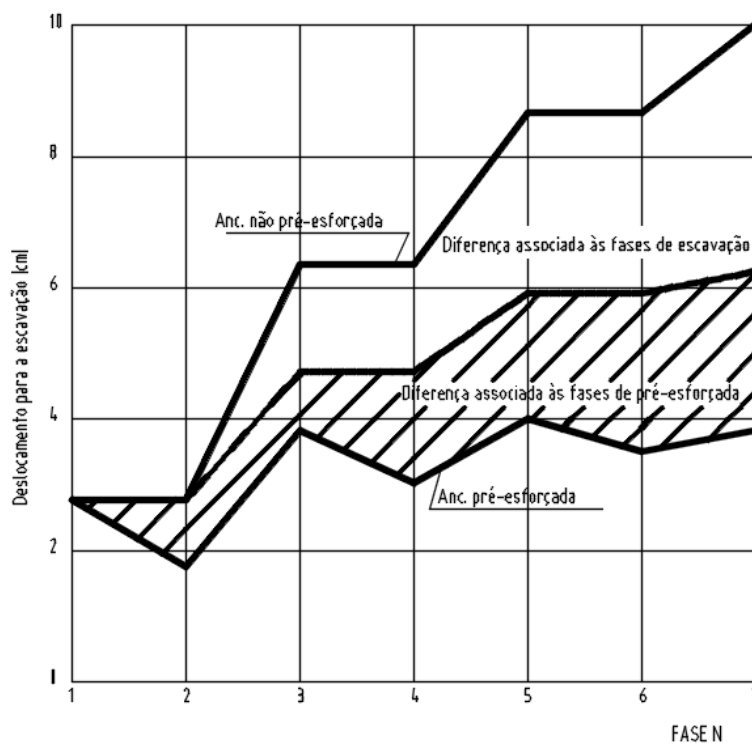


Fig. 2.11 - Evolução dos deslocamentos da cabeça do 2º nível de ancoragens (Matos Fernandes, 1990).

Rodrigues Nunes (2010) analisou estruturas de suporte de terras flexíveis monoapoiadas em dois tipos de solos, areia solta e areia medianamente compacta, com diversos aspectos relativos ao seu dimensionamento, em base às variações de diferentes parâmetros, com objetivo de proporcionar uma maior segurança e economia na sua execução.

Uma das características que teve uma influência relevante neste tipo de estruturas foi a da flexibilidade da estrutura, intimamente ligada com a distribuição de pressões sobre o paramento da estrutura. O seu aumento provoca a redução do momento fletor máximo positivo e o aumento do negativo, bem como o aumento dos deslocamentos horizontais da cortina. Contrariamente a força do apoio diminui até determinado limite, a partir do qual aumenta. Isto acontece devido ao grau ou número de flexibilidade da estrutura que provoca diferentes tipos de deformadas.

Em consequência do aumento da flexibilidade (provocando uma redistribuição de tensões no maciço) o efeito de arco no solo também aumentaria, o que se reflete nas tensões horizontais e verticais. Refira-se, por fim, que os assentamentos superficiais do terreno aumentam com o aumento da flexibilidade da cortina, uma vez que o deslocamento horizontal da cortina também aumenta.

Dos outros parâmetros que o autor analisou no trabalho foi a influência da redução do ângulo de interface “ δ ” solo-estrutura que conduz ao aumento dos momentos fletores e dos deslocamentos horizontais na estrutura, bem como da força no apoio. Existe uma redução de transferência de tensões verticais do solo para a cortina e um aumento para o interior do maciço com a diminuição do ângulo de interface.

A influência da posição do apoio foi analisada, localizado na parte superior da cortina. O aumento da profundidade do apoio favorece o equilíbrio da estrutura, até uma certa profundidade na qual não se consegue esse efeito, entretanto o esforço no apoio aumenta a par com o aumento da sua profundidade. Relativamente ao efeito de arco no solo, observa-se uma diminuição conforme aumenta a profundidade do apoio.

Christan & Kuster Puppi (2015) publicaram um estudo sobre a interação solo-estaca com carregamento horizontal utilizando o modelo de estaca vertical de betão armado, submetida a carga horizontal e momento, parcialmente enterrada em um solo argiloso.

Utilizou-se o programa de elementos finitos *SAP2000* para a análise do modelo, sendo a estaca modelada como elemento de viga e o solo representado por molas linearmente elásticas espaçadas a cada metro, baseado no modelo de *Winkler*. Os coeficientes de mola (K_i) foram calculados pela equação proposta por *Vesic*, que correlaciona o coeficiente de reação com as propriedades elásticas do solo.

Os resultados do *SAP2000* mostraram que a estaca apresentou um comportamento de estacas flexíveis. Os máximos deslocamentos horizontais e momentos fletores obtidos com o programa de elementos finitos ficaram próximos dos valores obtidos pelo método clássico da equação diferencial. O modelo de cálculo mostra que a resposta nas estacas é semelhante ao comportamento das estacas flexíveis e que o comportamento das estacas segue as conclusões indicadas por *Davisson e Gill (1963)*.

No entanto existe uma divergência enquanto à posição do momento fletor máximo, já que com o programa de cálculo numérico, o momento fletor máximo na estaca não se encontra na profundidade que foi calculada pelo método da equação diferencial clássica.

Em consequência a tudo o que foi exposto, a motivação desta dissertação foi focada a tratar a temática das estruturas flexíveis desde o ponto de vista do grau de convergência que existe nos resultados obtidos pela teoria clássica frente aos programas de cálculo computacionais. Avaliando de forma conjunta os parâmetros e diagramas de deslocamentos, pressões das terras, esforços axiais e transversos e momentos fletores obtidos, será possível fazer uma comparação para poder avaliar a adequação dos métodos para tratar casos práticos de estruturas de suporte flexíveis.

3.

DESCRIÇÃO NUMÉRICA

No âmbito de estudo dos casos descritos nos capítulos anteriores, serão analisados neste capítulo; os tipos e características dos solos em estudo; tipologia da estrutura de suporte flexível (materiais, apoios); as diferentes abordagens relativas às metodologias de cálculo e análise (métodos analíticos ou numéricos).

A estrutura objeto de estudo nesta dissertação é uma estrutura de suporte ou entivação com vários pontos de apoio para suportar uma escavação com 20 metros de comprimento, 8 metros de largura e 9 metros de profundidade como mostra a *Figura 3.1*.

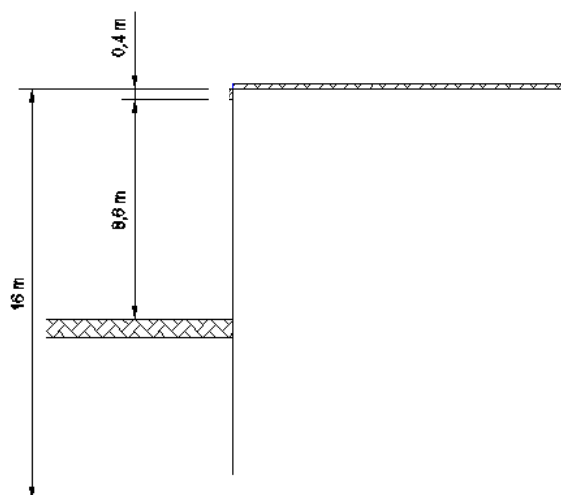


Fig. 3.1 - Características do perfil geotécnico argiloso mole.

O 1º tipo de solo é em um solo de argila mole com as seguintes características geotécnicas:

- Peso volúmico (γ) - 18 kN/m^3
- Ângulo de atrito (ϕ) - 22°
- Coesão (c) - 25 kPa
- Resistência não drenada (c_u) - $17 + 0,3 \cdot \sigma_{v0} \text{ kPa}$
- Módulo de deformabilidade não drenada (E_u) - 10 MPa .

Enquanto ao 2º tipo de solo é em um solo de areia densa com as seguintes características geotécnicas:

- Peso volúmico (γ) - 21 kN/m^3
- Ângulo de atrito (ϕ) - 40°
- Coesão (c) - 0 kPa
- Módulo de deformabilidade (E) - 120 MPa

Uma vez determinadas as características geotécnicas dos solos as quais materializam a base inicial do estudo, foram definidas a tipologia dos elementos de suporte e dos sistemas de suporte que são descritos em seguida:

A estrutura de suporte flexível será constituída por uma cortina moldada de betão armado de 16 metros de profundidade admitindo que serão enterrados 7 metros após escavação. Os parâmetros que foram definidos para a cortina são:

- Betão estrutural - C 20/25
- Peso específico (γ) - 25 kN/m^3
- Valor de calculo do módulo de elasticidade (E_{cd}); $\frac{E_{cm}}{\gamma_{ce}} = \frac{30}{1,2} = 25 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson (ν) - 0,2
- Módulo de corte (G); $\frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{25}{2 \times (1 + 0,2)} = 10,42 \text{ GPa}$

Os sistemas de apoios tanto para a solução de ancoragens assim como para a solução de escoras serão em aço. Foi assim adotado um aço com uma resistência a tração característica $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ e um módulo de elasticidade $E = 210 \text{ GPa}$.

Sublinhar o facto sobre o desenvolvimento de cada análise será o mesmo para todos os modelos, independentemente do perfil geotécnico ou da solução dos apoios para a estrutura (ancoragens/escoras).

As análises paramétricas a realizar para cada um dos perfis geotécnicos são:

- Estudo analítico do dimensionamento das ancoragens ativas admitindo um pré-esforço de 700 *kN* utilizando os diagramas de dimensionamento de Terzaghi & Peck e a Teoria de Rankine.
- Com as pressões obtidas pelos métodos analíticos determinar os esforços na estrutura de suporte flexível (cortina) utilizando um programa de cálculo (*Ftool*) considerando:
 - Análise elástica com apoios duplos na base da cortina.
 - Análise elástica considerando a rigidez do solo na parte enterrada da cortina.
- Análise numérica usando o programa de cálculo *CYPE 2015 k* - para a mesma solução com ancoragens ativas admitindo um pré-esforço de 700 *kN*.
- Análise numérica usando o programa de cálculo *PLAXIS Introductory 2010* - para a mesma solução com ancoragens ativas admitindo um pré-esforço de 700 *kN*.
- Estudo analítico e dimensionamento de escoras para uma disposição similar ao caso dos pontos de ancoragem, usando os diagramas de Terzaghi & Peck.
- Análise numérica usando o programa de cálculo *CYPE 2015 k*, para a mesma disposição de escoras.
- Análise numérica usando o programa de cálculo *PLAXIS Introductory 2010*, para a mesma disposição de escoras.

Os estudos atrás descritos serão apresentados e analisados no Capítulo 6, como já referido, de tal forma que podem-se descrever a continuação como:

- Consoante o perfil geotécnico (solo argiloso mole / solo arenoso denso):
 - Com ancoragens ativas pré-esforçadas a 700 kN: o estudo analítico com programa de cálculo (*Ftool*) (alternando entre apoios duplos no solo ou considerando a rigidez do solo) vs. análise numérica (*CYPE 2015 k*) mostrando os valores obtidos para os deslocamentos; pressões de terras; esforços axiais; esforços de corte e momentos fletores na estrutura de suporte.
 - Solução de ancoragens vs. Solução de escoras: pré-dimensionar uma solução com escoras para equiparar a solução com ancoragens ativas e mantendo o número e a disposição nas duas soluções, e comparar os parâmetros da mesma forma que nas análises anteriores.
- Dado que os resultados para cada tipo de perfil geotécnico -solo argiloso mole vs. solo arenoso denso - serão previsivelmente diferentes, será feita uma análise comparativa conjunta para ambos perfis geotécnicos para cada solução do ponto anterior, com o objetivo de ter uma melhor compreensão da incidência e relevância no comportamento que tem este tipo de estruturas no solo onde será construída.

Como nota final, serão retiradas as conclusões pertinentes em consequência das análises e resultados obtidos ao longo do presente trabalho.

4.

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS
OBTIDOS POR MÉTODOS ANALÍTICOS

4.1. SOLUÇÃO CONSTRUTIVA COM ANCORAGENS ATIVAS

4.1.1. PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE

Neste capítulo, o objeto de análise será a estrutura flexível com a solução de vários níveis de ancoragens ativas, num perfil geotécnico argiloso mole, como se mostra na *Figura 4.1*. A análise pretende analisar os esforços atuantes na cortina e nas ancoragens

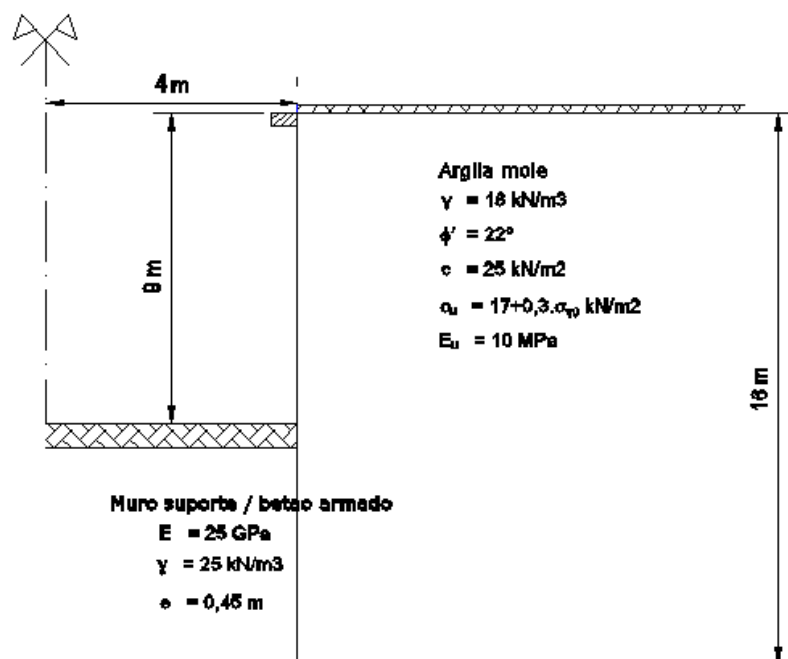


Fig. 4.1 - Características geotécnicas - solo argiloso mole.

4.1.1.1. Determinação de pressões horizontais sobre a estrutura de suporte.

Para dimensionar a estrutura de suporte flexível de modo a resistir às pressões de terras gerados pela argila mole, foram utilizadas as teorias de Rankine e os diagramas de pressões de Terzaghi & Peck com base as tensões verticais no solo referidas no Capítulo 2. As pressões de terras a determinar são devido ao peso próprio solo I_t e o relativo à sobrecarga de utilização I_q gerada à superfície.

De acordo com o Eurocódigo 1 parte 1-1 na Tabela 6.8 quantifica o valor de sobrecarga de utilização de uma Categoria G entre $30 \text{ kN} < \text{peso bruto do veículo} \leq 160 \text{ kN}$, atribui-se um valor característico de 5 kN/m^2 . Ainda será considerado um coeficiente de segurança de majoração de cargas ($\gamma_s = 1,5$).

Como já referido, para o cálculo das pressões geradas pelo solo argiloso mole sobre a estrutura de suporte, usou-se o diagrama de forma trapezoidal de Terzaghi e Peck descrito no capítulo anterior e ilustrado na *Figura 4.2*.

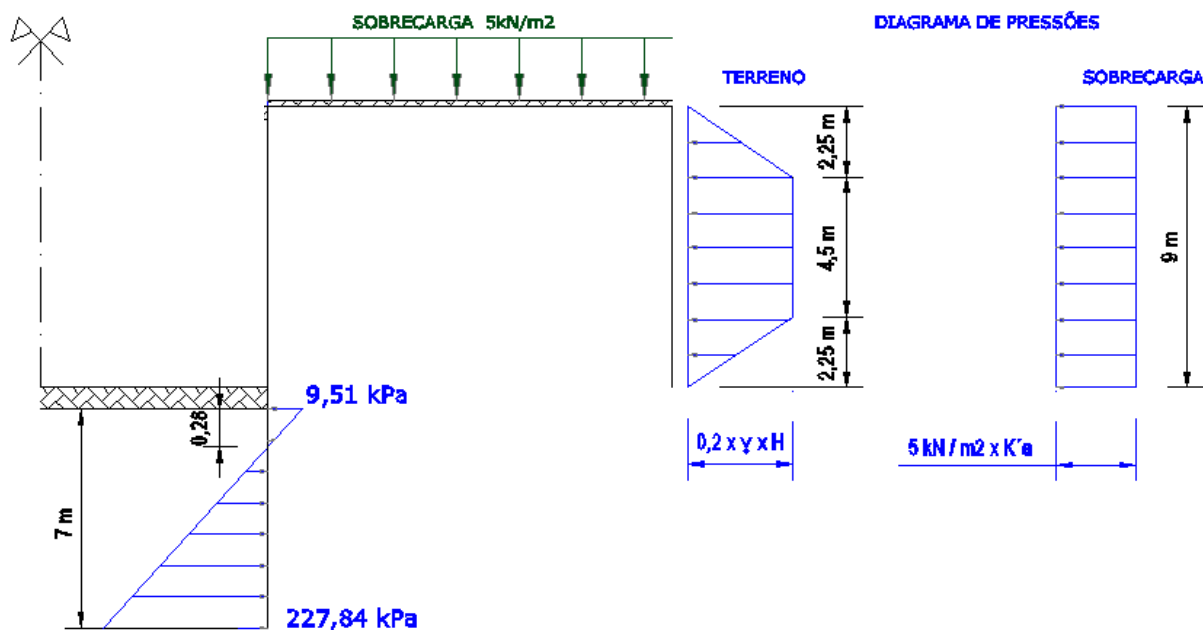


Fig. 4.2 - Diagrama de pressões Terzaghi e Peck em argila mole e sobrecarga de utilização.

Para uma profundidade (z) no intervalo entre $2,25 < z < 6,75$ terá o máximo valor representado pela expressão (4.1):

$$\sigma_t = 0,2 \times \gamma \times H \quad (4.1)$$

Onde:

γ - Peso específico do solo;

H - Altura de escavação.

$$\sigma_t = 0,2 \times 18 \times 9 = 32,4 \text{ kN/m}^2$$

A seguir na *Tabela 4.1*, são apresentados os valores das pressões e dos impulsos de terras sobre a estrutura de suporte calculados pela expressão anterior para as diferentes profundidades recorrendo ao cálculo geométrico no diagrama trapezoidal da *Figura 4.2*.

Tabela 4.1 - Alternativas para a disposição das ancoragens.

Profundidade [m]	Tensão Terreno σ_t [kN/m ²]	Tensão Sobrecarga σ_q [kN/m ²]	Σ Tensões [kN/m ²]	Impulsos Terreno I_t [kN/m]	Impulsos sobrecarga I_q [kN/m]	Impulso Total [kN/m]	Impulso Acum. I_{Ac} [kN/m]
0,00	0,00	2,48	2,48	0,00	0,00	0,00	0,00
Intérior ↑	1,00	14,40	16,88	7,20	2,48	9,68	9,68
	2,00	28,80	31,28	21,60	2,48	24,08	33,75
	2,25	32,40	34,88	7,65	0,62	8,27	42,02
3,00	32,40	2,48	34,88	24,30	1,86	26,16	68,18
4,00	32,40	2,48	34,88	32,40	2,48	34,88	103,05
5,00	32,40	2,48	34,88	32,40	2,48	34,88	137,93
Intérior ↓	6,00	32,40	34,88	32,40	2,48	34,88	172,80
	6,75	32,40	34,88	24,30	1,86	26,16	198,96
	7,00	28,80	31,28	7,65	0,62	8,27	207,23
8,00	14,40	2,48	16,88	21,60	2,48	24,08	231,30
9,00	0,00	2,48	2,48	7,20	2,48	9,68	240,98

As pressões da sobrecarga (σ_q) são calculadas mediante a expressão (4.2):

$$\sigma_q = K_a \times q \times \gamma_s \quad (4.2)$$

Onde:

K_a - Coeficiente de impulso ativo;

q - Sobrecarga de utilização;

γ_s - Coeficiente de majoração de cargas.

Para calcular K_a , segundo a teoria de Rankine, aplica-se a expressão (4.3) para o caso particular no qual o solo é um solo argiloso mole com a superfície de terraplenagem horizontal com paramento vertical.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} - \frac{2c'}{\sigma'_v} \times \frac{\cos\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad (4.3)$$

Onde:

ϕ' - Angulo de atrito do solo 22°;

c' - Coesão efetiva 20 kN/m²;

σ'_v - Tensão efetiva vertical media, calculada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Cálculo da tensão vertical efetiva em solo argiloso.

Tensão vertical efetiva aos 0m	$18 \times 0 + 5 = 5 \text{ kN/m}^2$	$\left(\frac{5 + 167}{2} \right) = 86 \text{ kN/m}^2$
Tensão vertical efetiva aos 9m	$18 \times 9 + 5 = 167 \text{ kN/m}^2$	

Enquanto ao valor do coeficiente de impulso para estado em repouso K_0 para um coeficiente (4.4):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (4.4)$$

Onde:

ϕ - Angulo de atrito do solo 22°.

Na Tabela 4.3. indicam-se os valores dos coeficientes de impulso de repouso e ativo para um solo argiloso:

Tabela 4.3 - Resumo dos valores de diferentes coeficientes de impulsos.

K_0	0,625
K_a	0,33

Admitiu-se o valor de $K_a = 0,33$ já que representa um valor mais realista para definir o comportamento do solo durante já que existem pressões ativas no solo nas diferentes fases de escavação, enquanto ao K_0 é para a fase inicial quando o solo esta em repouso.

Aplicando a expressão (4.2) determina-se o valor da tensão horizontal devido à sobrecarga: $\sigma_q = 2,48 \text{ kN/m}^2$.

Como é indicado na *Figura 4.2* o diagrama de pressões devido à sobrecarga é constante independentemente da profundidade.

Os impulsos são a resultante das pressões atuantes na estrutura de suporte, como mostra a *Figura 4.2*. Corresponde à integração da área dos diagramas de pressões obtidas (pressões de terras e sobrecarga à superfície). O cálculo do impulso foi feito por metro de profundidade como indicado na *Tabela 4.1*.

Relativamente aos impulsos provocados pela sobrecarga de utilização, são calculados como o produto da pressão pela profundidade entre dois pontos consecutivos e por metro de desenvolvimento horizontal, tal como mostra a *Tabela 4.1*.

Em consequência o valor do impulso horizontal total (I_T) é obtido pelo somatório dos impulsos do solo e dos impulsos da sobrecarga ($I_t + I_q$), tal e como é mostrado na última coluna da *Tabela 4.1*. A importância desse valor é fundamental na fase do pré-dimensionamento do número de ancoragens e para a determinação do espaçamento horizontal entre elas.

As pressões e os correspondentes impulsos provocados pelo solo no tardo da estrutura são determinados conforme os diagramas de Terzaghi & Peck, que apresenta um modelo simples e limitado já que não conseguem obter os esforços por baixo da linha do fundo de escavação que afetam igualmente a parte enterrada da estrutura, como mostra a *Figura 4.2*. Em consequência é preciso utilizar teorias simples tais como a teoria de Rankine, para calcular as pressões entre as profundidades (9-16m).

Assim, ao nível da base da escavação, e aplicando a teoria de Rankine, temos as seguintes pressões aplicadas à estrutura, ver *Tabela 4.4*.

Tabela 4.4 - Pressões de terras na argila mole a 9 e 16m de profundidade. (Teoria de Rankine).

Cota -9m		Cota -16m	
Pressões ativa	Pressões passivas	Pressões ativa	Pressões passivas
Coesão drenada c' 20 kPa	Coesão drenada c' 20 kPa	Coesão drenada c' 20 kPa	Coesão drenada c' 20 kPa
Coef. Imp. Ativo K_a $\frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} - \frac{2 \times c'}{\sigma'_{v0}} \frac{\cos\phi'}{1 + \text{sen}\phi'}$ 20 kPa	Coef. Imp. Passivo K_p $\frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} + \frac{2 \times c'}{\sigma'_{v0}} \frac{\cos\phi'}{1 - \text{sen}\phi'}$	Coef. Imp. Ativo K_a $\frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} - \frac{2 \times c'}{\sigma'_{v0}} \frac{\cos\phi'}{1 + \text{sen}\phi'}$	Coef. Imp. Passivo K_p $\frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} + \frac{2 \times c'}{\sigma'_{v0}} \frac{\cos\phi'}{1 - \text{sen}\phi'}$
P.vertical efetiva σ'_{v0} $\sigma'_{v0} = \gamma \times h + q$ $18 \times 9 + 5 = 167 \text{ kPa}$	P.vertical efetiva σ'_{v0} $\sigma'_{v0} = 0 \text{ kPa}$	P.vertical efetiva σ'_{v0} $\sigma'_{v0} = \gamma \times h + q$ $18 \times 16 + 5 = 293 \text{ kPa}$	P.vertical efetiva σ'_{v0} $\sigma'_{v0} = \gamma \times h$ $18 \times 16 = 126 \text{ kPa}$
P. hor. efetiva σ'_{ha} $K_a \times \sigma'_{v0}$ $= 48,39 \text{ kPa}$	P. hor. efetiva σ'_{ha} $K_p \times \sigma'_{v0}$ $= 38,88 \text{ kPa}$	P. hor. efetiva σ'_{ha} $K_a \times \sigma'_{v0}$ $= 105,72 \text{ kPa}$	P. hor. efetiva σ'_{ha} $K_p \times \sigma'_{v0}$ $= 333,55 \text{ kPa}$
$\Sigma \sigma'_h = 9,51 \text{ kPa}$ (sentido das p. ativas)		$\Sigma \sigma'_h = 227,84 \text{ kPa}$ (sentido das p. passivas)	

E, portanto, o diagrama de pressões de terras ficaria como mostra a *Figura 4.2*.

4.1.1.2. Cálculo do número de ancoragens para a estrutura de suporte

Como já foi descrito atrás, a cortina será composta com ancoragens ativas com um pré-esforço (P.E.) de 700 kN e para a disposição geométrica, considera-se uma inclinação com a horizontal (α) de $20^\circ < \alpha < 30^\circ$. Para tal efeito serão consideradas varias configurações dependendo do número de níveis, ângulo de colocação da ancoragem e o espaçamento que existe entre ancoragens consecutivas, com se mostra na *Tabela 4.5*.

Enquanto ao espaçamento entre ancoragens consecutivas (s'), determina-se pela expressão (4.5):

$$s' = \frac{\sum P.E. \times \cos(\alpha) \times n}{I_{Ac}} \quad (4.5)$$

Onde:

$P.E.$ - Pré-esforço instalado nas ancoragens;

α - Ângulo de colocação da ancoragem com a horizontal;

n - Número de níveis de ancoragens;

I_{Ac} - Resultante dos impulsos acumulados na *Tabela 4.1*.

Tabela 4.5 - Alternativas para a disposição das ancoragens ativas.

Alternativa	Carga de Pré-esforço [kN]	Níveis de ancoragens	Angulo de instalação (α)	Espaçamento (s') [m]	Espaçamento admitido (s) [m]	F. horizontais nas ancoragens [kN/m]	Impulsos de terra - áreas de influencia [kN/m]
Alternativa 1 (n=2)	700	n=1	30	5,15	5	121,24	120,49
	700	n=2	25			126,88	98,78
Alternativa 2 (n=2)	700	n=1	25	5,36	5	126,88	120,49
	700	n=2	20			131,56	98,78
Alternativa 3 (n=2)	700	n=1	30	5,25	5	121,24	120,49
	700	n=2	20			131,56	98,78
Alternativa 4 (n=3)	700	n=1	30	7,88	7,5	80,83	85,61
	700	n=2	25			84,59	117,48
	700	n=3	20			87,70	118,66

Após a análise das diferentes soluções foi escolhida a *Alternativa 2* como mostra a *Tabela 4.5* a qual determina ter dois níveis de ancoragem com um espaçamento admitido será de 5m. Na *Figura 4.3* ilustra-se a disposição da solução escolhida.

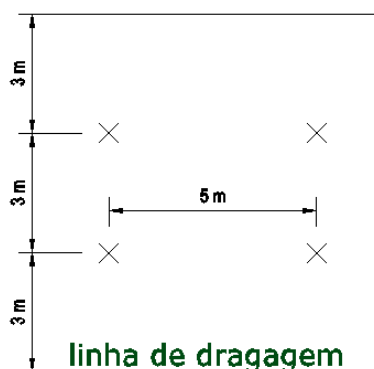


Fig. 4.3 - Disposição das ancoragens consoante a alternativa adotada.

É possível obter a força horizontal que cada ancoragem aplica à estrutura de suporte, ver *Tabela 4.4*, através da expressão (4.6):

$$F_{Hi} = \frac{P.E \times \cos(\alpha_i)}{s} \quad (4.6)$$

Onde:

P.E. - Pré-esforço instalado nas ancoragens;

α_i - Ângulo de colocação de cada ancoragem com a horizontal;

s - Espaçamento entre ancoragens consecutivas.

Admitiu-se um comprimento para o primeiro nível ancoragem de 10 m e de 8 m para o segundo nível de ancoragens. Para os bolbos de selagem foi admitido um comprimento de 3 m. O objetivo é verificar se a força gerada por cada ancoragem é da mesma ordem do impulso que o solo exerce na área de influência da ancoragem, a *Figura 4.4*.

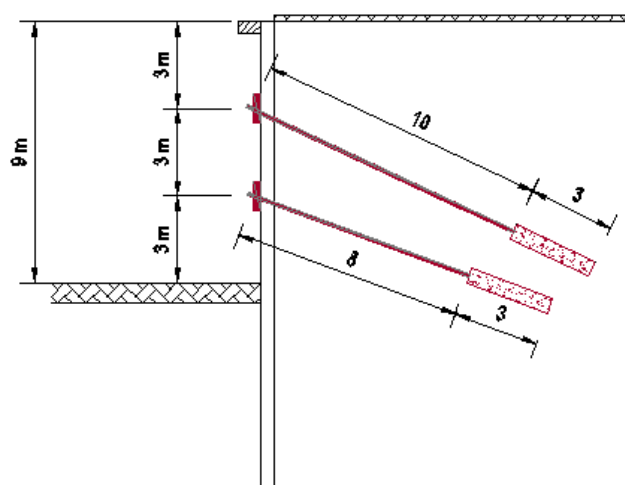


Fig. 4.4 - Características geométricas das ancoragens da solução adotada.

Os impulsos de solo estão relacionados com as áreas de influência e são detalhado na *Tabela 4.6*.

Tabela 4.6 - Impulsos na área de influência das ancoragens ativas.

Nível 1° (3m) - N_1	$I_1 = \left(\frac{137,93 + 103,05}{2} \right) = 120,49 \text{ kN/m}$ $N_{sd1} = I_1 \times A_{\text{influencia}} = 120,49 \times 5 = 602,45 \text{ kN}$
Nível 2° (6m) - N_2	$I_2 = \left(\frac{231,30 + 207,23}{2} \right) - 120,49 = 98,78 \text{ kN/m}$ $N_{sd2} = I_2 \times A_{\text{influencia}} = 98,78 \times 5 = 493,88 \text{ kN}$

Para garantir as condições de segurança de colocação e serviço das ancoragens, foram tidas em conta algumas condições geométricas indicadas por Littlejohn, (1972) e Ostermayer, (1976) como se mostra a *Figura 4.5*.

Devendo-se garantir uma distância entre os bolbos de selagem das ancoragens e a potencial cunha ativa. Essa distancia é o máximo valor entre $(0,15 \times \text{altura da cortina} ; 1,5)$. Neste caso a distância mínima dos bolbos de selagem é de 1,5 m.

Outra das condições cumpridas, implica ter uma distância mínima de 1,5 m entre bolbos de selagem minimizando a interferência entre ancoragens, o qual provoca reduções na capacidade de carga do grupo de ancoragens.

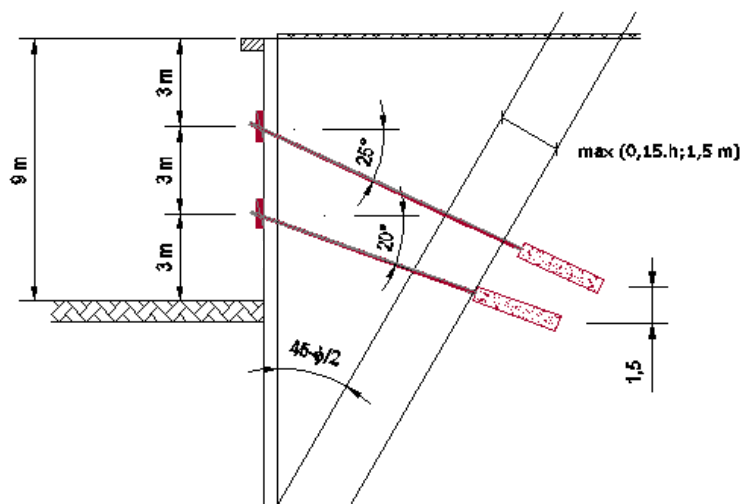


Fig. 4.5 - Condições de segurança de instalação e serviço das ancoragens.

4.1.1.3. Pré-dimensionamento das ancoragens

O dimensionamento dos cordões das ancoragens foi realizado em relação ao pré-esforço ($P.E.$) nas ancoragens, como é resumido na *Tabela 4.7*. O valor do pré-esforço é de 700 kN . Mas introduz-se um aumento do pré-esforço para ter em conta perdas instantâneas (T_{max}) que é definida como a carga máxima previsível para a ancoragem igual ao máximo esforço de tração durante a vida útil da vida, e que é obtida através da expressão (4.7):

$$T_{max} = P.E. \times 1,15 \quad (4.7)$$

Onde:

$P.E.$ - Pré-esforço instalado nas ancoragens;

Enquanto ao esforço axial atuante (N_{sd}) será segundo a expressão (4.8):

$$N_{sd} = T_{max} \times 1,35 \quad (4.8)$$

E de forma análoga:

$$N_{sd} = A_p \times f_{p,0,1k} \quad (4.9)$$

Onde:

A_p - A secção do aço de pré-esforço;

$f_{p,0,1k}$ - Valor característico da tensão da tensão limite de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço, $1,6\text{ GPa}$.

Tabela 4.7 - Dimensionamento dos cordoes das ancoragens.

$P.E. \text{ kN}$	$T_{max} \text{ kN}$	$N_{sd} \text{ kN}$	$A_p \text{ cm}^2$	$N^\circ \text{ cordões} / \text{área total dos cordões } \text{mm}^2$
700	805	1086	6,79	5 cordões // $\phi 0,5''$ ($A = 139\text{mm}^2 \times 5$) = 695

Foi necessário dimensionar os cordões das ancoragens para conhecer a rigidez axial das ancoragens, pois terão influência os esforços e deslocamentos no comportamento da estrutura.

4.1.1.4. Resultados analíticos

Recorrendo a uma ferramenta de cálculo - *Ftool*, para determinar os esforços a que a cortina está sujeita. Neste sentido simulou-se a cortina como uma viga continua apoiada em vários níveis de apoio. Na base da estrutura considerou-se um apoio duplo. As características mecânicas e geométricas da secção transversão cortina estão apresentadas nas *Tabelas 4.8 e 4.9*.

Tabela 4.8 - Características físicas do elemento definido no programa de cálculo.

<i>E - Módulo de Young (MPa)</i>	25000
<i>ν - Coeficiente de Poisson</i>	0,2
<i>α - Coeficiente de dilatação térmica linear(/C°)</i>	0,00001

Tabela 4.9 - Geometria da secção do elemento.

<i>d - Altura da secção (m)</i>	1
<i>b- largura da secção (m)</i>	0,4

Como já foi referido nos capítulos iniciais, o comportamento do solo com a cortina é difícil de definir, dada a complexidade da análise. Em consequência podem-se criar vários modelos no programa *Ftool* com diferentes graus de complexidade tal como criar um modelo considerando a rigidez do solo ou não, obtendo resultados mais próximos do comportamento real.

Estes métodos analíticos simples mostram uma capacidade limitada quando comparada com outros programas informáticos mais potentes e complexos, os quais serão objeto de estudo e análise nos capítulos seguintes. Neste sentido, propôs-se fazer duas análises analíticas diferenciadas para obter os esforços na cortina, como se mostra a seguir:

I. Cálculo analítico considerando apoios duplos

Considerou-se neste modelo, um apoio duplo na base da cortina, as ancoragens foram simuladas por meio de apoios duplos como mostra a *Figura 4.6.i*). Os diagramas de pressões de terra e os dos esforços resultantes na estrutura estão apresentadas na *Figura 4.6*.

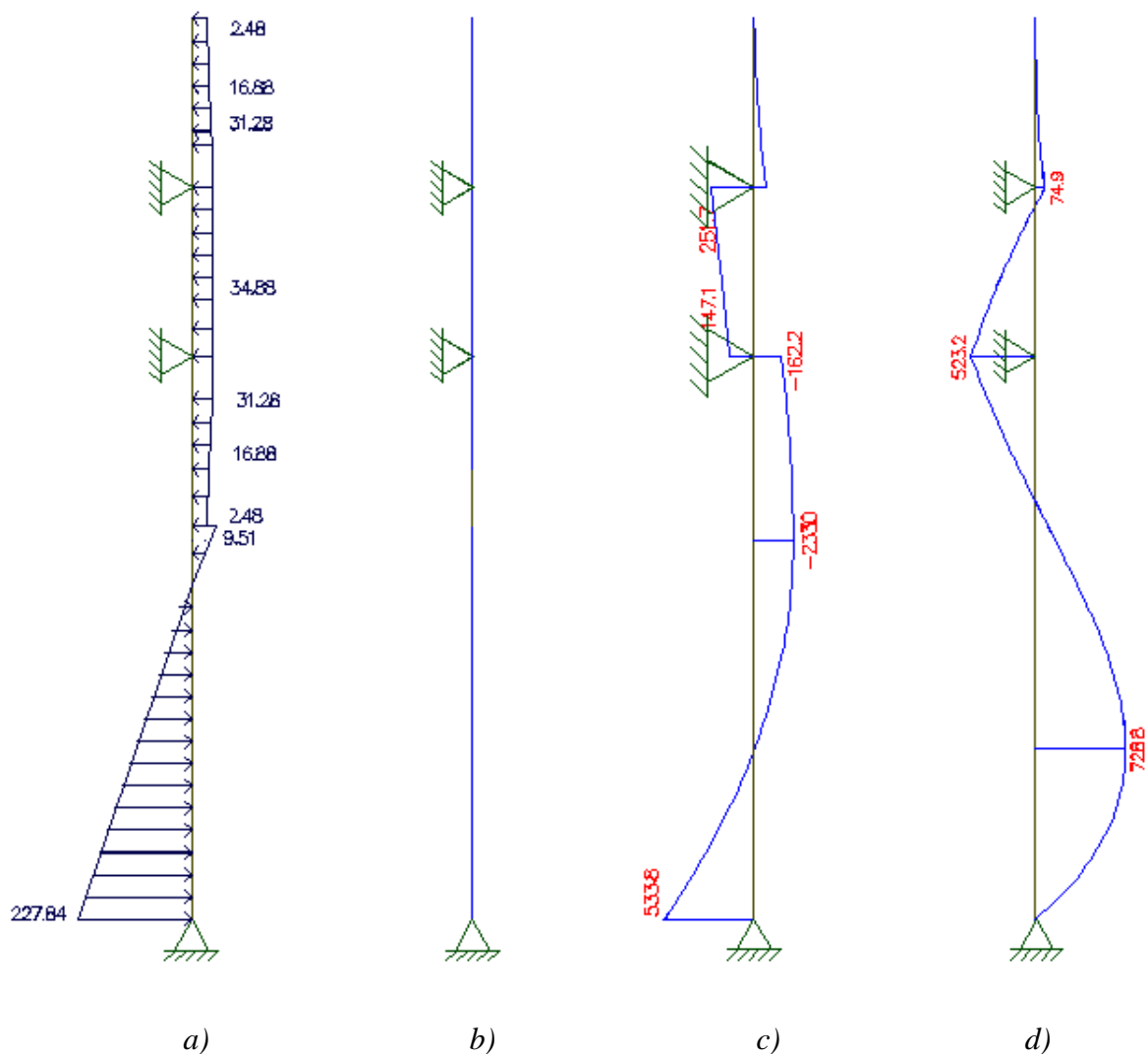


Fig. 4.6 - Diagramas para solo argiloso mole considerando apoios duplos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores (kN.m) (Ftool).

II. Cálculo analítico considerando apoios elásticos

Esta solução considera a rigidez do solo na zona enterrada da cortina flexível (abaixo dos 9 metros de profundidade) utilizando uma barra de aço com rigidez axial equivalente à do solo.

Esta análise é feita simulando o solo como um conjunto de barras com rigidez axial equivalente à rigidez do solo, considerando o solo com comportamento elástico linear. As barras têm um comprimento de 1m e uma área de secção transversal que será calculada de seguida.

O objeto será relacionar o módulo de deformabilidade do terreno (E) com o módulo de elasticidade das barras equivalentes. Essa correlação será baseada entre a deformação equivalente do terreno (s) e a deformação nas barras (ΔL), como se mostra a seguir:

Para calcular o assentamento do terreno produzida por uma sapata quadrada ($B=L=1m$) a expressão é:

$$s = p \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E_{solo}} \times I_s \tag{4.10}$$

Onde:

p - Carga distribuída por unidade de superfície da sapata;

B - Largura da hipotética sapata;

ν - Coeficiente de Poisson solo argiloso 0,35;

E_{solo} - Modulo de deformabilidade do solo argiloso 10 *GPa*;

I_s - Fator de influência cujo valor é a media dos valores indicados na *Tabela 4.10* e que é

$$I_s = 1,02$$

Tabela 4.10 - Valores do fator de influência – I_s .

Para maciços heterogéneos, sapatas flexíveis	$\frac{H}{B} = \frac{7}{1} ; \frac{L}{B} = \frac{1}{1} \rightarrow I_s = 1,12$
Para maciços indefinidos, sapata flexível quadrada rígida	$\frac{L}{B} = \frac{1}{1} \rightarrow I_s = 0,92$

Substituindo na expressão (4.11):

$$s = p \times B \times \frac{1-\nu^2}{E_{solo}} \times I_s \approx p \times B \times \frac{1}{E_{solo}} \longrightarrow s = \frac{N}{E_{solo}} \quad (4.11)$$

Para calcular a deformação das barras é dada pela expressão (4.12):

$$\Delta L = \frac{N \times L_{barra}}{E_{barra} \times A_{barra}} \quad (4.12)$$

Onde:

N - Esforço axial na barra;

L_{barra} - Comprimento da barra;

E_{barra} - Módulo de elasticidade do aço 210 GPa;

A_{barra} - Área da secção transversal da barra de simulação.

Igualando as expressões (4.12) e (4.13) obtém-se:

$$s = \Delta L \longrightarrow = E_{solo} = \frac{E_{barra} \times A_{barra}}{L_{barra}} \quad (4.13)$$

Substituindo os valores particulares do caso em estudo:

$$E_{solo} = \frac{E_{barra} \times A_{barra}}{L_{barra}} \longrightarrow A_{barra} = \frac{E_{solo}}{E_{barra}} = \frac{10}{210 \times 10^3} = 0,48 \text{ cm}^2 \quad (4.14)$$

Assim a área da secção transversal da barra é de 0,48 cm², a mesma área que será introduzida no programa de cálculo *Ftool*.

A *Figura 4.7* apresenta os diagramas de pressões de terra e esforços calculados para este modelo mediante o programa *Ftool*.

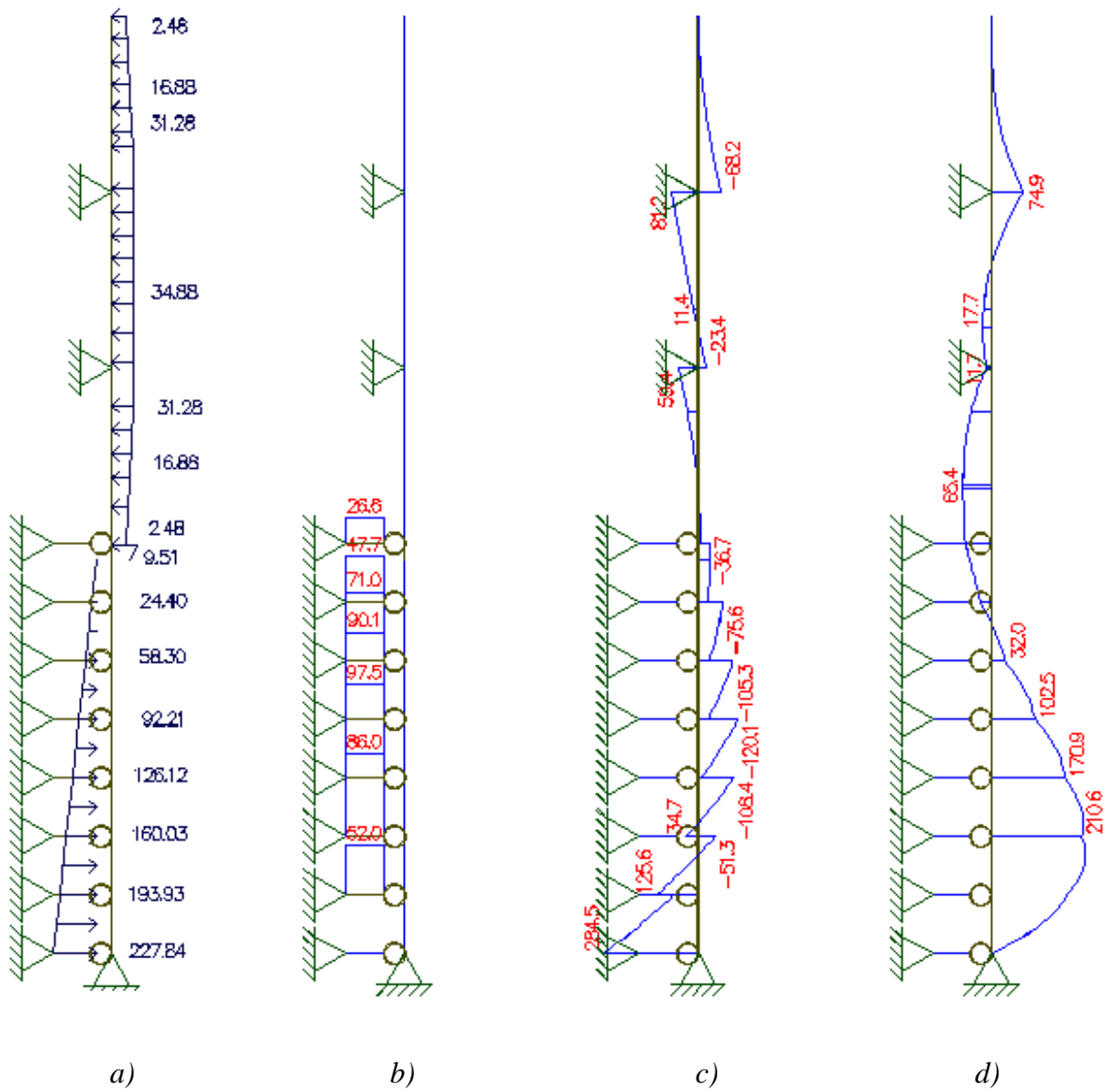


Fig. 4.7 - Diagramas do solo argiloso mole considerando apoios elásticos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores (kN.m) (Ftool).

4.1.2. PERFIL GEOTÉCNICO ARENOSO DENSO

Neste subcapítulo será estudada a mesma estrutura flexível com a solução de vários níveis de ancoragens, num perfil geotécnico arenoso denso, como se mostra na *Figura 4.8*. A análise e na determinação dos esforços atuantes na cortina apresentando-os em diagramas.

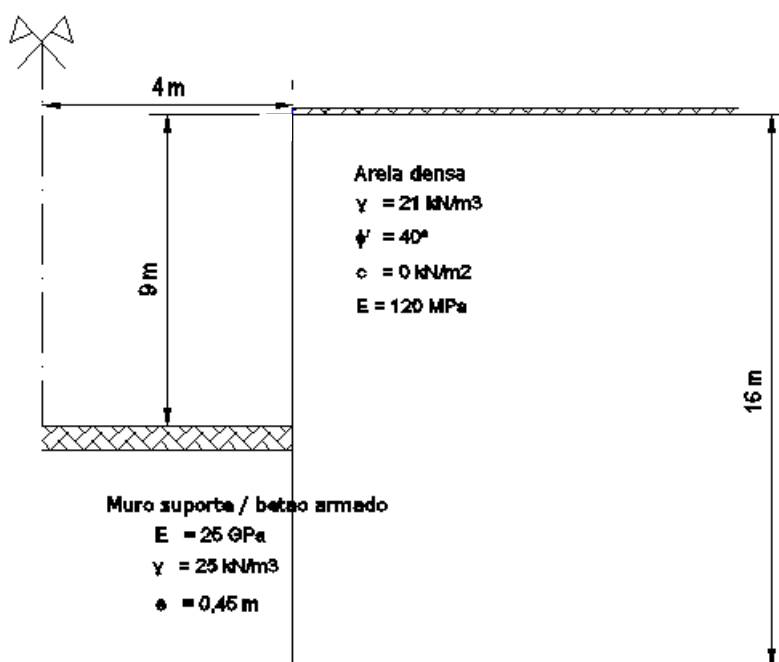


Fig. 4.8 - Características geotécnicas do solo arenoso denso.

Para o caso do perfil geotécnico de areias densas, a metodologia a seguir será idêntica à usada para a definição da solução da estrutura flexível num perfil geotécnico argiloso mole. Em consequência, para o cálculo dos impulsos, usam-se os diagramas de pressões de Terzaghi e Peck para solos arenosos definindo os dois tipos de impulsos, devido ao peso do solo I_t e devido à sobrecarga I_q .

Já que o desenvolvimento de cálculo é similar ao caso dos solos argilosos, a seguir serão apresentados resumidamente os resultados obtidos identificando apenas as particularidades do presente perfil geotécnico arenoso denso.

4.1.2.1. Determinação de pressões/impulsos

O diagrama de pressões de Terzaghi e Peck correspondente para as areias está ilustrado na Figura 4.9.

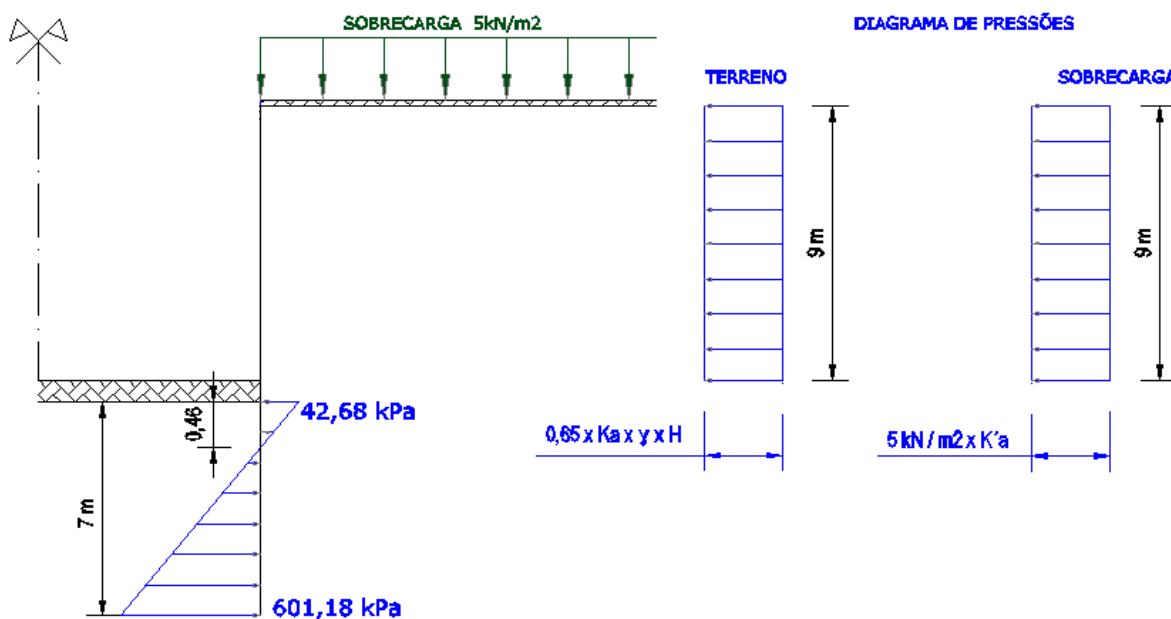


Fig. 4.9 - Diagrama de pressões Terzaghi e Peck para areia densa e sobrecarga de utilização.

As pressões do terreno (σ_t) são calculadas pela expressão (4.15):

$$\sigma_t = 0,65 \times K_a \times \gamma \times H \quad (4.15)$$

Onde:

γ - Peso específico do solo;

H - Altura de escavação;

K_a - Coeficiente de impulso ativo para superfícies de terraplenagem horizontais e de paramento vertical, calculado pelas expressões (4.16) e (4.17) e resumidos na Tabela 4.11.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (4.16)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (4.17)$$

Onde:

K_0 - Coeficiente de impulso de repouso;

K_a - Coeficiente de impulso ativo;

ϕ - Angulo de atrito do solo 40°.

Tabela 4.11 - Resumo dos valores de diferentes coeficientes de impulsos.

K_0	0,357
K_a	0,22

Admitiu-se o valor de $K_a = 0,22$ já que representa um valor mais realista para definir o comportamento do solo durante já que existem pressões ativas no solo nas diferentes fases de escavação, enquanto ao K_0 é para a fase inicial quando o solo esta em repouso.

Voltando à expressão (4.15) e dado que o diagrama é constante, obtém-se um σ_t constante para qualquer profundidade: $\sigma_t = 0,65 \times 0,22 \times 21 \times 9 = 27,03 \text{ kN/m}^2$

Na Tabela 4.12, são apresentados os resultados das pressões e dos impulsos de terras sobre a estrutura de suporte calculados pela expressão anterior para as diferentes profundidades com recurso aos diagramas da Figura 4.9.

Tabela 4.12 - Distribuição das pressões e impulsos no solo arenoso.

Profundidade [m]	Tensão Terreno σ_t [kN/m ²]	Tensão Sobrecarga σ_q [kN/m ²]	Σ Tensões [kN/m ²]	Impulsos Terreno I_t [kN/m]	Impulsos sobrecarga I_q [kN/m]	Impulso Total [kN/m]	Impulso Acum. I_{Ac} [kN/m]
0,00	27,03	1,65	28,68	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	28,68
2,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	57,35
2,25	27,03	1,65	28,68	6,76	0,41	7,17	64,52
3,00	27,03	1,65	28,68	20,27	1,24	21,51	86,03
4,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	114,71
5,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	143,39
6,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	172,06
6,75	27,03	1,65	28,68	20,27	1,24	21,51	193,57
7,00	27,03	1,65	28,68	6,76	0,41	7,17	200,74
8,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	229,42
9,00	27,03	1,65	28,68	27,03	1,65	28,68	258,09

As pressões da sobrecarga (σ_q) sobre a estrutura de suporte já foram calculadas anteriormente pelo que só se indica a seguir o valor que foi obtido: $\sigma_q = 2,48 \text{ kN/m}^2$.

As pressões de terras na estrutura de suporte do fundo da escavação, como já foi referido no caso anterior, utiliza-se a Teoria de Rankine para calcular pressões na estrutura ao nível do fundo de escavação. Na *Tabela 4.13* resume o processo de cálculo das pressões ativas e passivas.

Tabela 4.13 - Pressões da areia densa a 9 e 16m de profundidade (Teoria de Rankine).

Cota -9m		Cota -16m	
Pressões ativa	Pressões passivas	Pressões ativa	Pressões passivas
<i>Coeficiente de impulso ativo</i> $K_a = \frac{1 - \text{sen}40^\circ}{1 + \text{sen}40^\circ} =$ 0,22	<i>Coeficiente de impulso passivo</i> $K_p = \frac{1 + \text{sen}40^\circ}{1 - \text{sen}40^\circ} =$ 4,60	<i>Coeficiente de impulso ativo</i> $K_a = \frac{1 - \text{sen}40^\circ}{1 + \text{sen}40^\circ} =$ 0,22	<i>Coeficiente de impulso passivo</i> $K_p = \frac{1 + \text{sen}40^\circ}{1 - \text{sen}40^\circ} =$ 4,60
<i>P. vertical efetiva</i> $\sigma'_{v0} = \gamma \times h + q$ $21 \times 9 + 5 = 194 \text{ kPa}$	<i>P. vertical efetiva</i> $\sigma'_{v0} = 0 \text{ kPa}$	<i>P. vertical efetiva</i> $\sigma'_{v0} = \gamma \times h + q$ $21 \times 16 + 5 = 341 \text{ kPa}$	<i>P. vertical efetiva</i> $\sigma'_{v0} = (16 - 9) \times 21$ 147 kPa
<i>P. horizontal efetiva</i> $\sigma'_{ha} = K_a \times \sigma'_{v0}$ $= 42,68 \text{ kPa}$	<i>P. horizontal efetiva</i> $\sigma'_{hp} = K_p \times \sigma'_{v0}$ $= 0 \text{ kPa}$	<i>P. horizontal efetiva</i> $\sigma'_{ha} = K_a \times \sigma'_{v0}$ $= 75,02 \text{ kPa}$	<i>P. horizontal efetiva</i> $\sigma'_{hp} = K_p \times \sigma'_{v0}$ $= 676,20 \text{ kPa}$
$\sum \sigma_h = 42,68 \text{ kPa (sentido das p. ativas)}$		$\sum \sigma_h = 601,18 \text{ kPa (sentido das p. passivas)}$	

E portanto o diagrama de pressões de terras ficaria como mostra a *Figura 4.9*.

Os valores dos impulsos I , tal como já referido anteriormente foram calculados por metro de profundidade.

4.1.2.2. Cálculo do número de ancoragens para a estrutura de suporte

Como no caso do solo argiloso no presente caso, utiliza-se a mesma metodologia. Na estrutura serão usados dois apoios ancorados de idênticas características geométricas (ângulo de inclinação com a horizontal e espaçamento longitudinal).

Depois de analisar diferentes alternativas enquanto aos espaçamentos calculados segundo a expressão (4.6) e com ângulos de instalação, a configuração escolhida é a alternativa 2, justificando esta escolha combinando o maior espaçamento possível junto com o mínimo número de ancoragens como se mostra na *Tabela 4.14*.

Tabela 4.14 - Alternativas para a disposição das ancoragens ativas.

Alternativa	Carga de Pré-esforço [kN]	Níveis de ancoragens	Ângulo de instalação	Espaçamento (s') [m]	Espaçamento admitido (s) [m]	F. horizontais nas ancoragens [kN/m]	Impulsos de terra - áreas de influencia [kN/m]
Alternativa 1 (n=2)	700	n=1	30	4,81	4,5	134,72	129,05
	700	n=2	25			140,98	86,03
Alternativa 2 (n=2)	700	n=1	25	5,01	5	126,88	129,05
	700	n=2	20			131,56	86,03
Alternativa 3 (n=2)	700	n=1	30	4,90	4,5	134,72	129,05
	700	n=2	20			146,17	86,03
Alternativa 4 (n=3)	700	n=1	30	7,36	7	86,60	100,37
	700	n=2	25			90,63	96,78
	700	n=3	20			93,97	146,97

A solução é a mesma que no caso do solo argiloso. Assim, na *Figura 4.5*, está representada a disposição das ancoragens de modo a verificar as condições de segurança.

As forças instaladas nas ancoragens por metro de desenvolvimento. Com recurso à expressão (4.7) e como se mostra na *Tabela 4.14*, são comparados com os impulsos de terra por área de influência aos quais as ancoragens estariam sujeitas, e deduz-se que o conjunto das forças horizontais nas ancoragens são superiores aos que provocariam impulsos de terra.

4.1.2.3. Pré-dimensionamento das ancoragens

Para o dimensionamento dos cordões das ancoragens, optou-se por ter uma solução similar à do solo argiloso, seguindo o mesmo desenvolvimento que o das expressões (4.8), (4.9) e (4.10) e partindo do uso de um pré-esforço de 700 kN.

Usando a expressão (4.10) para calcular a área da secção transversal da ancoragem:

$$A_p = \frac{1086}{1,6 \times 10^6} = 6,79 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \text{ cordões } // \phi 0,5'' (A = 139 \text{ mm}^2 \times 5) = 695 \text{ mm}^2$$

4.1.2.4. Resultados analíticos

Da mesma maneira e recorrendo ao mesmo programa de cálculo informático *Ftool*, obtiveram-se os esforços na estrutura de suporte flexível simulando a cortina como uma viga continua apoiada em vários níveis de apoio.

Analogamente ao caso da argila mole, a análise será tratada diferenciando entre dois modelos distintos descritos a seguir.

I. Cálculo analítico considerando apoios duplos

Considerou-se neste modelo, um apoio duplo na base da cortina e as ancoragens foram simuladas por apoio duplo como mostra a *Figura 4.10-i*). Os diagramas de pressões de terra e esforços na estrutura estão também apresentadas na *Figura 4.10*.

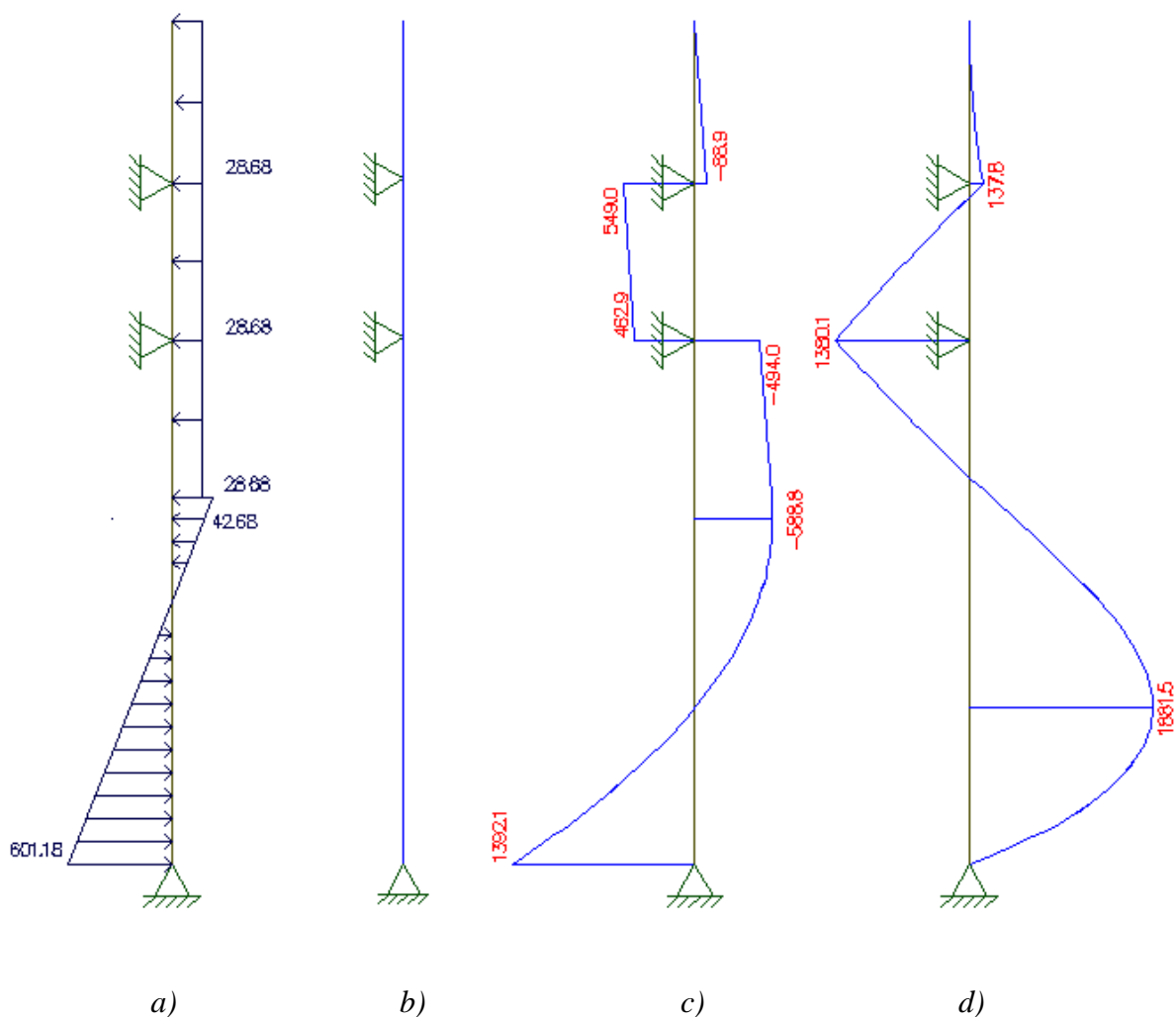


Fig. 4.10 - Diagramas para solo argiloso considerando apoios duplos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores (kN.m) (*Ftool*).

II. Cálculo analítico considerando apoios elásticos

Este modelo coincide com o já utilizado para o caso das argilas, pelo que as expressões (4.11), (4.12) e (4.13) são válidas para o presente caso e portanto válidas para deduzir a expressão (4.14), e substituindo os valores particulares presente em areia densa:

$$E_{\text{solo}} = \frac{E_{\text{barra}} \times A_{\text{barra}}}{L} \rightarrow A_{\text{barra}} = \frac{E_{\text{solo}}}{E_{\text{barra}}} = \frac{120}{210 \times 10^3} \text{MPa} = 5,71 \text{cm}^2$$

Esse será o valor da área da secção transversal da barra, a mesma área que será introduzida no programa de cálculo *Ftool*.

A Figura 4.11 apresenta os diagramas de esforços calculados para este modelo mediante o programa *Ftool*.

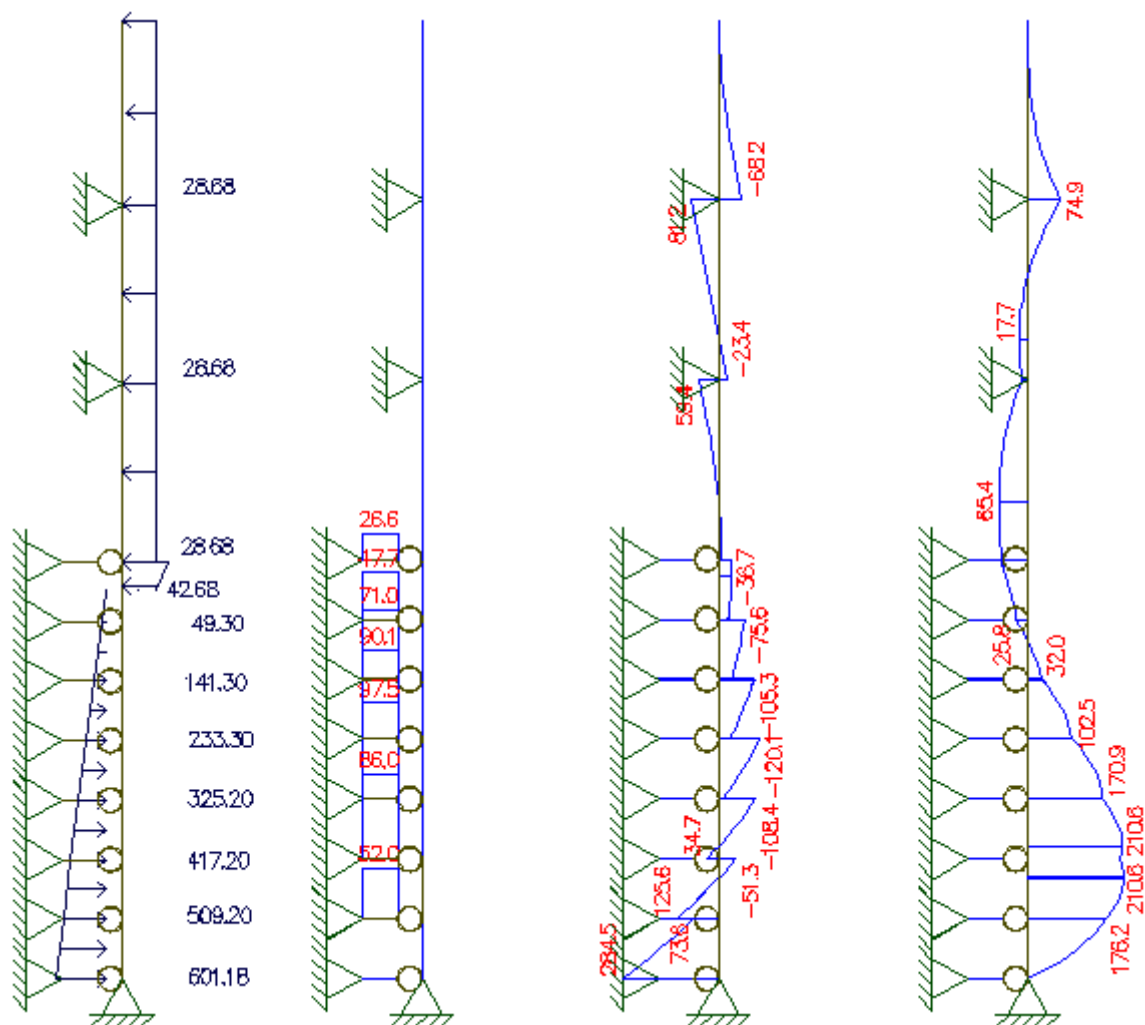


Fig. 4.11 - Diagramas do solo argiloso considerando apoios elásticos: a) de pressões de terras (kN/m^2); b) esforços Axiais (kN); c) esforços transversos (kN); d) momentos fletores (kN.m) (*Ftool*).

4.2.SOLUÇÃO CONSTRUTIVA COM ESCORAS

4.2.1. PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE

Como no caso da solução construtiva com ancoragens ativas, a solução com escoras terá um desenvolvimento de cálculo similar, com a diferença que a escoras não serão pré-esforçadas.

As escoras têm o comprimento igual à largura da escavação, ou seja 8 m de comprimento. Ao tratar-se de uma solução pontual, deve ser considerado o conceito de áreas de influência, como ilustra a *Figura 4.12*.

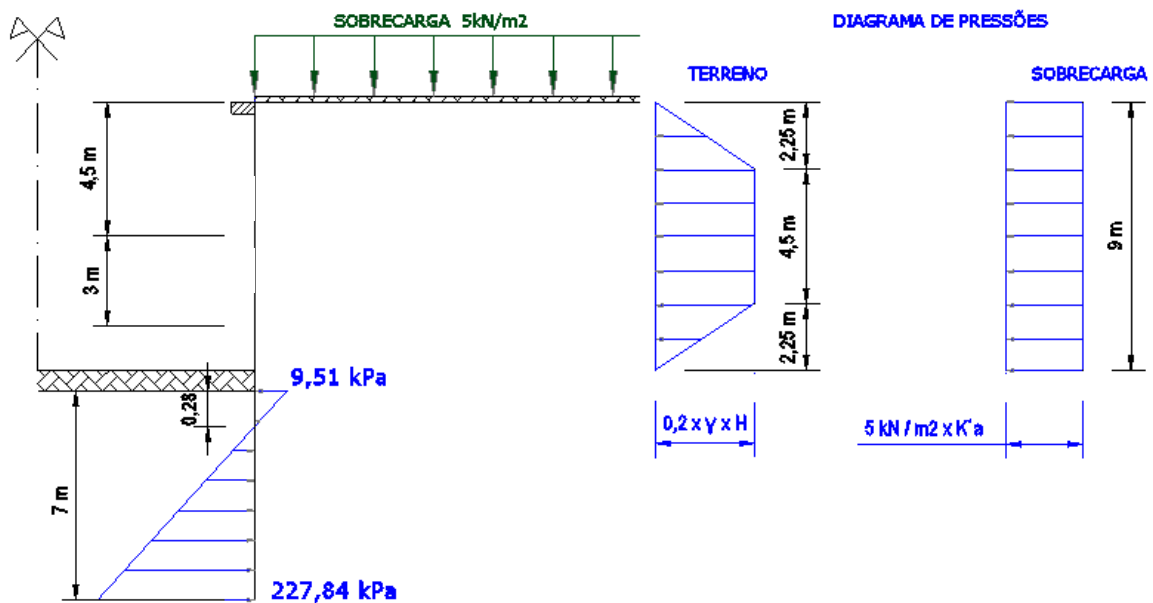


Fig. 4.12 - Distribuição das escoras no solo argila mole e sobrecarga de utilização.

4.2.1.1. Esforços nas escoras

A altura e o espaçamento utilizado para as escoras é o mesmo que foi usado para o caso do sistema de ancoragens ($s = 5m$). Isto porque se pretende ver o efeito das condições de apoio (escora ou ancoragem) nos esforços gerados na cortina.

Em consequência ao exposto na *Figura 4.12* e com base dos impulsos acumulados da *Tabela 4.1*, são calculados os esforços horizontais atuantes (N_{sd}) de cada escora consoante a área de influência de cada uma de forma idêntica às das ancoragens mostrada na *Tabela 4.6*.

4.2.1.2. Pré-dimensionamento das escoras

Para o pré-dimensionamento das escoras é fundamental a verificação da normativa do Eurocódigo 3 parte 1-1 particularmente ao estado limite último da resistência dos elementos à encurvadura, concretamente no ponto 6.3.1.1 (1), que indica a seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

Onde:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

Admitem-se uns perfis para o 1º e 2º nível de escora como se mostra na *Tabela 4.15*:

Tabela 4.15 - Secção transversal e rigidez axial de escoras em solo argiloso mole.

<i>Escora</i>	<i>Secção tubular S275</i>	<i>Rigidez axial</i>
<i>Escora 1</i>	$\phi 219,10/12mm$ $A = 78,1 \text{ cm}^2$	$EA = 210GPa \times 0,00781 \text{ cm}^2$ $= 1640100 \text{ kN}$
<i>Escora 2</i>	$\phi 219,10/10mm$ $A = 65,7 \text{ cm}^2$	$EA = 210GPa \times 0,00657 \text{ cm}^2$ $= 1379700 \text{ kN}$

4.2.1.3. Verificação à encurvadura:

Para verificar a encurvadura dos elementos de ancoragem, deve-se aplicar o descrito nos pontos 6.3.1 do Eurocódigo 3 parte 1-1, ver *Tabela 4.14*.

Tabela 4.16 - Verificação à encurvadura das escoras.

Verificação de segurança	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$ (4.19)	
O fator ε	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (4.20)	
A esbelteza λ_1	$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$ (4.21)	
A esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = \frac{L_e}{i} \times \frac{1}{\lambda_1}$ (4.22)	L_e - O comprimento efetivo o qual segundo o EC.2 no ponto 5.8.3.2 - $L = L_e$ i - O raio de giração:
Valor para determinar o coeficiente de redução χ	$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$ (4.23)	α - Fator de imperfeição, 0,21
Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura χ	$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$ (4.24)	

Do exposto e após várias tentativas, para o 1º nível de escora, chegou-se a um perfil tubular como mostram as *Tabelas 4.17 e 4.18*.

Na *Tabela 4.19*, está representada as condições de verificação da segurança à encurvadura.

Tabela 4.17 - Verificação à curvatura de escoras em solo argiloso - (1).

Nível	d [mm]	t [mm]	A [m ²]	l [m]	l_0 [m]	d/t	ε	Classe Sec.
Escora 1	219,10	12,00	0,0078075	8,00	8,00	18,26	0,92	Classe 1
Escora 2	219,10	10,00	0,0065691	8,00	8,00	21,91	0,92	Classe 1

Tabela 4.18 - Verificação à curvatura de escoras em solo argiloso - (2).

Nível	λ_1	i [m]	$\bar{\lambda}$	α	φ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]
Escora 1	86,80	0,05	1,68	0,21	2,07	0,30	654,79
Escora 2	86,80	0,05	1,68	0,21	2,07	0,30	550,93

Tabela 4.19 - Verificação de segurança à encurvadura nas escoras - solo argiloso mole.

Escora nível 1º	$N_{b,Rd} = 654,79kN > N_{Ed} = 602,45kN$
Escora nível 2º	$N_{b,Rd} = 550,93kN > N_{Ed} = 493,88kN$

Enquanto aos diagramas de esforços, o modelo de cálculo escolhido não mostra a distinção enquanto ao tipo de apoio usado pelo que não foram apresentados e portanto os diagramas serão os mesmos que já foram apresentados no subcapítulo 4.1.1 da solução com ancoragens.

4.2.2. PERFIL GEOTÉCNICO AREIA DENSA

Como no caso do solo argiloso, ao tratar com sistema de escoras, também teremos que ter em conta as áreas de influência que mostra a *Figura 4.13*.

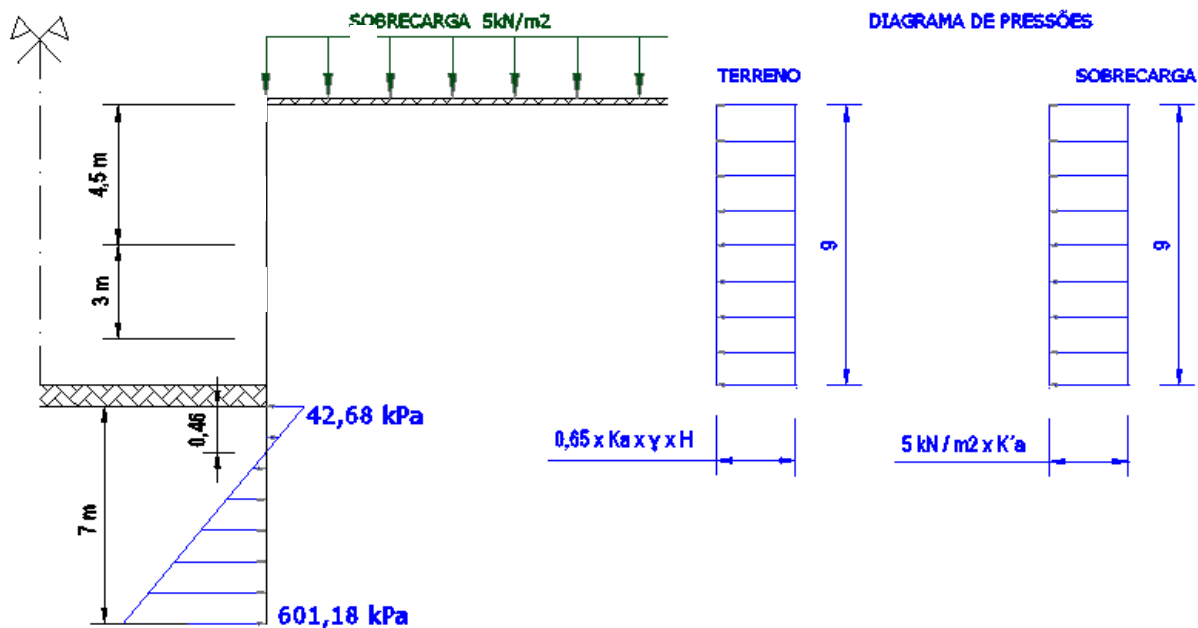


Fig. 4.13 - Distribuição das escoras no solo areia densa e sobrecarga de utilização.

4.2.2.1. Esforços nas escoras

O espaçamento a utilizar entre escoras num solo arenoso será igual ao obtido no caso anterior com solo argiloso ($s = 5m$), pelas mesmas razões já referidas anteriormente.

Em consequência ao exposto da *Figura 4.13* e tendo em conta os diagramas de pressões de terras da *Tabela 4.14* são calculadas as forças horizontais (N) em relação às áreas influência, que iram ser suportadas pelos três níveis de escoras, e tendo em conta o espaçamento (s).

4.2.2.2. Pré-dimensionamento das escoras

Para o pré-dimensionamento das escoras como no caso das escoras em solo argiloso, na *Tabela 4.20* está apresentado um resumo os perfis admitidos para o 1º e 2º nível de escoras.

Tabela 4.20 - Secção transversal e rigidez axial de escoras em solo arenoso denso.

<i>Escora</i>	<i>Perfil tubular S275</i>	<i>Rigidez axial</i>
<i>Escora 1</i>	$\phi 219,10/12mm$ $A = 78,1 \text{ cm}^2$	$EA = 210GPa \times 78,1 \text{ cm}^2$ $= 1640100kN$
<i>Escora 2</i>	$\phi 193,70/12mm$ $A = 68,5 \text{ cm}^2$	$EA = 210GPa \times 68,5 \text{ cm}^2$ $= 1438500kN$

4.2.2.3. Verificação à encurvadura:

Para dita comprovação, deve-se aplicar o descrito nos pontos 6.3.1 do Eurocódigo 3 parte 1-1, usando as mesmas expressões que no caso da argila mole e para várias tentativas até convergir numa verificação positiva.

Do exposto anteriormente e trás várias tentativas, foi obtido um perfil tubular como mostra a *Tabela 4.21* e 4.22, verificando as condições de segurança detalhadas na *Tabela 4.23*.

Tabela 4.21 - Verificação à curvatura de escoras em solo arenoso (1).

<i>Nível</i>	<i>d [mm]</i>	<i>t [mm]</i>	<i>A [m²]</i>	<i>l [m]</i>	<i>l₀ [m]</i>	<i>d/t</i>	<i>ε</i>	<i>Classe Sec.</i>
<i>Escora 1</i>	219,10	12,00	0,0078075	8,00	8,00	18,26	0,92	<i>Classe 1</i>
<i>Escora 2</i>	193,70	12,00	0,0068499	8,00	8,00	16,14	0,92	<i>Classe 1</i>

Tabela 4.22 - Verificação à curvatura de escoras em solo arenoso (2).

Nível	λ_1	i [m]	$\bar{\lambda}$	α	φ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]
Escora 1	86,80	0,05	1,68	0,21	2,07	0,30	654,79
Escora 2	86,80	0,05	1,90	0,21	2,49	0,24	459,96

Tabela 4.23 - Verificação de segurança à encurvadura nas escoras - solo arenoso denso.

Escora nível 1º	$N_{b,Rd} = 654,79kN > N_{Ed} = 645,25kN$
Escora nível 2º	$N_{b,Rd} = 459,96kN > N_{Ed} = 430,15kN$

Enquanto aos diagramas de esforços, o modelo de cálculo escolhido não mostra a distinção enquanto ao tipo de apoio usado pelo que não foram apresentados e portanto os diagramas serão os mesmos que já foram apresentados no subcapítulo 4.1.2 da solução com ancoragens.

5.

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODOS NUMÉRICOS

No presente capítulo serão objeto de análise os modelos estudados analiticamente no capítulo anterior, mas recorrendo a programas de cálculo numérico, concretamente o programa *CYPE 2015 k* e o programa *PLAXIS Introductory 2010*, com o objetivo de comparar o comportamento das estruturas com múltiplos níveis de apoios e alguns dos parâmetros resultantes, tais como os esforços e deslocamentos na estrutura de suporte flexível.

O conjunto de modelos analisados por cada programa são divididos nos seguintes tipos:

- Estrutura com vários níveis de ancoragens em solo argiloso mole;
- Estrutura com vários níveis de escorada em solo argiloso mole;
- Estrutura com vários níveis de ancoragens em solo arenoso denso;
- Estrutura com vários níveis de escorada em solo arenoso denso.

Para posteriores análises comparativas entre os diferentes modelos referidos, inicialmente são descritos os modelos e apresentados os resultados obtidos para cada solução separadamente. Assim, inicia-se a apresentação dos modelos e resultados obtidos pelo programa *CYPE 2015 k* (para os quatro modelos) e posteriormente os modelos e resultados obtidos pelo programa de cálculo *PLAXIS Introductory 2010*.

5.1. ANÁLISE NUMÉRICA - CYPE 2015 k

Os modelos criados são tratados e analisados por tipo do perfil geotécnico, de forma a estudar a influência de cada uma das soluções de apoio à estrutura propostas, analisando posteriormente os esforços e deslocamentos obtidos.

Posteriormente, será repetida a apresentação dos resultados (da mesma forma que o caso anterior) para o segundo perfil geotécnico.

Apresentando parâmetros comuns nos diferentes modelos, tais como a tipologia e a geometria da estrutura além das suas características físicas, optou-se por definir um perfil estrutural genérico na interface do programa e que, posteriormente, será particularizado para cada solução. A seguir mostra-se o modelo genérico do perfil estrutural.

As características da estrutura de suporte de betão armado são:

γ - Peso específico do solo 25 kN/m^3 ;

e - Espessura da cortina 45 cm ;

E - Módulo de elasticidade de 25 GPa ;

ν - Coeficiente de Poisson de $0,2$.

A vantagem dos programas de cálculo automático, é permitirem a definição de várias fases de escavação (do início ao fim da escavação). E, assim, analisar o efeito das diferentes fases de escavação nos resultados obtidos, esforços e deslocamentos da cortina.

O faseamento construtivo do modelo segundo o programa de cálculo *CYPE 2015 k* será definido com as seguintes fases:

- Fase 1º: solo em repouso;
- Fase 2º: escavação do 1º nível;
- Fase 3º: colocação do 1º elemento de apoio (ancoragem/escora);
- Fase 4º: escavação do 2º nível;
- Fase 5º: colocação do 2º elemento de apoio (ancoragem/escora);
- Fase 6º: escavação do 3º nível.

Uma vez definidas as fases construtivas, é preciso definir no programa a tipologia da cortina, definido como “Muro pantalha genérico”.

As características da cortina, são definidas segundo os parâmetros descritos na *Tabela 5.1*:

Tabela 5.1- Parâmetros materiais da cortina.

<i>E - Módulo de elasticidade (GPa)</i>	25
<i>G - Módulo de cortadura (GPa)</i>	10
<i>γ - Peso específico (kN/m)³</i>	25

Posteriormente, como mostra a *Tabela 5.2* é preciso especificar a altura total da cortina, a altura da mesma sobre a rasante e a espessura da cortina, e em consequência o programa fornece automaticamente os valores de área transversal, área transversal para as deformações por corte e a inercia transversal.

Tabela 5.2 - Dados gerais da geometria da cortina.

<i>Altura da cortina (m)</i>	16	<i>Área transversal (cm²/m)</i>	4500
<i>Altura da cortina sobre a rasante (m)</i>	10	<i>Área transversal para as deformações por corte (cm²/m)</i>	3750
<i>Espessura da cortina (cm)</i>	45	<i>Inercia transversal (cm⁴/m)</i>	759375

Assim, o programa já tem definida totalmente a estrutura de suporte básica inicial tanto em parâmetros de deformabilidade como geométricos. Nos subcapítulos seguintes, é particularizada a definição conforme o perfil geotécnico objeto de análise e com o tipo de solução usada para os apoios (ancoragens ativas ou escoras).

5.1.1. PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE

A geometria do modelo básico definida no início do capítulo consiste numa escavação de 9m de profundidade e 8m largura. O perfil geotécnico é um solo argiloso mole homogéneo com ausência de nível freático e com as mesmas características do Capítulo 4 (ver *Tabela5.3*):

Tabela 5.3 - Características do perfil geotécnico argiloso mole.

γ - Peso específico do solo (kN/m^3)	18
E - Módulo de deformabilidade (MPa)	10
ν - Coeficiente de Poisson	0,35
ϕ - Ângulo de atrito interno ($^\circ$)	22
δ - Ângulo de interface terras muro ($^\circ$)	$2/3 \phi$
c - Coesão (kPa)	20

Na *Tabela 5.4* e *Tabela 5.5* estão apresentados os dados gerais do perfil geotécnico e de interface solo estrutura.

Tabela 5.4 - Dados gerais do perfil geotécnico argiloso mole.

Cota da rasante (m)	0
Ângulo do talude ($^\circ$)	0
Distancia ao pé do talude (m)	0
Percentagem de atrito terreno-tardoz	66%
Percentagem de atrito terreno-intrados	66%

Tabela 5.5 - Dados específicos do perfil geotécnico argiloso mole.

d - Densidade aparente (kN/m^3)	18
d_s - Densidade submersa (kN/m^3)	12,19
ϕ - Ângulo de atrito interno ($^\circ$)	22
c - Coesão (kPa)	25

<i>ma</i> - Modulo de Winkler ativo (kN/m^3)	12000
<i>mp</i> - Modulo de Winkler passivo (kN/m^3)	12000
<i>g</i> - Gradiente módulo de Winkler (kN/m^4)	0

Em relação aos pontos de apoio, independentemente da solução do tipo de apoio adotada, serão colocados a 3 e 6m de profundidade para o 1º e 2º nível, respetivamente. A seguir são definidos os parâmetros dos elementos de apoio consoante cada tipo de apoio.

5.1.1.1. Solução construtiva com ancoragens ativas

Após definição dos pontos de apoio, deve-se definir as características geométricas e de deformabilidade das ancoragens, assim como o pré-esforço inicial.

Na *Tabela 5.6* e *Tabela 5.7*, estão apresentadas as características e parâmetros da ancoragem nº1 e nº2, respetivamente.

Pontualizar o facto de que a rigidez axial calculada para as ancoragens em solo argiloso mole no Capítulo 4 ($EA=145950 kN$), no programa deve ser inserido por metro de comprimento de ancoragem, no caso da ancoragem do nº1 tinha 10m de comprimento e para a ancoragem do nº2 tinha 8m de comprimento, sem contabilizar comprimento de bolbos de selagem. Enquanto às cotas, são inseridos em valores negativos já que a rasante foi admitida a cota 0,00 m.

Tabela 5.6 - Parâmetros da ancoragem ativa nº1.

<i>Cota (m)</i>	-3.00
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	14595
<i>Ângulo com a horizontal de colocação (°)</i>	25
<i>Carga de pré-esforço inicial (kN)</i>	700
<i>Espaçamento horizontal entre ancoragens consecutivas (m)</i>	5.00

Tabela 5.7 - Parâmetros da ancoragem ativa nº2.

Cota (m)	-6.00
Rigidez axial (kN/m)	18244
Ângulo com a horizontal de colocação (°)	20
Carga de pré-esforço inicial (kN)	700
Espaçamento horizontal entre ancoragens consecutivas (m)	5.00

A Figura 5.1 mostra o modelo definitivo da solução construtiva com ancoragens ativas em solo argiloso mole.

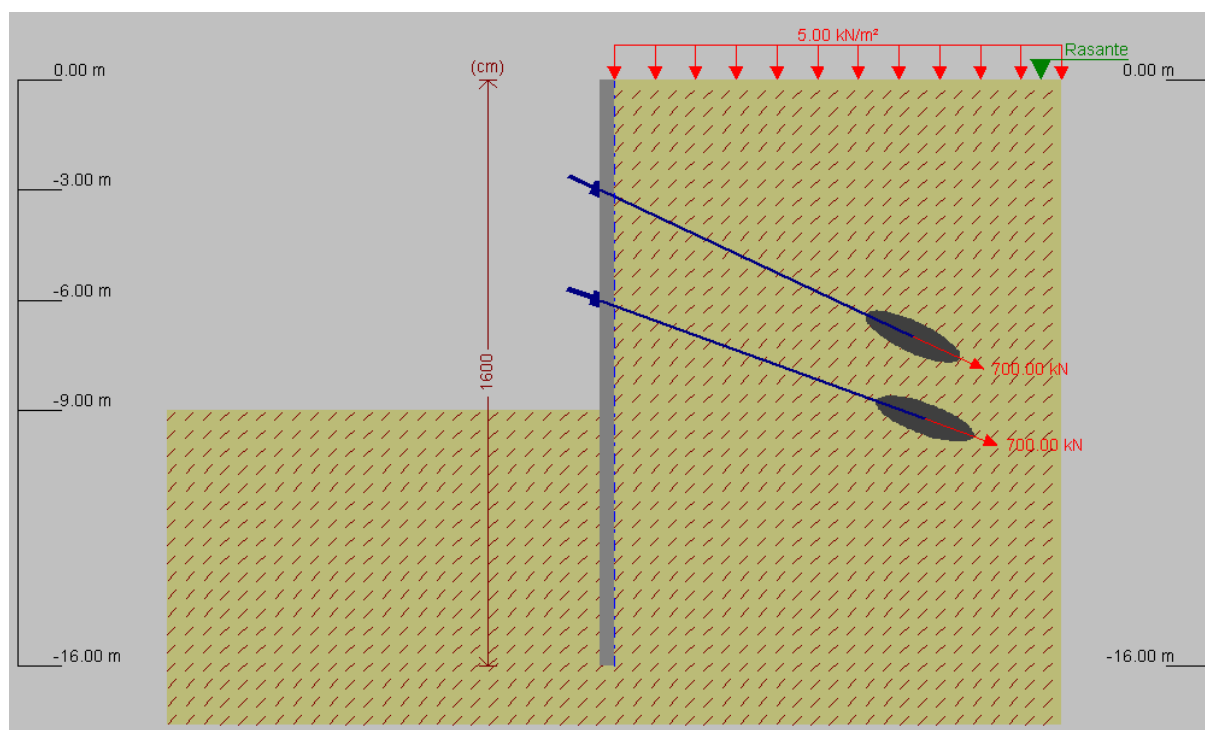


Fig. 5.1 - Modelo numérico de estrutura de suporte com 2 níveis de ancoragens em solo argiloso mole.

Apos ser definido o modelo de cálculo no programa, são obtidos os diagramas correspondentes aos deslocamentos horizontais, pressões de terra e esforços internos na cortina, ver Figura 5.2. São apresentando os diagramas nas 6 fases que definem o desenvolvimento da escavação.

Da Figura 5.2 pode-se observar que as fases com os valores máximos seja para os deslocamentos como pressões e esforços internos são as fases finais da construção nomeadamente 5 e 6, com alguma exceção como no caso do esforço transversal onde o máximo esforço transversal negativo se encontra na fase 4 com um valor aproximado de -50 kN

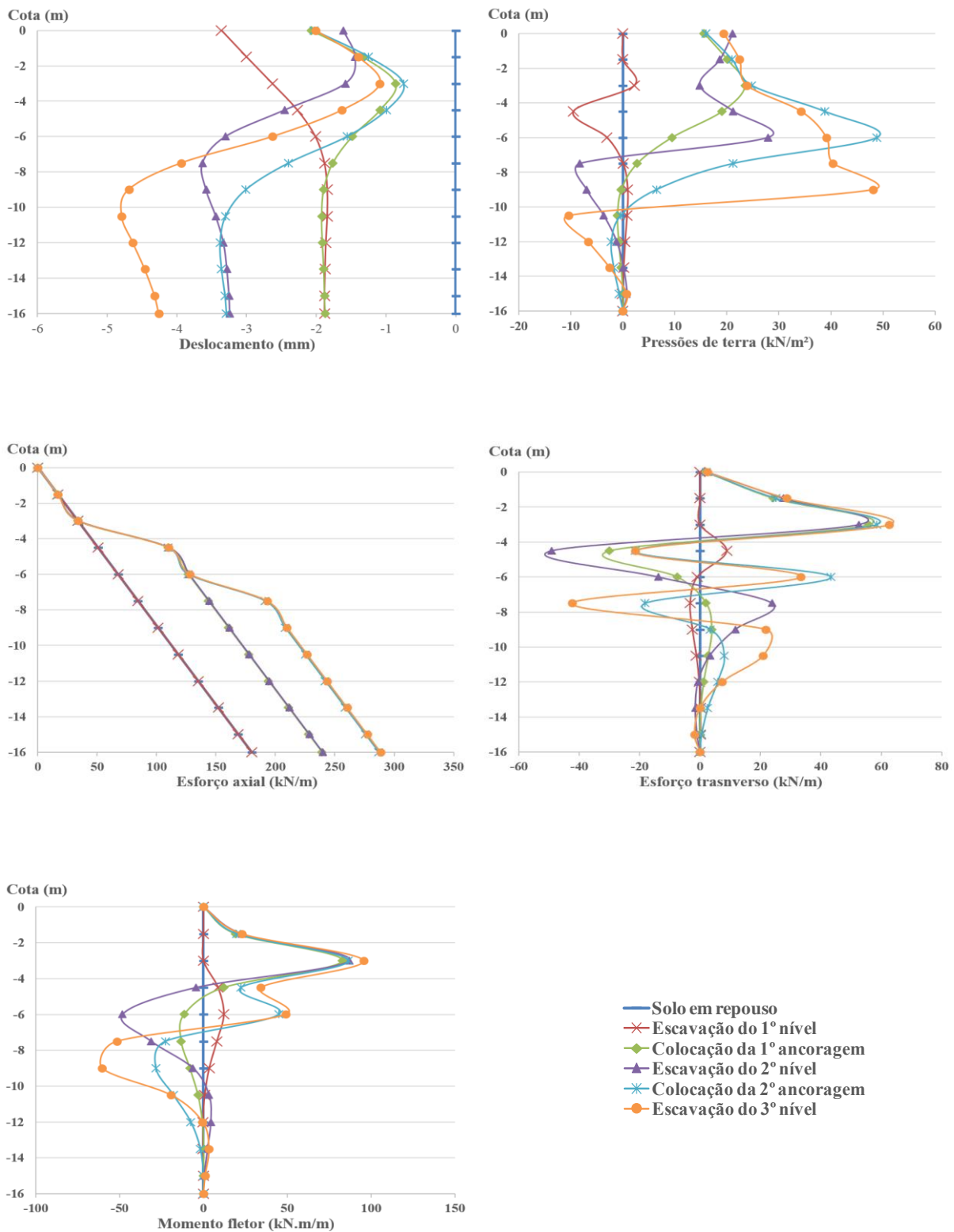


Fig. 5.2 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo argiloso mole - CYPE 2015 k.

5.1.1.2. Solução construtiva com escoras

De forma idêntica à das ancoragens ativas, deve-se definir as características geométricas e de deformabilidade das escoras. Os parâmetros da escora do nº1 estão representados na *Tabela 5.8*, e a ancoragem ativa do nº2 na *Tabela 5.9*.

Com 8m de largura de escavação, a rigidez axial calculada para as escoras em solo argiloso mole são, para cada nível de escoras, como indicado na *Tabela 4.15* do Capítulo 4, tal como foi referido o 1º nível de escora ($EA=1640100 \text{ kN}$) e para o 2º nível de escoras ($EA=1379700 \text{ kN}$). deve ser inserido por metro de comprimento de escora.

Tabela 5.8 - Parâmetros da escora nº1.

<i>Cota (m)</i>	-3.00
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	205013
<i>Espaçamento horizontal entre escoras consecutivas (m)</i>	5.00

Tabela 5.9 - Parâmetros da escora nº2.

<i>Cota (m)</i>	-6.00
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	172463
<i>Espaçamento horizontal entre escoras consecutivas (m)</i>	5.00

A *Figura 5.3* mostra o modelo definitivo da solução construtiva com escoras em solo argiloso mole.

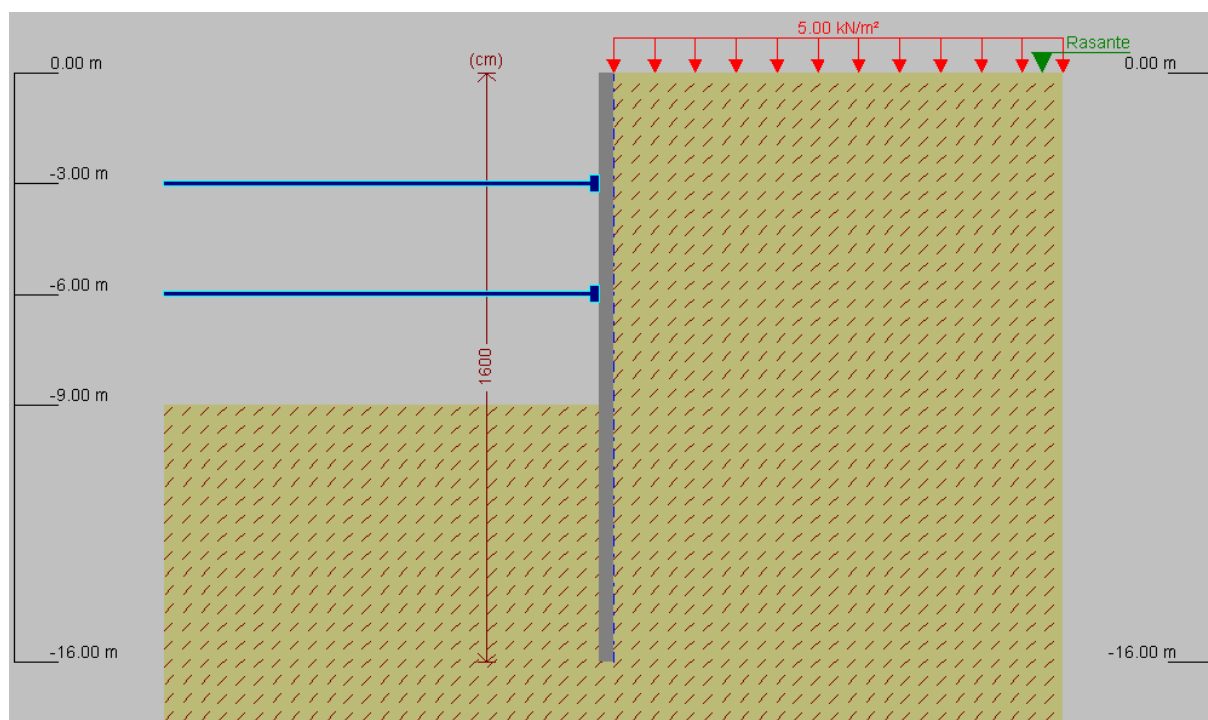


Fig. 5.3 - Modelo numérico de estrutura de suporte com 2 níveis de ancoragens em solo argiloso mole.

Após ser definido o modelo de cálculo no programa, são obtidos os diagramas correspondentes aos deslocamentos horizontais, pressões de terra e esforços internos na cortina, ver *Figura 5.4*. São apresentando os diagramas nas 6 fases que definem o desenvolvimento da escavação.

Da figura anterior, pode-se observar que no caso das escoras os diagramas para as fases 2 e 3, 4 e 5 se sobrepõem na totalidade, e como as escoras não introduzir nenhum pré-esforço na estrutura, o desenvolvimento dos diagramas são similares, encontrando os valores máximos nas fases 5 e 6.

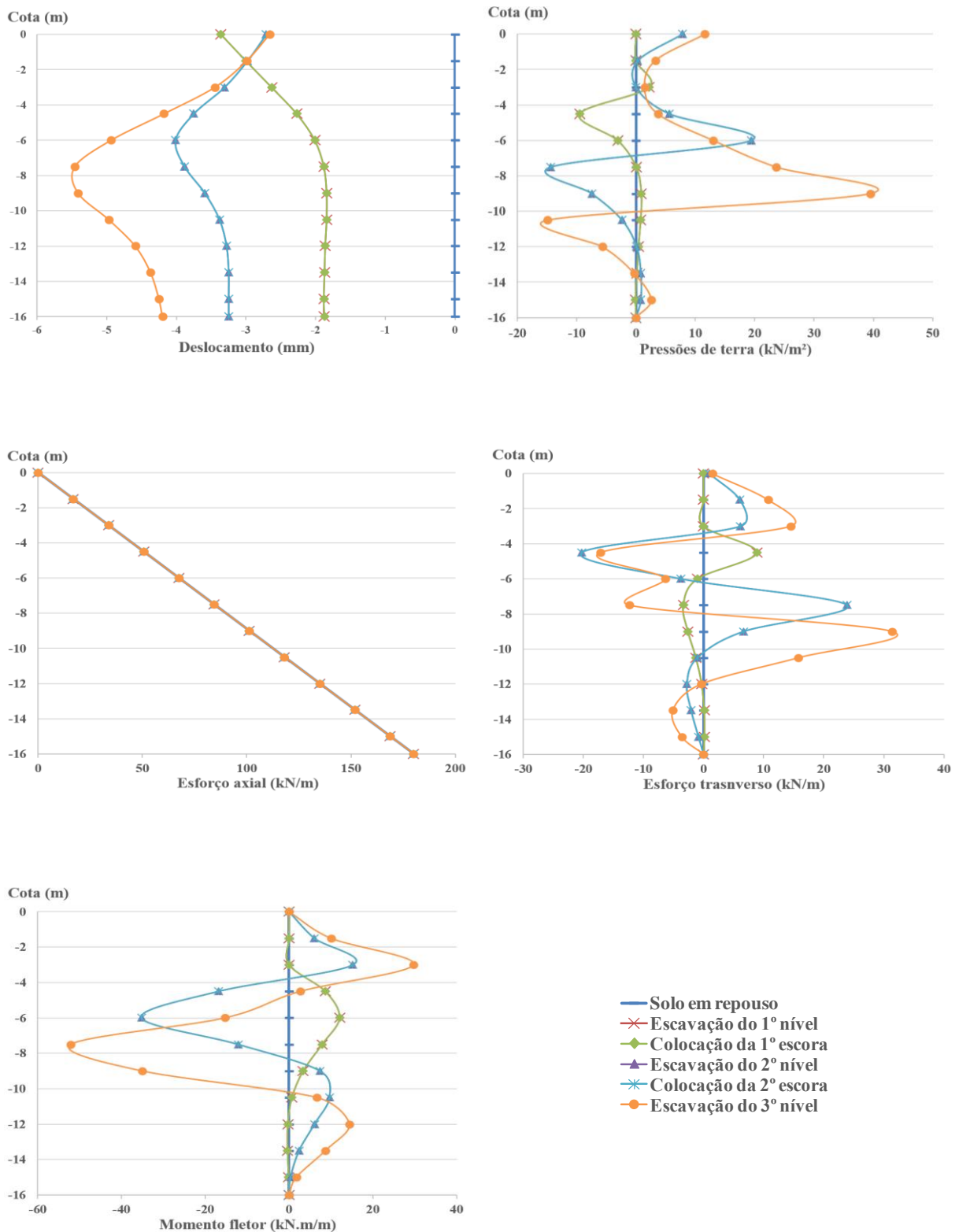


Fig. 5.4 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo argiloso mole - CYPE 2015 k.

5.1.2. PERFIL GEOTÉCNICO ARENOSO DENSO

Recorrendo à mesma geometria do modelo básico definida na secção 5.1.1 para uma escavação de 9m e profundidade e 8m largura, vai analisar-se agora a solução com perfil geotécnico de solo arenoso denso homogêneo com ausência de nível freático e com as mesmas características do problema do Capítulo 4. Na *Tabela 5.10* e seguintes resume-se as características do perfil geotécnico considerado.

Tabela 5.10 - Características do perfil geotécnico arenoso denso.

γ - Peso específico do solo (kN/m^3)	21
E - Módulo de deformabilidade (MPa)	120
ν - Coeficiente de Poisson	0,4
ϕ - Ângulo de atrito interno ($^\circ$)	40
δ - Ângulo de interface terras muro ($^\circ$)	$2/3 \phi$
c - Coesão (kPa)	0

Tabela 5.11 - Dados gerais do perfil geotécnico argiloso mole.

Cota da rasante (m)	0
Ângulo do talude ($^\circ$)	0
Distancia ao pé do talude (m)	0
Percentagem de atrito terreno-tardoz	66%
Percentagem de atrito terreno-intrados	66%

Tabela 5.12 - Dados específicos do perfil geotécnico argiloso mole.

d - Densidade aparente (kN/m^3)	21
d_s - Densidade submersa (kN/m^3)	21,10
ϕ - Ângulo de atrito interno ($^\circ$)	40
c - Coesão (kPa)	0
m_a - Modulo de Winkler ativo (kN/m^3)	39000
m_p - Modulo de Winkler passivo (kN/m^3)	39000
g - Gradiente módulo de Winkler (kN/m^4)	0

Utilizando a mesma disposição que no caso anterior (5.1.1), o 1º e 2º nível de apoio está a 3 e 6m de profundidade, respetivamente. A seguir são definidos os parâmetros dos elementos de apoio consoante cada tipo de apoio.

5.1.2.1. Solução construtiva com ancoragens ativas

De forma similar ao exposto no ponto 5.1.1.1, definem-se com os mesmos parâmetros da *Tabela 5.13 e Tabela 5.14* para as ancoragens ativas.

Tabela 5.13 - Parâmetros da ancoragem ativa nº1.

<i>Cota (m)</i>	<i>-3.00</i>
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	<i>14595</i>
<i>Ângulo com a horizontal de colocação (°)</i>	<i>25</i>
<i>Carga de pré-esforço inicial (kN)</i>	<i>700</i>
<i>Espaçamento horizontal entre ancoragens consecutivas (m)</i>	<i>5.00</i>

Tabela 5.14 - Parâmetros da ancoragem ativa nº2.

<i>Cota (m)</i>	<i>-6.00</i>
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	<i>18244</i>
<i>Ângulo com a horizontal de colocação (°)</i>	<i>20</i>
<i>Carga de pré-esforço inicial (kN)</i>	<i>700</i>
<i>Espaçamento horizontal entre ancoragens consecutivas (m)</i>	<i>5.00</i>

Após ser definido o modelo de cálculo no programa, são obtidos os diagramas correspondentes aos deslocamentos horizontais, pressões de terra e esforços internos na cortina. Na *Figura 5.5* são apresentando os diagramas nas 6 fases que definem o desenvolvimento da escavação.

Como era previsível o deslocamento máximo na areia é menor que no caso das argilas ancoradas, embora a diferença seja da ordem de 1mm. Enquanto ao resto de diagramas, mesmo que na última fase os valores máximos sejam similares na areia e na argila, mostra uma ligeira diferença em acréscimo nos valores da parcela de esforço transversal e momento fletor.

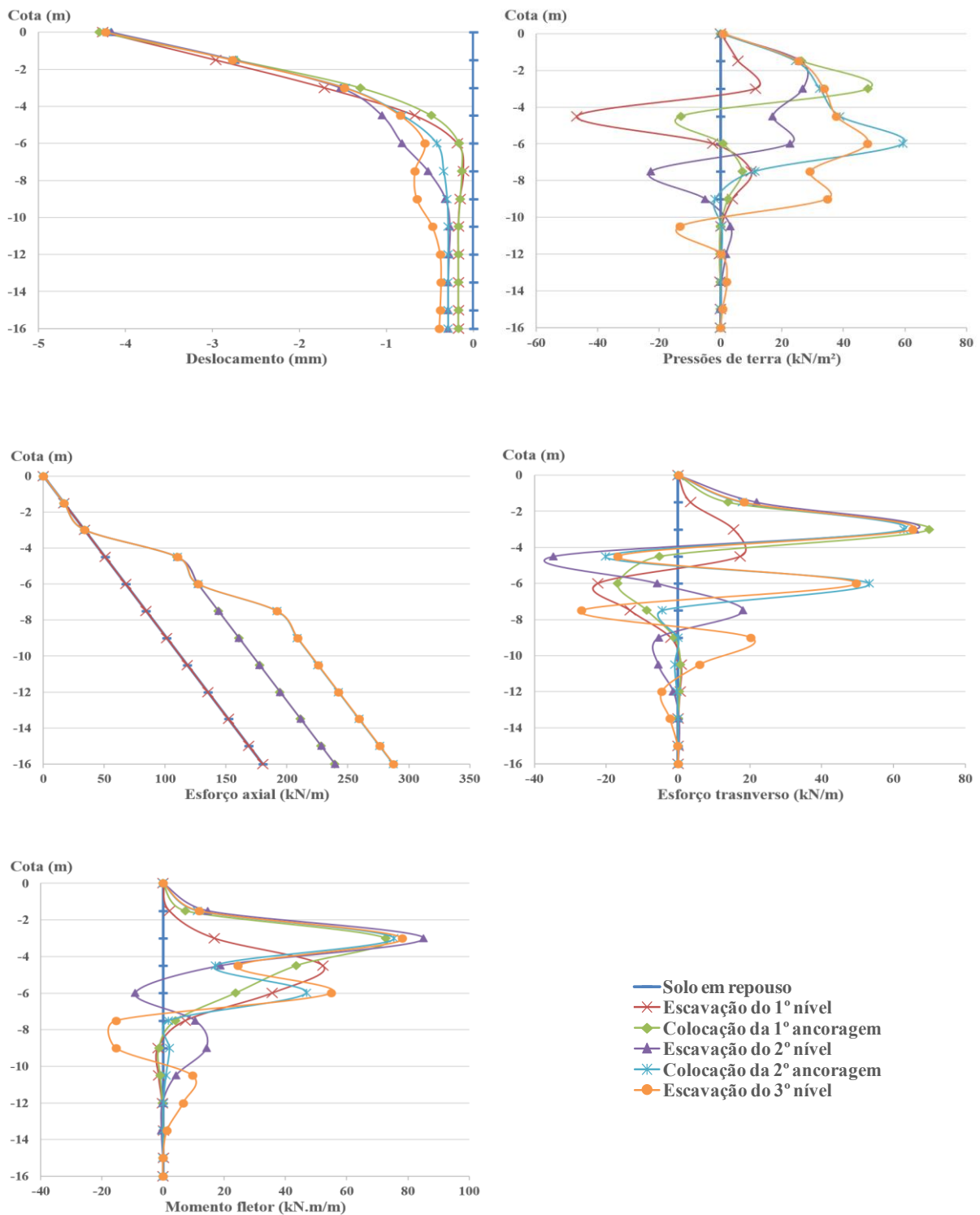


Fig. 5.5- Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo arenoso denso - CYPE 2015 k.

5.1.2.2. Solução construtiva com escoras

Identicamente ao caso da secção 5.1.1.2 devem-se atribuir características físicas, indicando a fase inicial e final além dos parâmetros para defini-las como ativas. Define-se os parâmetros da escora do nº1 na *Tabela 5.15*, e a ancoragem ativa do nº2 na *Tabela 5.16*.

Com 8m de largura de escavação, a rigidez axial calculada para as escoras em solo arenoso denso são para cada nível de escoras como indica na *Tabela 4.13* do Capítulo 4, sendo para o 1º nível de escora ($EA=1640100kN$) e para o 2º nível de escoras ($EA=1438485kN$), valores que devem ser considerados no programa por unidade de comprimento de cada escora.

Tabela 5.15 - Parâmetros da escora nº1.

<i>Cota (m)</i>	<i>-3.00</i>
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	<i>205013</i>
<i>Espaçamento horizontal entre escoras consecutivas (m)</i>	<i>5.00</i>

Tabela 5.16 - Parâmetros da escora nº2.

<i>Cota (m)</i>	<i>-6.00</i>
<i>Rigidez axial (kN/m)</i>	<i>179811</i>
<i>Espaçamento horizontal entre escoras consecutivas (m)</i>	<i>5.00</i>

Após ser definido o modelo de cálculo no programa, são obtidos os diagramas correspondentes aos deslocamentos horizontais, pressões de terra e esforços internos na cortina. Na *Figura 5.4* são apresentando os diagramas nas 6 fases que definem o desenvolvimento da escavação.

De igual forma ao caso análogo da solução de argilas com escoras, os diagramas da fase 2 e 3, fase 4 e 5 sobrepõem-se, novamente verificando o funcionamento passivo das escoras. Em comparação com o caso citado anteriormente, os valores são ligeiramente menores, concretamente no diagrama de momento fletor.

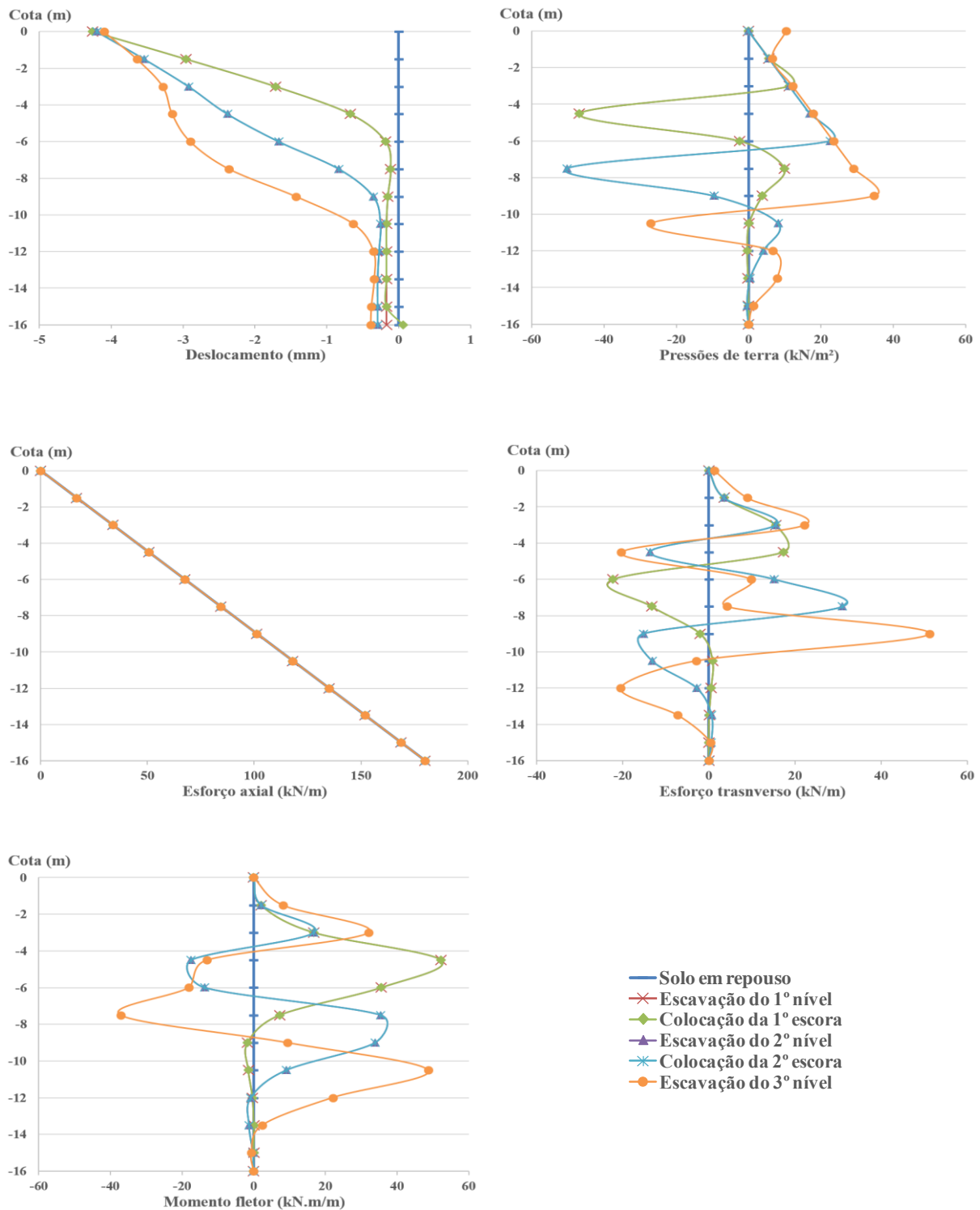


Fig. 5.6 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo arenoso denso - CYPE 2015 k.

5.2. ANÁLISE NUMÉRICA - *PLAXIS Introductory 2010*

De forma análoga aos modelos criados através do programa *CYPE 2015 k*, são criados os modelos numéricos no programa de elementos finitos *PLAXIS Introductory 2010*.

Como se pode ver na *Figura 5.7* os limites do modelo numérico foram admitidos 60m de comprimento total e 25 m de altura. Relativamente às condições de fronteira, o modelo está impedido de se mover na sua base tanto na horizontal como na vertical. Nas suas extremidades (esquerda e direita), o modelo está impedido de se mover na horizontal. Trata-se de um problema numérico em estado plano de deformação.

Como o nível freático foi desprezado, e portanto a análise é considerada para condições drenadas para os dois perfis geotécnicos.

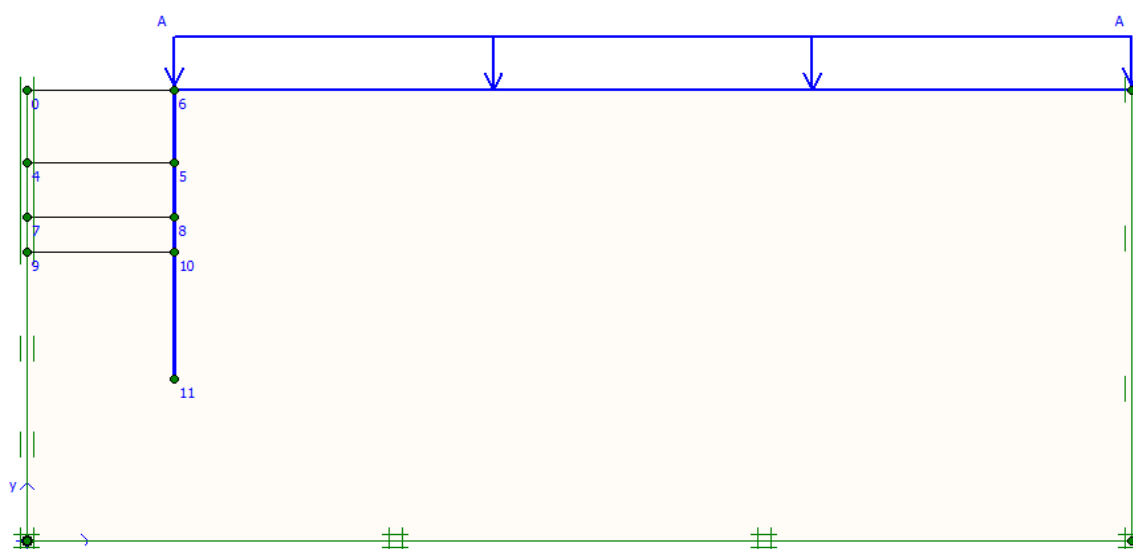


Fig. 5.7 - Geometria genérica do modelo.

A estrutura de contenção, é definida, na modelação, com o elemento “*Plate*”, e as características da estrutura de suporte em betão armado estão apresentadas na *Tabela 5.17*. A espessura da cortina é calculada diretamente pelo programa ao definir os valores da rigidez axial e flexional.

Enquanto ao comportamento escolhido para a cortina em termos de deformação, é elástico linear de forma a sofrer deformações em regime elástico linear, sem formação de rótulas plásticas.

Tabela 5.17 - Parâmetros da estrutura de suporte.

<i>EA</i> - Rigidez axial da estrutura (kN/m)	$1,125 \times 10^7$
<i>EI</i> - Rigidez flexional da estrutura (kN.m ² /m)	$1,898 \times 10^5$
<i>w</i> - Peso por metro de desenvolvimento (kN/m/m)	11,250
<i>v</i> - Coeficiente de Poisson	0,20

Para a definição da malha de elementos finitos o programa *PLAXIS Introductory 2010* permite utilizar varias opções para configurara o modelo, neste caso optou-se por uma malha de elementos finitos triangulares optando por um modelo de tensões no plano e com 15 pontos nodais. Enquanto ao refinamento da malha, é possível optar por vários graus de refinamento, para este modelo utilizou-se uma malha de refinamento media. Após a discretização automática da malha de elementos finitos como ilustra a *Figura 5.8* é constituída por 300 elementos, 2581 nós e 3600 pontos de tensão.

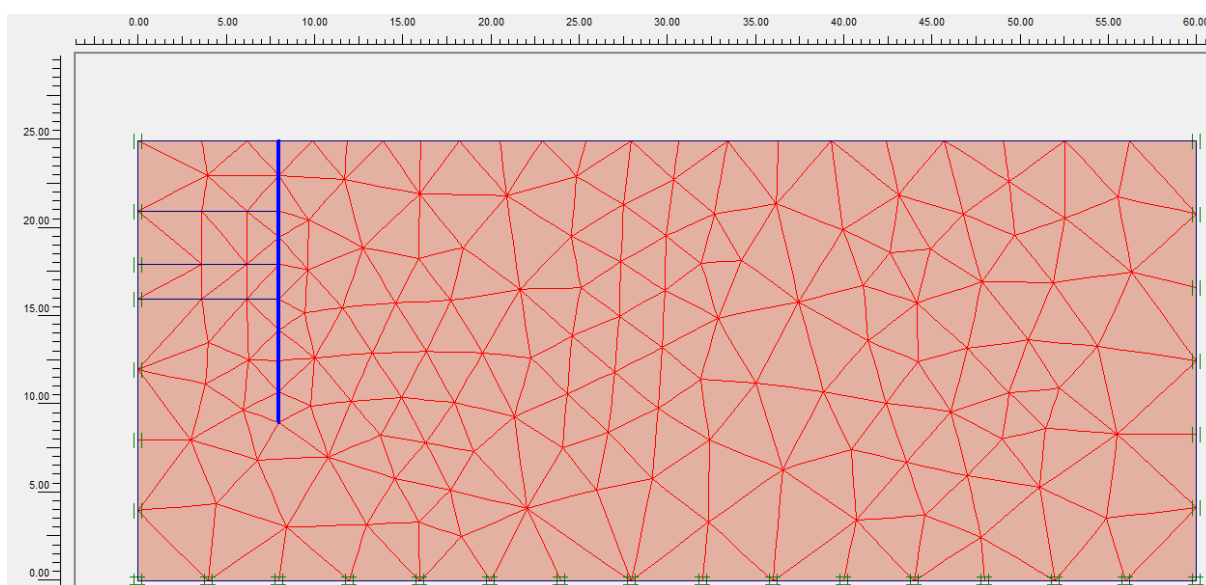


Fig. 5.8 - Malha de elementos finitos do modelo base.

O faseamento construtivo do modelo segundo o programa de cálculo *PLAXIS Introductory 2010* será definido com as seguintes fases:

- Fase 1º: escavação do 1º nível;

- Fase 2º: colocação do 1º elemento de apoio (ancoragem/escora);
- Fase 3º: escavação do 2º nível;
- Fase 4º: colocação do 2º elemento de apoio (ancoragem/escora);
- Fase 5º: escavação do 3º nível.

Nas subsecções posteriores, serão analisado e apresentados os resultados de cada solução: para cada perfil geotécnico e para cada tipo de solução usada para os apoios (ancoragens ativas ou escoras).

5.2.1. PERFIL GEOTÉCNICO ARGILOSO MOLE

Para o comportamento mecânico do solo, optou-se por utilizar o modelo de Mohr-Coulomb. Admitiu-se o solo com comportamento elástico-perfeitamente plástico, isto é, o solo sofre deformações elásticas até atingir a tensão de cedência, a partir do qual se comporta de forma perfeitamente plástico, provocando deformações irrecuperáveis.

O solo terá comportamento em condições drenadas, devido à ausência de nível freático. O parâmetro relevante é o peso específico insaturado γ_{unsat} e não o do peso específico saturado γ_{sat} . No programa é necessário definir os dois valores e de forma a evitar problemas com a simulação numérica, foi admitido um valor para o γ_{sat} ligeiramente superior ao γ_{unsat} como mostra a *Tabela 5.18*:

Tabela 5.18 - Pesos específicos do solo argiloso mole.

γ_{unsat} - Peso específico insaturado do solo (kN/m^3)	18,000
γ_{sat} - Peso específico saturado do solo (kN/m^3)	18,100

Relativamente às restantes características e parâmetros do solo, estão representadas na *Tabela 5.19*.

Tabela 5.19 - Características gerais do solo argiloso mole.

E_{ref} - Módulo de deformabilidade do solo (kN/m^2)	$1,000 \times 10^4$
ν - Coeficiente de Poisson	0,330
c - Coesão (kN/m^2)	20,000
ϕ - Ângulo de atrito interno ($^\circ$)	22,000
ϕ - Ângulo de dilatação ($^\circ$)	0
R_{inter} - Ângulo de atrito solo/paramento interno ($^\circ$)	0,66

5.2.1.1. Solução construtiva com ancoragens ativas

Como já foi referido para as análises anteriormente do trabalho, considera-se de novo ancoragens com as mesmas características geométricas. E portanto após definir as geometrias das ancoragens, define-se o comportamento da ancoragem em regime elástico. A rigidez axial das ancoragens e o seu espaçamento está na Tabela 5.20. O valor do pré-esforço em cada ancoragem a atribuir na interface do programa é de 140 kN/m , é definido como o pré-esforço inicial por ancoragem 700 kN e do espaçamento horizontal que existe entre duas ancoragens consecutivas de 5 m .

Tabela 5.20 - Parâmetros das ancoragens ativas.

EA - Rigidez axial das ancoragens (kN)	$1,460 \times 10^5$
$L_{spacing}$ - Espaçamento entre ancoragens no plano horizontal (m)	5

Relativamente ao bolbo de selagem, admitiu-se utilizar um dos valores dos exemplos de cálculo fornecidos pelo próprio programa rigidez axial é $EA = 1,000 \times 10^5 \text{ kN}$

Na Figura 5.9-a) mostra o modelo de cálculo e na Figura 5.9-b) o resultado do deslocamento total da simulação para a ultima fase de construção (Fase 5).

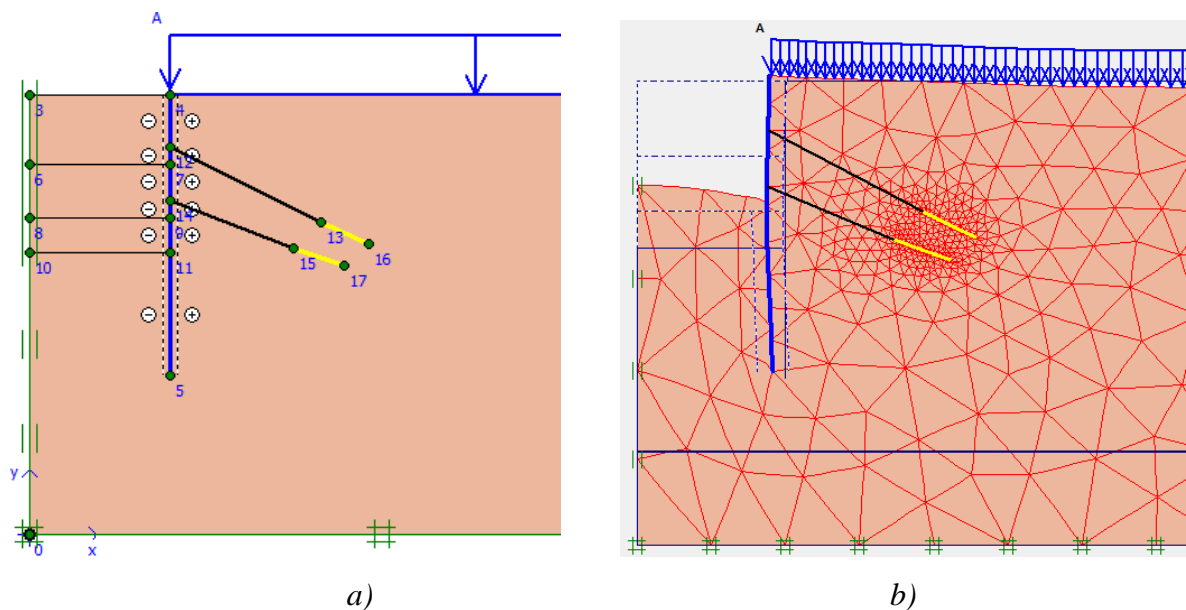


Fig. 5.9 - Modelo com ancoragens ativas em solo argiloso mole.

Após a simulação do modelo com o programa, na *Figura 5.10* apresentam-se os diagramas dos deslocamentos, pressões de terras e esforços internos na estrutura de contenção resultantes das 5 fases construtivas.

Da figura anterior observa-se que a fase com valores máximos é a fase 5 (ultima fase), excetuando o diagrama de momento fletor onde o máximo valor do momento positivo é o da fase 2 com 100 kN.m . Enquanto ao diagrama de esforço axial, mostra um comportamento crescente para depois numa certa profundidade decrescer, esse fenómeno deve-se ao atrito solo/paramento e ao movimento ascendente na vertical da estrutura.

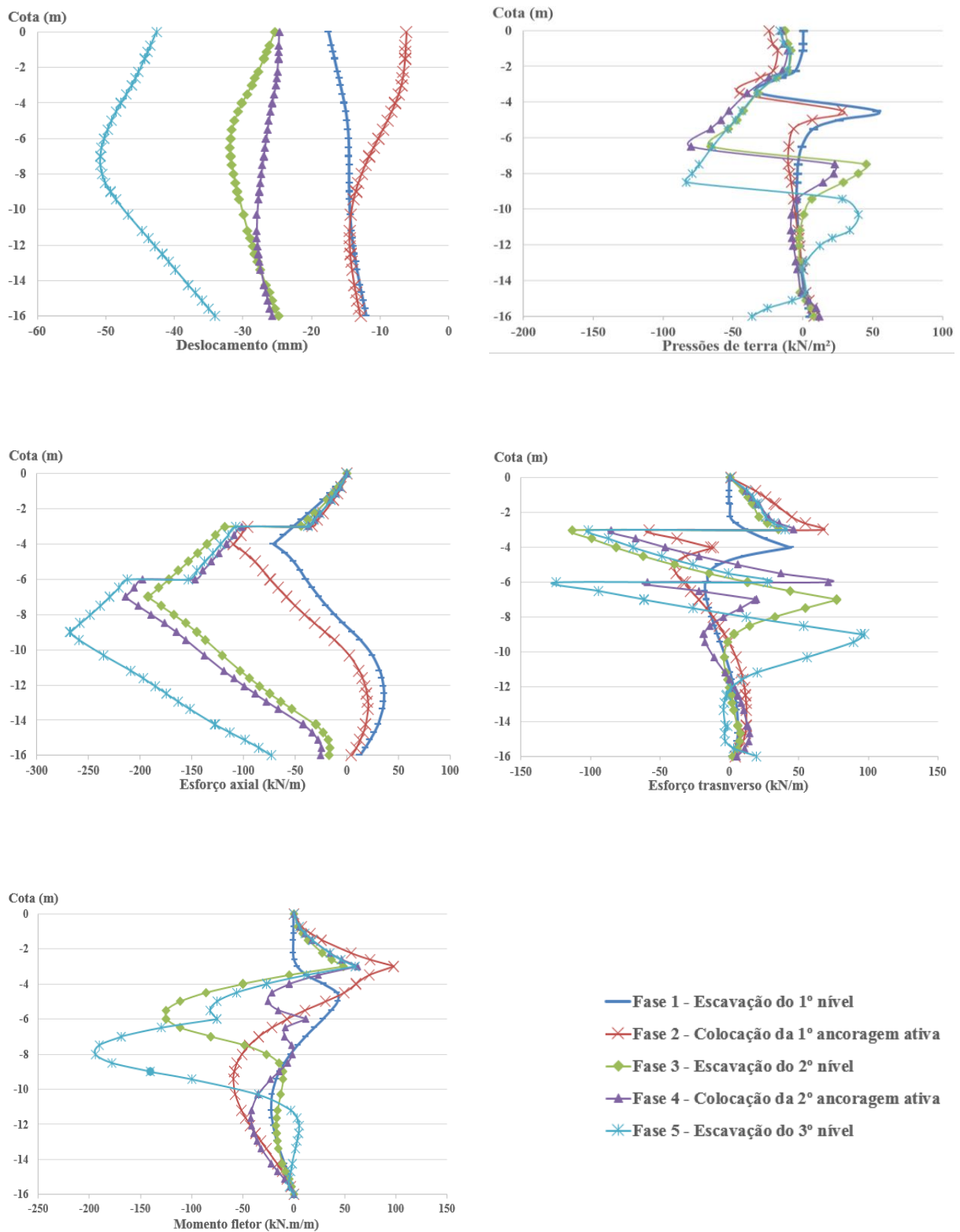


Fig. 5.10 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo argiloso mole - PLAXIS Introductory 2010.

5.2.1.2. Solução construtiva com escoras

Processo semelhante foi seguido para a solução com escoras. Nas escoras devem-se atribuir as características físicas, nomeadamente a rigidez axial e o espaçamento entre escoras consecutivas no plano horizontal na *Tabela 5.21*. É importante sublinhar que o modelo foi definido para uma geometria de metade da escavação, visto ser um problema simétrico, portanto o comprimento definido para as escoras no programa será da metade do seu comprimento real ou seja 4 m.

Tabela 5.21 - Parâmetros da escora n1.

EA - Rigidez axial da estrutura (kN) - Escora n1	$1,640 \times 10^6$
EA - Rigidez axial da estrutura (kN) - Escora n2	$1,380 \times 10^6$
$L_{spacing}$ - Espaçamento entre escoras no plano horizontal (m)	5

A *Figura 5.11-a)* mostra o modelo de cálculo e a *Figura 5.11-b)* o resultado do deslocamento total da simulação para a ultima fase de construção (*Fase 5*).

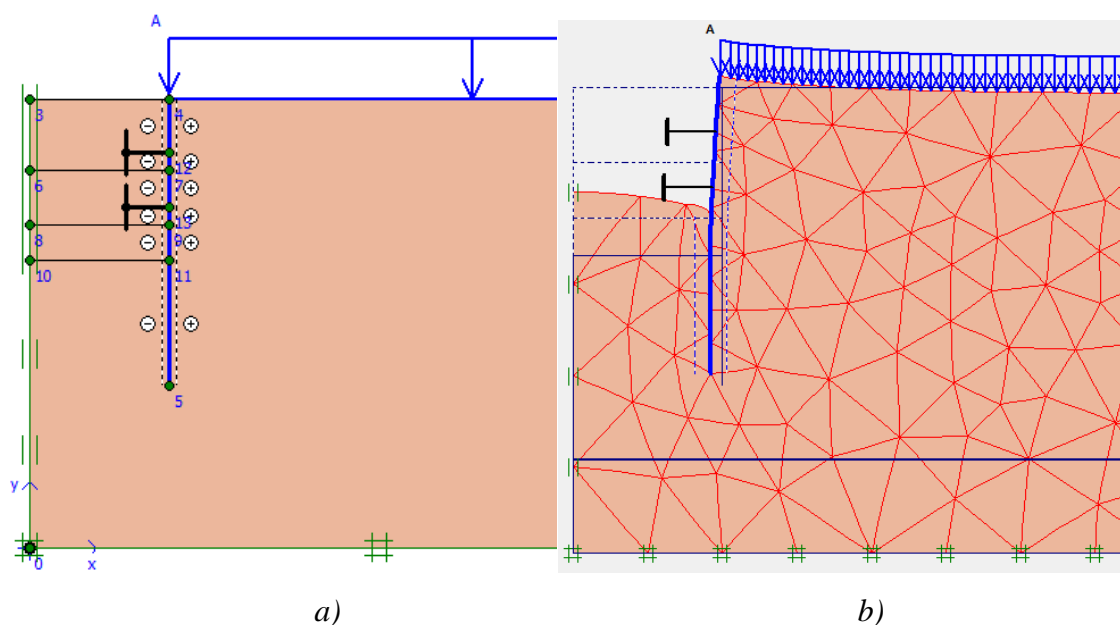


Fig. 5.11 - Modelo com escoras em solo argiloso mole.

Apos a simulação do modelo com o programa, apresentam-se na *Figura 5.12*. os diagramas dos deslocamentos, pressões de terras e esforços internos na estrutura de contenção resultantes das 5 fases construtivas.

No caso das escoras observam-se novamente os máximos na última fase, (fase 5). Com um comportamento idêntico ao caso anterior em relação ao diagrama do esforço axial.

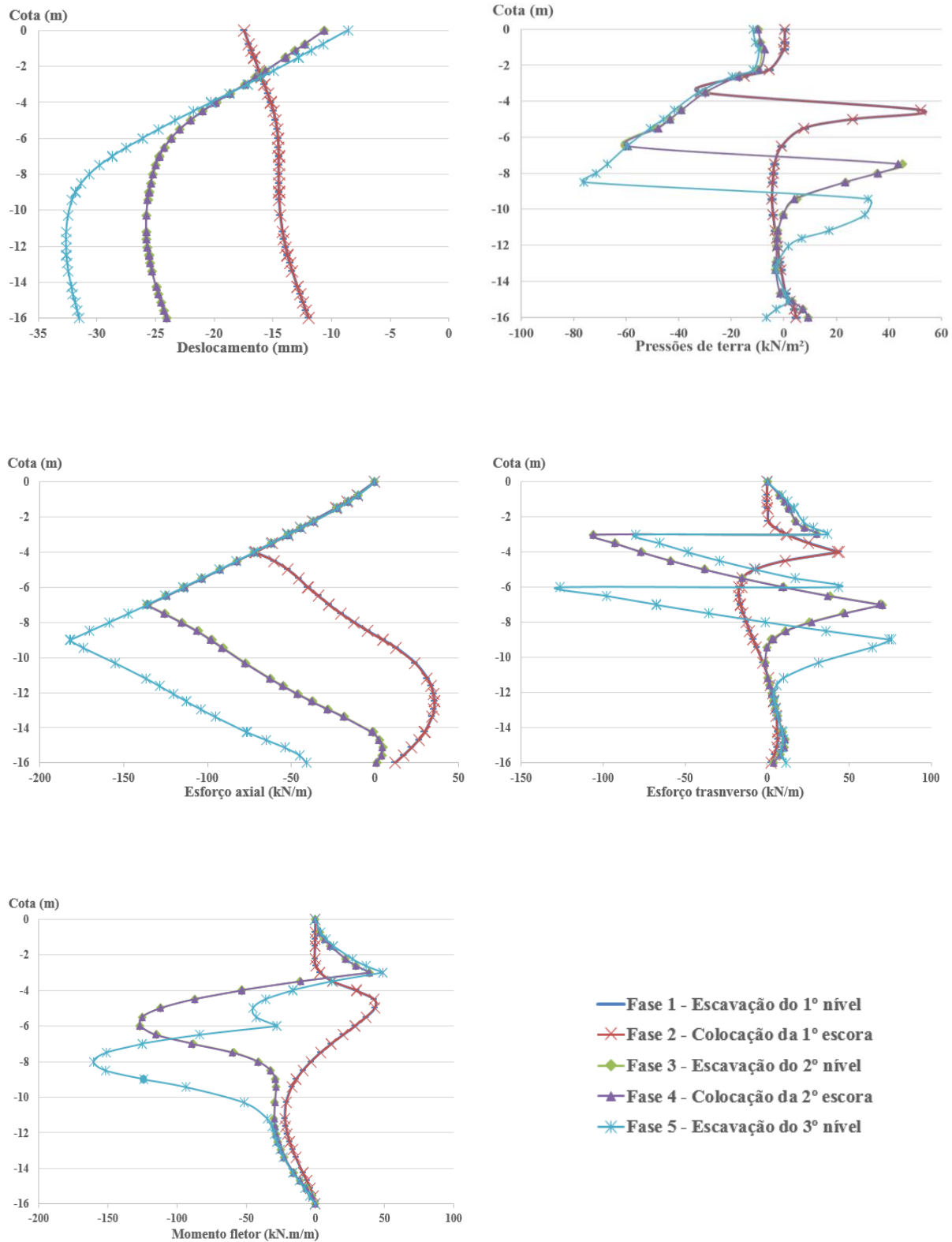


Fig. 5.12 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo argiloso mole - PLAXIS Introductory 2010.

5.2.2. PERFIL GEOTÉCNICO ARENOSO DENSO

De forma similar à modelo com solo argiloso, optou-se por utilizar o critério de rotura de Mohr-Coulomb para o comportamento mecânico do solo. O solo terá um comportamento elástico-perfeitamente plástico, isto é, a deformação elástica atingira um ponto no qual começara a deformar de plasticamente de forma linear sem aumentar a tensão associada.

A *Tabela 5.22* apresenta o peso específico seco γ_{unsat} e o peso específico saturado γ_{sat} , admitindo para γ_{sat} um valor ligeiramente superior γ_{unsat} .

Tabela 5.22 - Pesos específicos do solo arenoso denso.

γ_{unsat} - Peso específico insaturado do solo (kN/m ³)	21,000
γ_{sat} - Peso específico saturado do solo (kN/m ³)	21,100

Na *Tabela 5.23*, apresentam-se as restantes características e parâmetros do solo, necessárias para completar a definição do solo na interface do programa. É importante sublinhar o facto de ser um solo granular e portanto a sua coesão seria nula, mas com esta consideração a versão do programa já tinha provocado algum erro de resolução no processo de cálculo e portanto na obtenção dos resultados. Por este motivo optou-se por definir uma coesão não nula mas de valor muito reduzido como é 0,01.

Tabela 5.23 - Características gerais do solo argiloso mole.

E_{ref} - Módulo de deformabilidade do solo (kN/m ²)	$1,200 \times 10^5$
ν - Coeficiente de Poisson	0,400
c - Coesão (kN/m ²)	0,01
ϕ - Ângulo de atrito interno (°)	40,000
ϕ - Angulo de dilatância (°)	0
R_{inter} - Angulo de atrito solo/paramento interno (°)	0,66

5.2.2.1. Solução construtiva com ancoragens ativas

Como já admitido para as outras análises apresentadas, considera-se de novo as ancoragens com as mesmas características para ambos perfis geotécnicos. Portanto, os parâmetros são definidos no programa com os mesmos valores que no caso do solo argiloso mole, como mostra a *Tabela 5.24*. Conseqüentemente, o valor do pré-esforço em cada ancoragem a atribuir no programa é de 140 kN/m.

Tabela 5.24 - Parâmetros das ancoragens ativas.

<i>EA - Rigidez axial das ancoragens (kN)</i>	$1,460 \times 10^5$
<i>L_{spacing} - Espaçamento entre ancoragens no plano horizontal (m)</i>	5

Aa *Figura 5.13-a)* mostra o modelo de cálculo e a *Figura 5.13-b)* o resultado do deslocamento total da simulação para a ultima fase de construção (*Fase 5*).

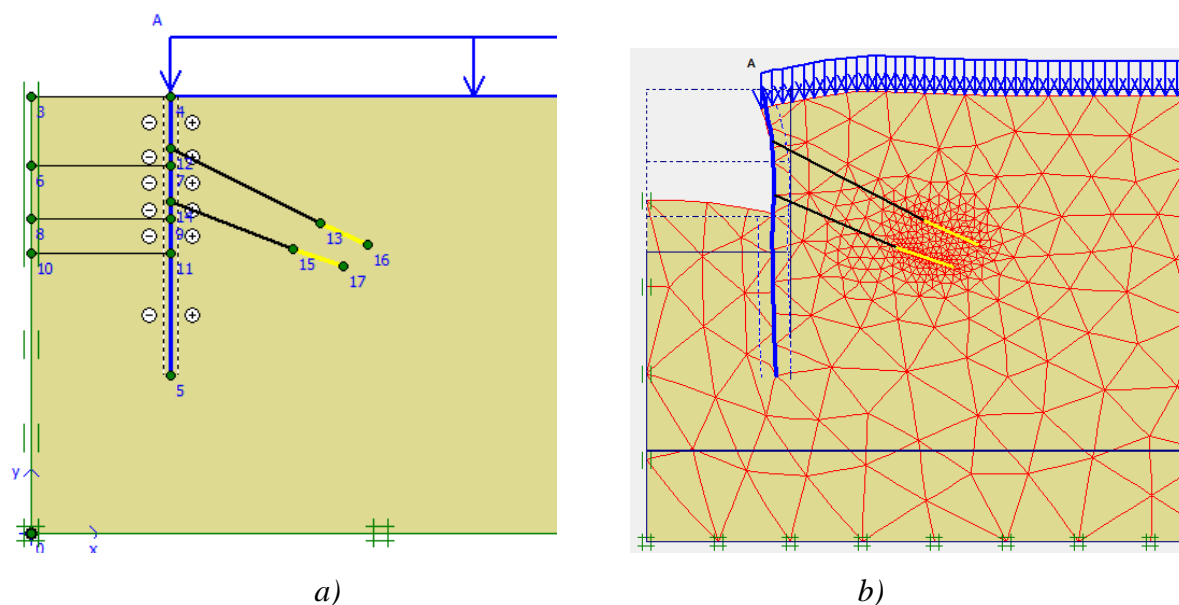


Fig. 5.13 - Modelo com ancoragens ativas em solo arenoso denso.

A *Figura 5.14* apresenta os diagramas dos deslocamentos, pressões de terras e esforços internos na estrutura de contenção resultantes das 5 fases que definem o desenvolvimento da escavação. Pode-se concluir que no caso das areias os deslocamentos são muito menores que no caso

análogo em argilas de uma ordem de grandeza 6 vezes menor. Não obstante, também mostra o mesmo comportamento nos valores dos diagramas dos outros parâmetros sendo menor argilas.

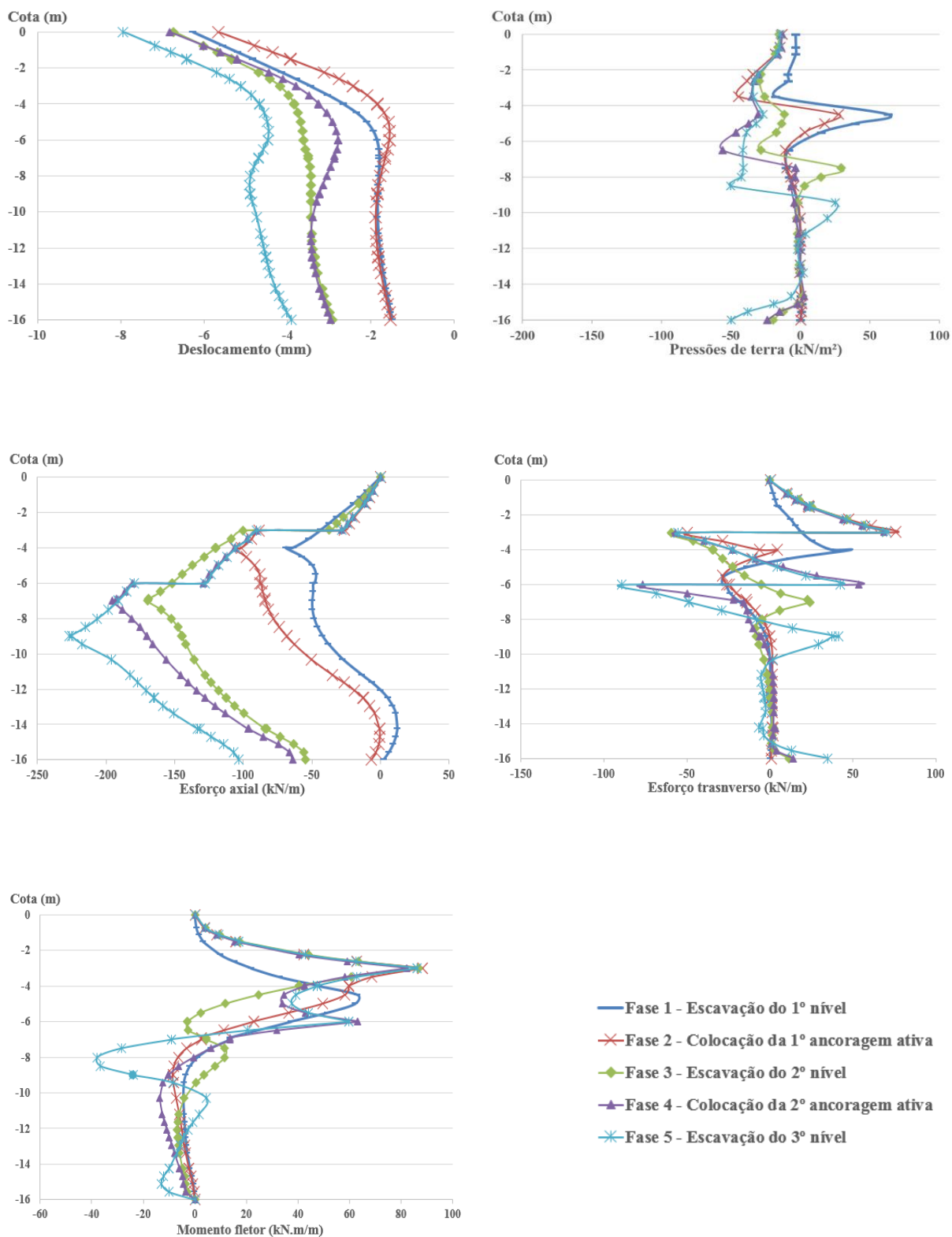


Fig. 5.14 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com ancoragens ativas em solo arenoso denso - PLAXIS Introductory 2010.

5.2.2.2. Solução construtiva com escoras

De forma idêntica ao que já foi exposto, na *Tabela 5.25*, apresentam-se a rigidez axial e o espaçamento entre escoras consecutivas no plano horizontal.

Tabela 5.25 - Parâmetros da escora n1.

<i>EA - Rigidez axial da estrutura (kN) - Escora n1</i>	$1,640 \times 10^6$
<i>EA - Rigidez axial da estrutura (kN) - Escora n2</i>	$1,438 \times 10^6$
<i>L_{spacing} - Espaçamento entre ancoragens no plano horizontal (m)</i>	5

Na *Figura 5.15-a*) mostra o modelo de cálculo e na *Figura 5.15-b*) o resultado do deslocamento total da simulação para a ultima fase de construção (*Fase 5*).

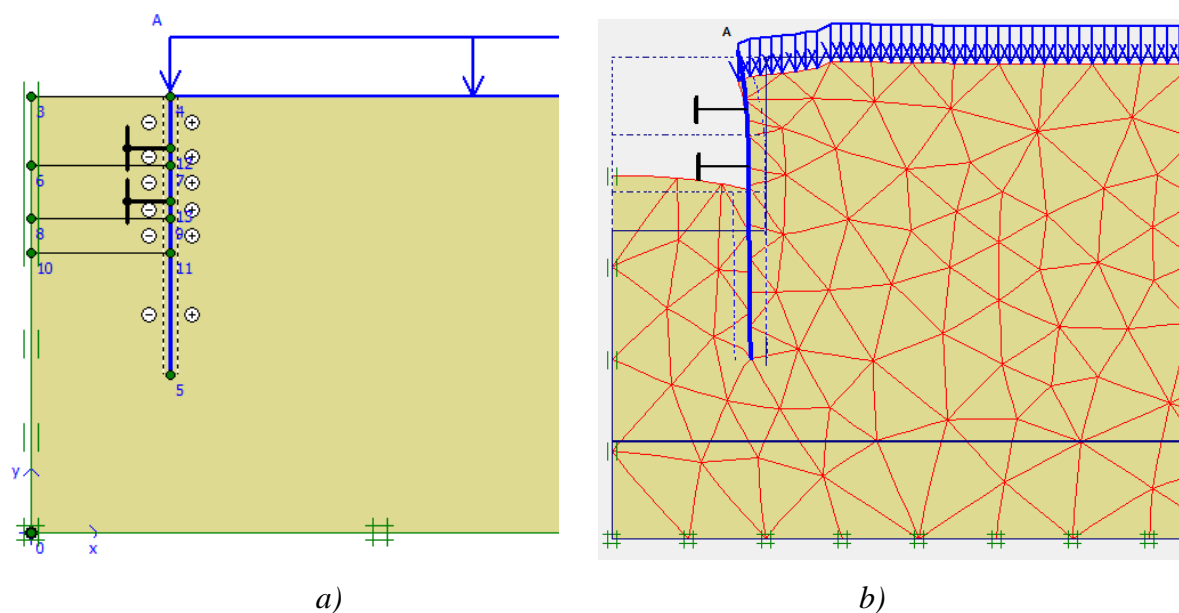


Fig. 5.15 - Modelo com escoras em solo arenoso denso.

Depois de definir e simular o modelo de cálculo no programa, são apresentados na *Figura 5.16* os diagramas dos deslocamentos, pressões de terras e esforços internos na estrutura de contenção resultantes das 5 fases que definem o desenvolvimento da escavação. Os valores mostrados são menores que no caso análogo nas argilas, sobretudo na parcela de deslocamentos de uma ordem de magnitude 4,5 vezes menor. Outro parâmetro que mostra grandes diferenças

é o diagrama de momento fletor em particular no momento negativo com uma ordem de grandeza 6 vezes menor.

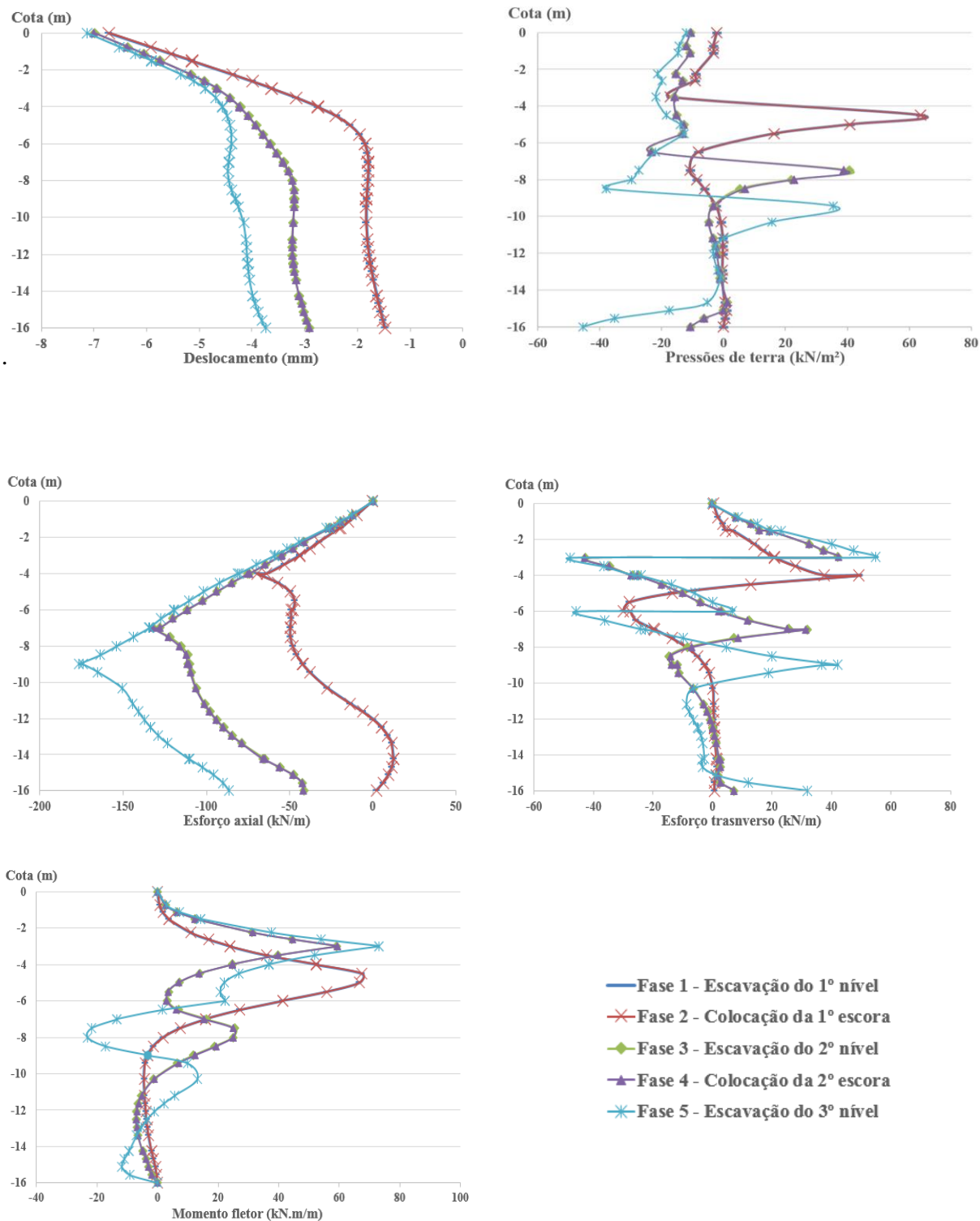


Fig. 5.16 - Diagramas de deslocamentos e esforços para a solução com escoras em solo arenoso denso - PLAXIS Introductory 2010.

6.

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são analisados e comparados os resultados obtidos pelos diferentes métodos usados no dimensionamento de estruturas de suporte de terras flexíveis. Assim, serão alvo de comparação, os resultados obtidos no Capítulo 4, com base em análises analíticas e o Capítulo 5 com a utilização de dois *softwares* para cálculo numéricos (o programa *CYPE 2015 k* e o programa de elementos finitos *PLAXIS Introductory 2010*).

Como referido, os parâmetros a analisar foram obtidos no Capítulo 4 com métodos analíticos baseados na teoria clássica com auxílio do *software* de cálculo “*Ftool*”. Optou-se por escolher para as comparações, o modelo com apoios elásticos, pois como foi referido no Capítulo 4, é o modelo que mais se aproxima do comportamento do solo num caso prático, ao considerar a rigidez do solo na parte enterrada.

No Capítulo 5 foram obtidos diferentes valores para os mesmos parâmetros objeto de estudo através de várias simulações com recurso a dois *softwares* para cálculo numérico.

O objetivo das comparações é conseguir perceber o grau de diferença entre o método de cálculo e os programas de cálculo numérico.

Também serão identificados os métodos de cálculo que fornecem os dados mais próximos do comportamento das estruturas flexível em casos práticos. Portanto mais efetivos no âmbito da engenharia do ponto de vista prático.

Os resultados aqui apresentados só se referem à última fase de construção, após os 3 níveis de escavação e 2 níveis de apoios (ancoragens ou escoras).

Como foi referido anteriormente, os parâmetros objeto de análise são:

- Deslocamentos da estrutura de contenção flexível;
- Pressões de terra sobre estrutura de contenção flexível;
- Esforço axial;
- Esforço transversal;
- Momento fletor

A seguir serão apresentados com a mesma ordem:

6.2. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA DE SUPORTE.

Analisa-se o deslocamento da estrutura flexível na última fase de construção. Neste capítulo não se analisarão os deslocamentos pelo método analítico (através do *software* de cálculo *Ftool*) pois com o modelo admitido, este *software* não fornece esses valores.

A *Tabela 6.1.* apresenta um resumo dos valores máximos obtidos com o programa *CYPE* e programa *PLAXIS*.

Tabela 6.1 - Deslocamentos máximos para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.

		<i>Ftool</i>	<i>CYPE</i> (mm)	<i>PLAXIS</i> (mm)
Argila	Ancoragem	-	-4,79	-50,81
	Escora	-	-5,46	-32,63
Areia	Ancoragem	-	-4,23	-7,94
	Escora	-	-4,10	-7,13

Enquanto aos resultados obtidos com as simulações feitas nos dois métodos numéricos, obtiveram-se os diagramas apresentados na *Figura 6.1* e *Figura 6.2*, e mostram o comportamento da cortina na última fase de construção.

Na *Figura 6.1* é possível observar a diferença que existe entre os valores de deslocamento que apresenta o programa *PLAXIS* são muito elevados aos obtidos pelo programa *CYPE*.

Para o caso da solução com 2 níveis de ancoragens ativas com solo argiloso, o deslocamento máximo com o programa *PLAXIS* é de uma ordem de grandeza 10 vezes superior aos do programa *CYPE*. Esta diferença no programa *PLAXIS*, pode ser atribuída ao facto de tratar com o movimento do solo e consequentemente o da ancoragem, também a se considerar o comprimento de selagem das ancoragens e portanto o efeito de deslocamento do mesmo. No programa *CYPE* a consideração do bolbo de selagem e o seu deslocamento relativo devido às diferentes fases de construção não é permitido, por defeito o programa considera que a extremidade livre da ancoragem é fixa, ou seja, não tem deslocamento.

Na *Figura 6.2.* mostram-se os diagramas de deslocamentos horizontais, resultando novamente um maior deslocamento no programa *PLAXIS* que no *CYPE* e sendo também um maior deslocamento na solução ancorada mais que na escora. Pode-se constatar que o deslocamento

com ancoragens é (47%) menor com o modelo do programa *CYPE*. No caso das escoras essa diferença torna-se ainda maior até o (41,5%) menor no caso do *CYPE*.

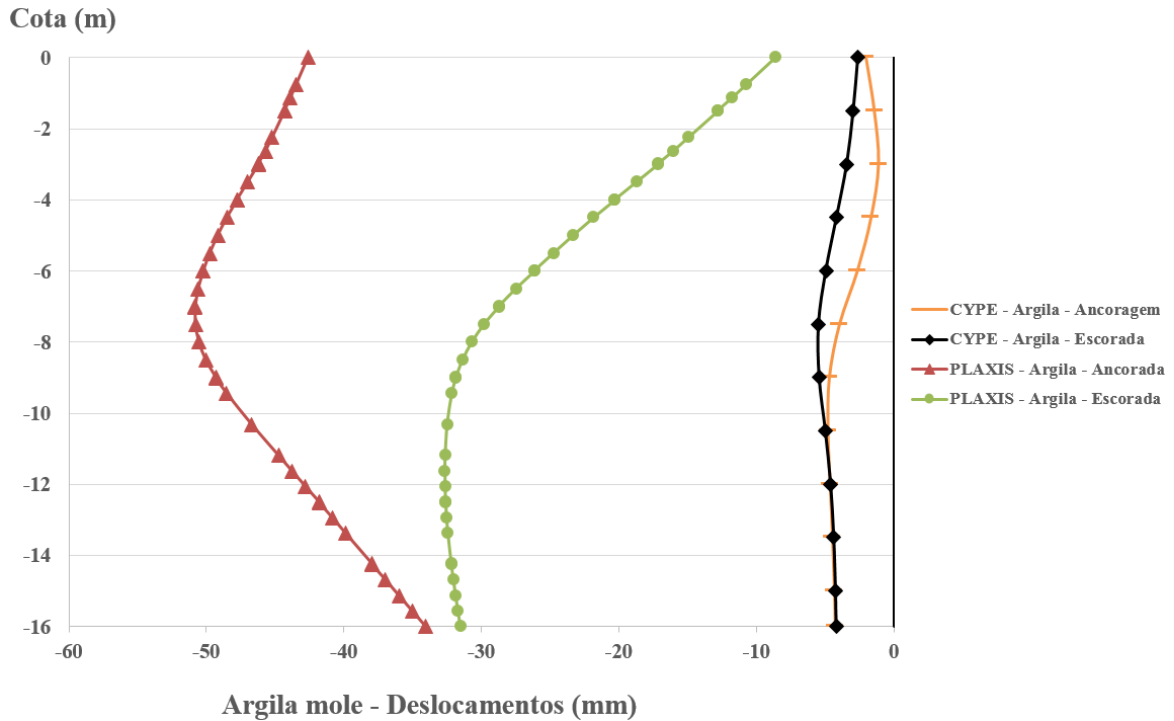


Fig. 6.1 - Deslocamentos horizontais na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.

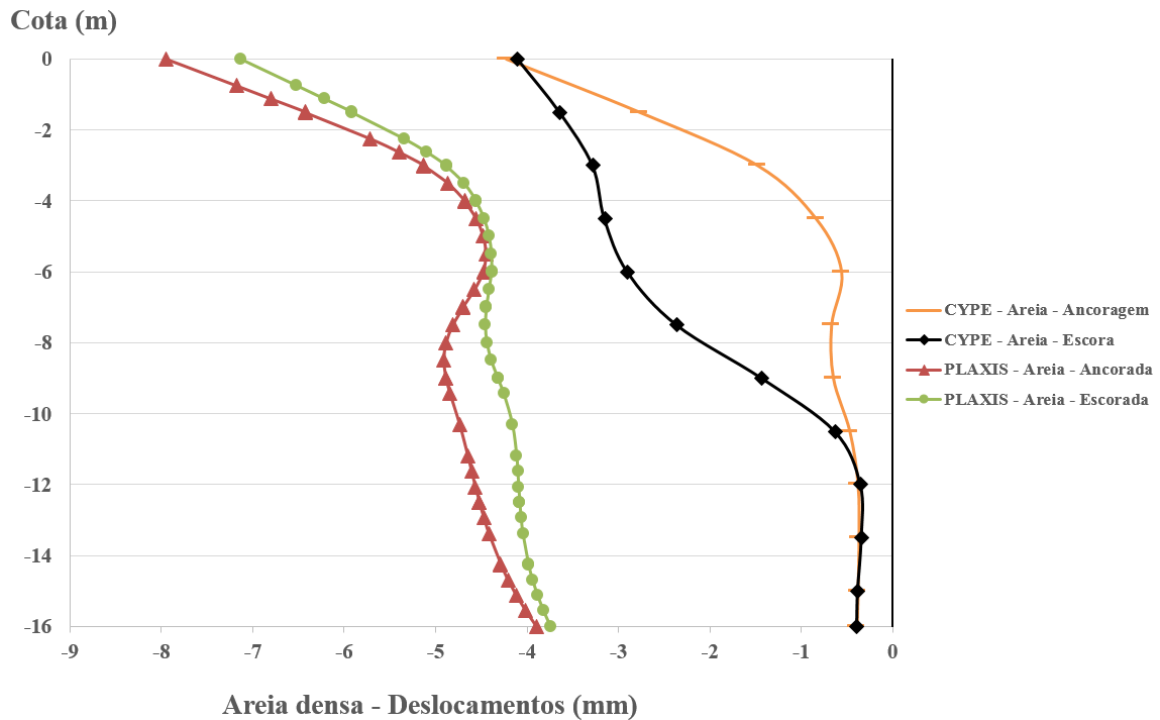


Fig. 6.2 - Deslocamentos horizontais na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.

6.3. COMPARAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA HORIZONTAIS NA ESTRUTURA DE SUPORTE

Neste subcapítulo são analisadas as pressões de terra que o solo exerce sobre a estrutura flexível na última fase de construção. A *Tabela 6.2.* apresenta um resumo dos valores máximos obtidos pelos métodos analíticos e métodos numéricos. Os valores aqui apresentados referem-se a pressões horizontais dos solos sobre a cortina.

Tabela 6.2 - Pressões de terra horizontais máximas para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.

		Pressões de terra (kN/m ²)	<i>Ftool</i>	<i>CYPE</i>	<i>PLAXIS</i>
Argila	Ancoragem	$\sigma +$	34,87	48,11	83,40
		$\sigma -$	-227,84	-10,41	-39,76
	Escora	$\sigma +$	34,87	39,51	76,18
		$\sigma -$	-227,84	-14,91	-32,16
Areia	Ancoragem	$\sigma +$	28,67	47,79	50,08
		$\sigma -$	-601,18	-13,34	-25,17
	Escora	$\sigma +$	28,67	34,71	45,42
		$\sigma -$	-601,18	-27,21	-35,53

Os resultados das simulações feitas pelo método analítico como pelos métodos numéricos, foram representados na *Figura 6.3* e *Figura 6.4*, mostrando as pressões horizontais após a conclusão da última fase de construção.

Pode-se observar a diferenças que existe no desenvolvimento dos diagramas de pressões pelos três métodos. No diagrama obtido pela solução analítica (*Ftool* -apoios elásticos) expressa claramente um desenvolvimento baseado nos diagramas de pressões de Terzaghi e Peck na altura escavada mobilizando as pressões ativas no solo. Mas na parte enterrada, onde se mobilizaram as pressões passivas, mostra um desenvolvimento triangular baseado na teoria de Rankine, com valores muito elevados, que não correspondem ao que acontece em casos práticos. Para mobilizar os impulsos passivos, é preciso ter umas deformações horizontais muito grandes obter esses valores de pressões passivas seria preciso, e não é o caso pelo que não é provável que aconteça.

Os diagramas obtidos pelo programa *PLAXIS* e *CYPE* mostram uma tendência triangular muito próxima da Teoria de Rankine na altura escavada (zona ativa). Enquanto a parte enterrada, ambos programas coincidem nos diagramas obtidos e mostram uma semelhança com os diagramas de pressões de Rowe (1952) devido a redistribuição das pressões passivas e pelo efeito de arco do solo.

Em termos de pressões ativas, os valores máximos são fornecidos pelo programa *PLAXIS* de igual forma que no caso das pressões passivas (excluindo os valores altamente improváveis do *Ftool*).

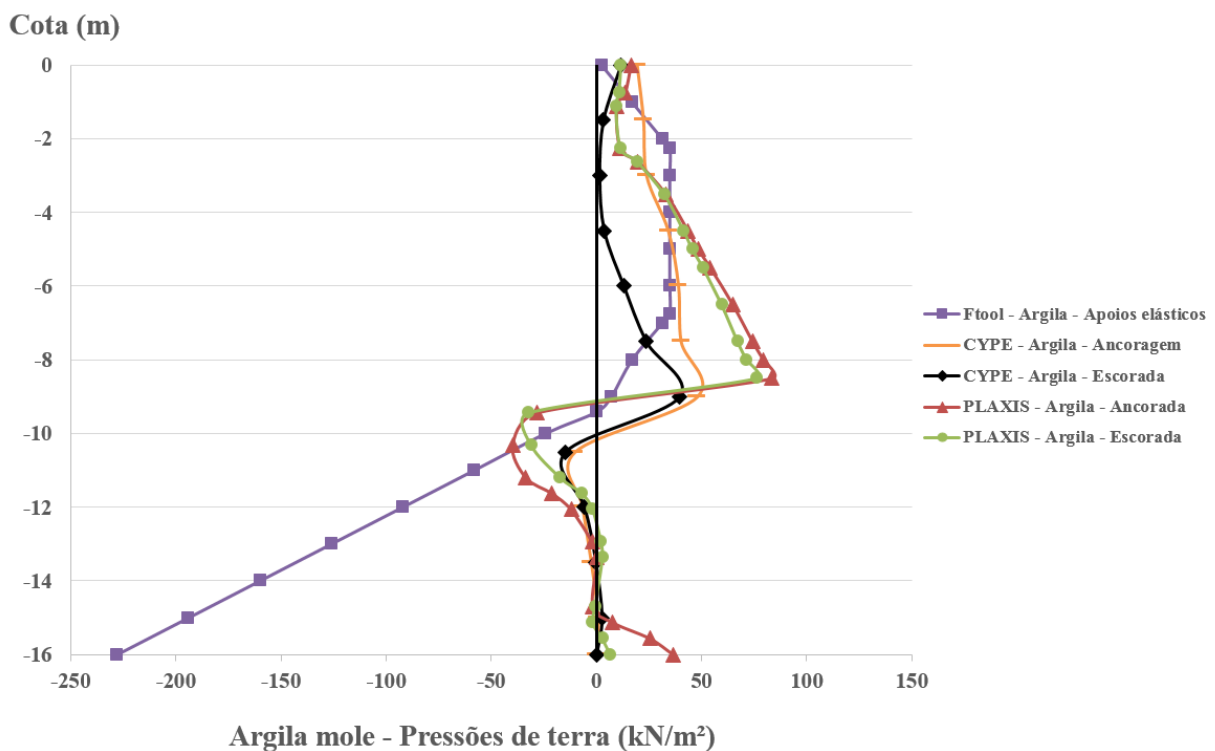


Fig. 6.3 - Pressões de solo na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo

No caso de ter um solo arenoso denso como mostra a *Figura 6.4*, o desenvolvimento é similar ao caso das argilas moles. Nas pressões ativas, *Ftool* mostra um comportamento segundo os diagramas de Terzaghi e Peck para solos granulares, e nas pressões passivas novamente mostra uns valores muito elevados muito improváveis de acontecer.

A *Figura 6.5* mostra o mesmo comportamento para os programas *CYPE* e *PLAXIS* que no caso das argila mole. Mostrando claramente o efeito de arco e a redistribuição de pressões ativas,

aumentando na parte dos pontos de ancoragens e na parte inferior da cortina e uma redistribuição de pressões passivas próxima da linha de fundo de escavação.

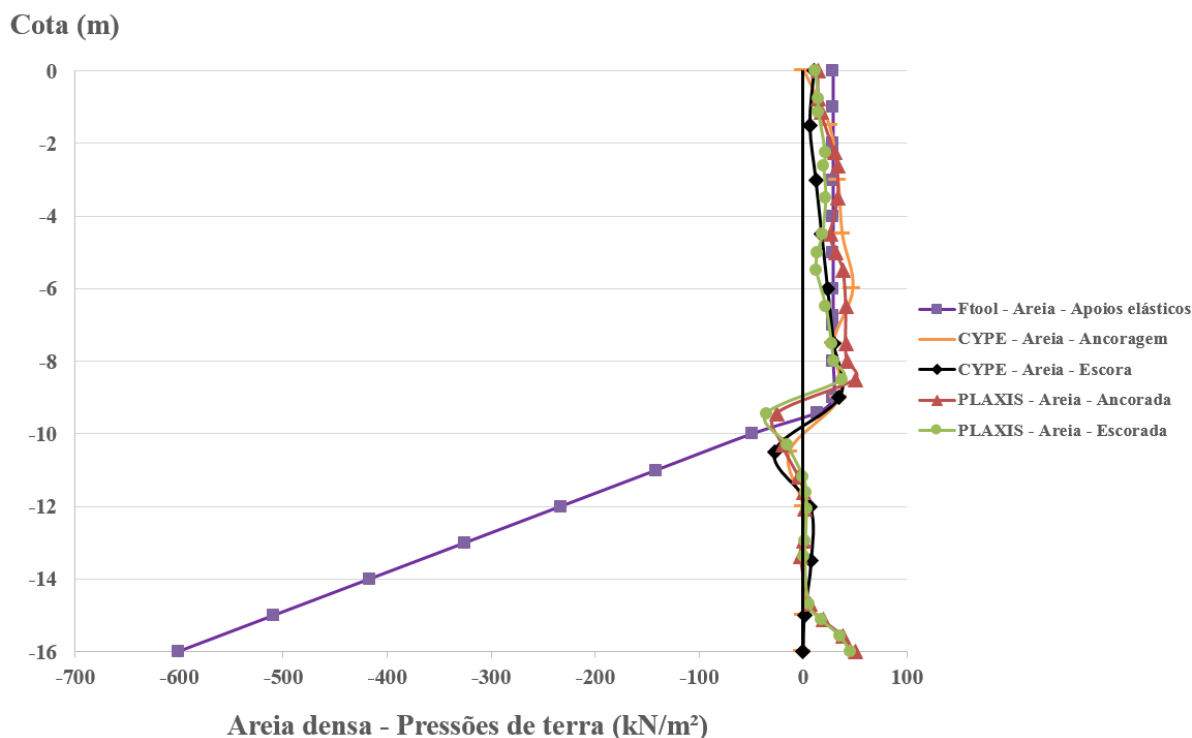


Fig. 6.4 - Pressões de solo na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo a)

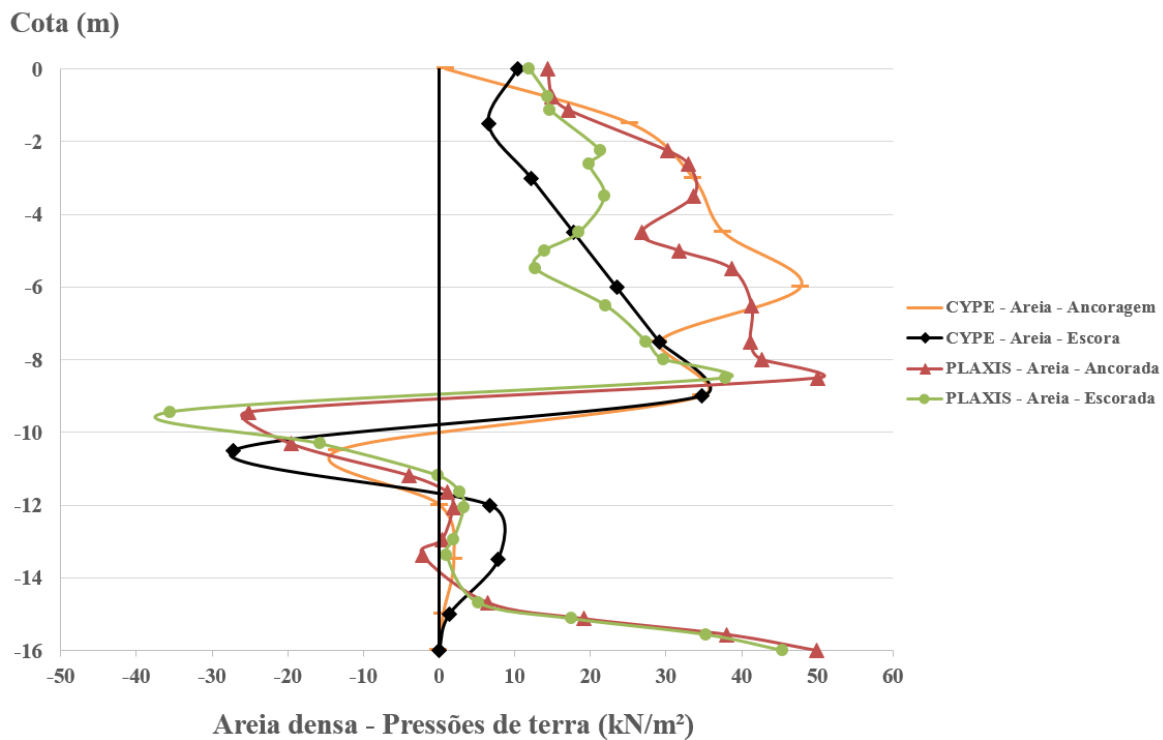


Fig. 6.5 - Pressões de solo na estrutura flexível em solo arenoso denso para CYPE e PLAXIS

6.4. COMPARAÇÃO DO ESFORÇO AXIAL DA ESTRUTURA DE SUPORTE (OU CORTINA)

Compara-se neste capítulo os esforços axiais na estrutura flexível na última fase de execução da construção. A *Tabela 6.3.* apresenta um resumo dos valores máximos obtidos pelos métodos analíticos e métodos numéricos.

Tabela 6.3 – Esforço axial máximo para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.

		Esforço axial (kN/m)	<i>Ftool</i>	<i>CYPE</i>	<i>PLAXIS</i>
Argila	Ancoragem	<i>N +</i>	0	288,58	268,65
		<i>N -</i>	0	0	-0,04
	Escora	<i>N +</i>	0	180,00	182,27
		<i>N -</i>	0	-5,46	0,02
Areia	Ancoragem	<i>N +</i>	0	287,42	226,71
		<i>N -</i>	0	0	-0,33
	Escora	<i>N +</i>	0	180,00	176,49
		<i>N -</i>	0	0	-0,18

Com os resultados das simulações feitas pelos métodos numéricos, foram obtidas os diagramas apresentados na *Figura 6.6* e *Figura 6.7*, mostrando o esforço axial na última fase de construção

Na solução analítica com recurso ao programa *Ftool* -apoios elásticos a solução obtida foi de valores nulos em toda a profundidade da estrutura. O motivo foi por o tipo de modelação admitida os valores devido a simplicidade do modelo de cálculo e não ter calculado este tipo de esforço na cortina.

Na *Figura 6.6* o programa *PLAXIS* além de considerar no modelo o efeito de considerar os elementos de apoio, também considerou o movimento vertical da estrutura relativamente ao solo (na zona enterrada). Assim a partir da linha de fundo de escavação o diagrama de esforço axial na estrutura começa a diminuir com o aumento da profundidade (devido ao movimento vertical da estrutura e ao atrito solo estrutura e consequentemente mobilização de tensões tangenciais entre os dois materiais).

Na *Figura 6.7.* mostram-se os diagramas do esforço axial na cortina em solo arenoso denso, com comportamento praticamente idêntico ao caso do solo argiloso. Em ambas figuras conclui-se que a maior diferença radica em considerar o efeito de atrito solo/cortina no *PLAXIS* enquanto no *CYPE* esse efeito não é bem mostrado.

Nota-se em ambos diagramas como o *PLAXIS* concentra no ponto de aplicação da ancoragem, a componente vertical do esforço na mesma, entretanto no programa *CYPE* prolonga esse efeito até uma certa profundidade

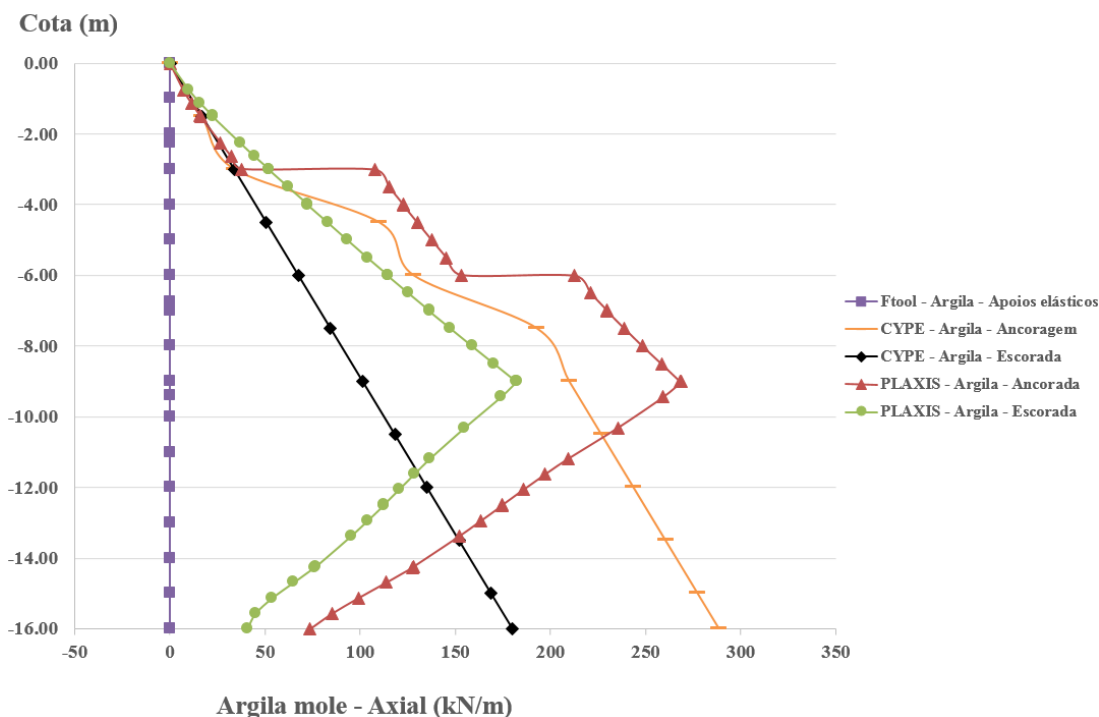


Fig. 6.6- Esforços axiais na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.

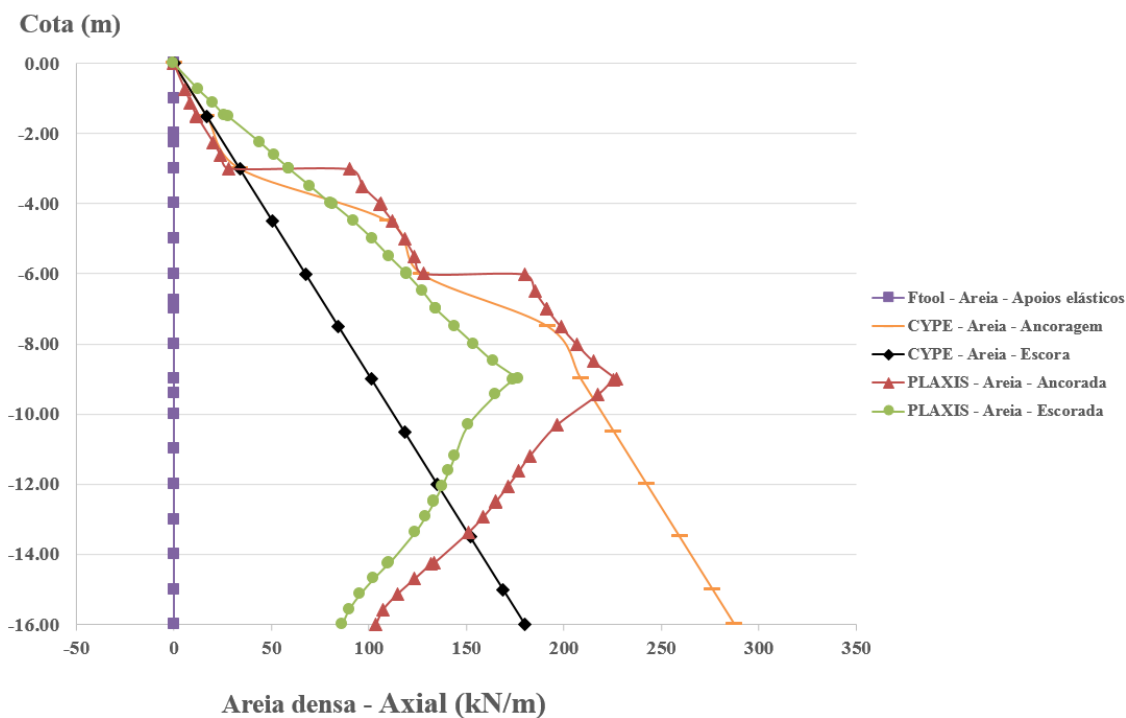


Fig. 6.7- Esforços axiais na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.

6.5. COMPARAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA CORTINA (OU ESTRUTURA DE SUPORTE).

Compara-se neste subcapítulo o esforço transversal na estrutura flexível na última fase de construção. A *Tabela 6.4.* apresenta um resumo dos valores máximos obtidos pelos métodos analíticos e métodos numéricos.

Tabela 6.4 - Esforço transversal máximo para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.

		Esforço Transverso (kN/m)	<i>Ftool</i>	<i>CYPE</i>	<i>PLAXIS</i>
Argila	Ancoragem	V +	63,00	62,63	97,33
		V -	-95,8	-42,42	-124,69
	Escora	V +	63,00	31,41	75,58
		V -	-95,8	-17,20	-126,17
Areia	Ancoragem	V +	81,25	65,30	70,25
		V -	-57,40	-26,88	-89,50
	Escora	V +	81,25	51,30	54,90
		V -	-57,40	-20,55	-47,89

Na *Figura 6.8* e *Figura 6.9* mostra os diagramas da última fase de construção obtidos da análise pelos diferentes métodos.

Para ambos solos em estudo, os diagramas do programa *Ftool* mostra uns valores muito elevados na base da estrutura devido que a definição de esforço transversal está ligada com as pressões de terras e portanto com as obtidas na secção 6.2. Por este motivo, esta é uma situação muito improvável de acontecer.

Os diagramas obtidos pelo programa *PLAXIS* para ambos solos em estudo, mostram com alguma exceção, na altura escavada, valores máximos de ordem de grandeza 3 a 4 vezes mais elevados frente aos do programa *CYPE*. Particularmente nos pontos de colocação de apoios e no fundo de escavação. Posteriormente na parte enterrada os valores já tornam-se mais próximos em ambos programas

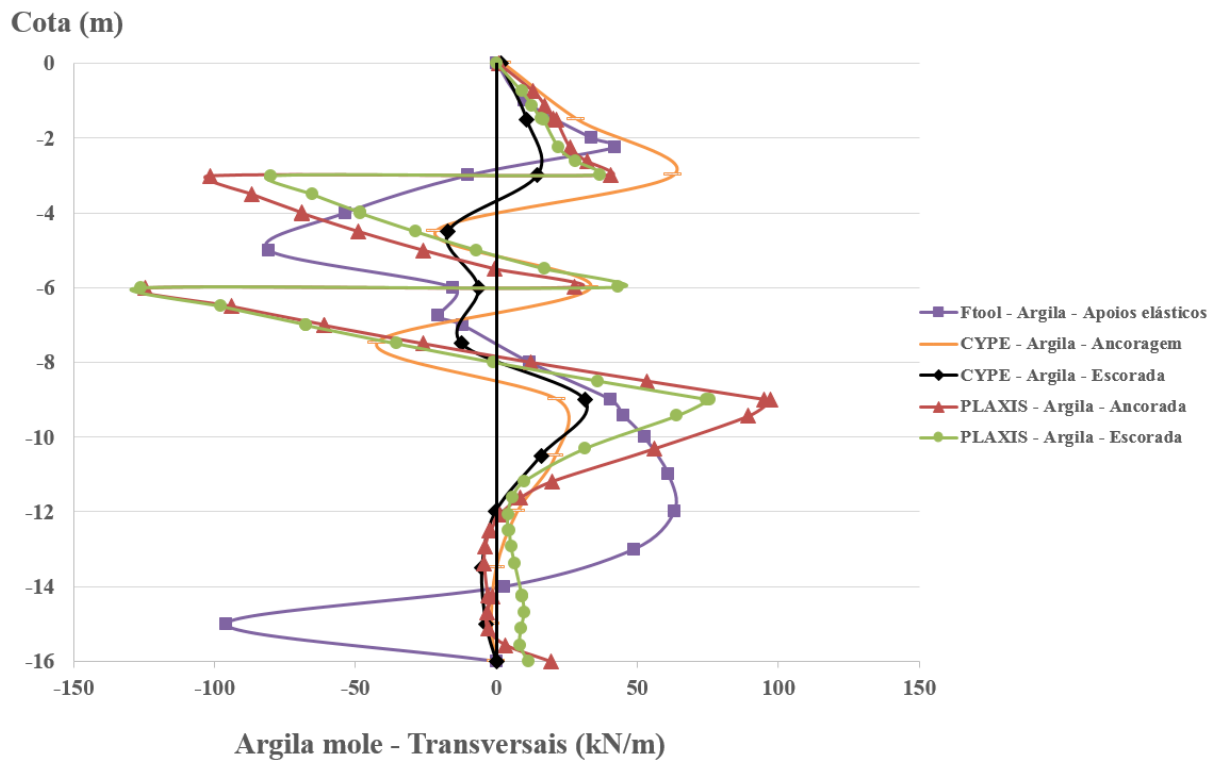


Fig. 6.8 - Esforços transversos na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.

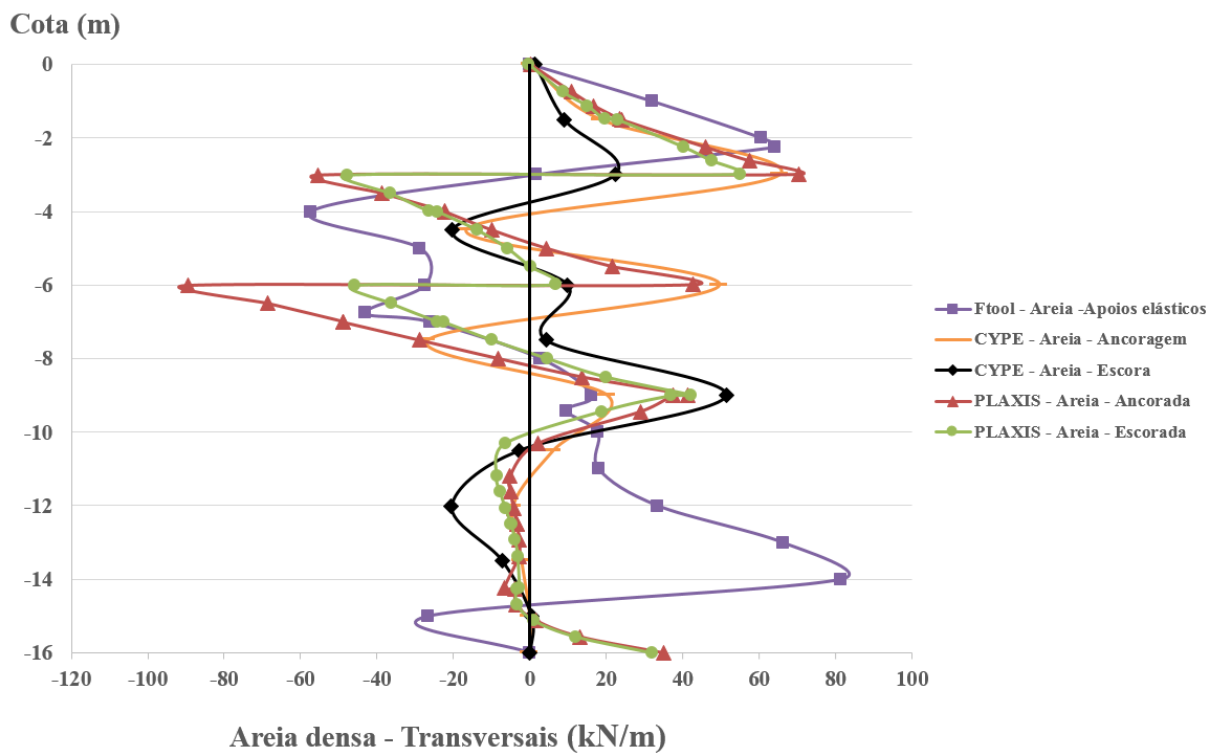


Fig. 6.9 - Esforços transversos na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.

6.6. COMPARAÇÃO DO MOMENTO FLETOR NA CORTINA

Compara-se neste capítulo o momento fletor na estrutura flexível e na última fase de construção. A *Tabela 6.5.* apresenta um resumo dos valores máximos obtidos pelos métodos analíticos e métodos numéricos.

Tabela 6.5 – Momento fletor máximo para soluções ancoradas/escoradas para os dois perfis geotécnicos.

		Momento Fletor (kN·m/m)	<i>Ftool</i>	<i>CYPE</i>	<i>PLAXIS</i>
Argila	Ancoragem	<i>M +</i>	200,40	95,59	59,77
		<i>M -</i>	-63,10	-60,49	-194,17
	Escora	<i>M +</i>	200,40	29,74	48,42
		<i>M -</i>	-63,10	-52,09	-160,36
Areia	Ancoragem	<i>M +</i>	145,70	78,18	86,21
		<i>M -</i>	-43,80	-15,49	-37,91
	Escora	<i>M +</i>	145,70	48,76	73,13
		<i>M -</i>	-43,80	-37,11	-23,24

Na *Figura 6.10.* e *Figura 9.11* mostra os diagramas da última fase de construção obtidos da análise pelos diferentes métodos.

Devido ao modelo admitido, os diagramas do programa *Ftool* mostram um comportamento pouco realista por não considerar o efeito dos apoios (ancoragens/escoras) na cortina com valores máximos de ordem de grandeza 2 a 4 vezes superiores em momentos positivos.

Pelo contrário o *PLAXIS* mostra valores de pico muito elevados em comparação ao que apresenta o programa *CYPE*, particularmente nos pontos de colocação de apoios e no fundo de escavação, isto deve-se ao facto de o programa *PLAXIS* considerar mais variáveis na hora de definir o modelo de cálculo, como por exemplo comprimentos de selagem, interação solo-estrutura e um melhor controlo no desenvolvimento do modelo numérico

Na *Figura 6.10.* mostram-se os diagramas em solos arenoso denso que tem um comportamento muito mais resistente que no caso das argilas e portanto, menores valores de esforços atuantes. Ambos programas *CYPE* e *PLAXIS* mostram um desenvolvimento similar com valores máximos muito similares exceto no diagrama do *CYPE – Escoras* que mostra valores pico (33%) menores e (3 - 10 maiores no topo e na parte enterrada, respetivamente.

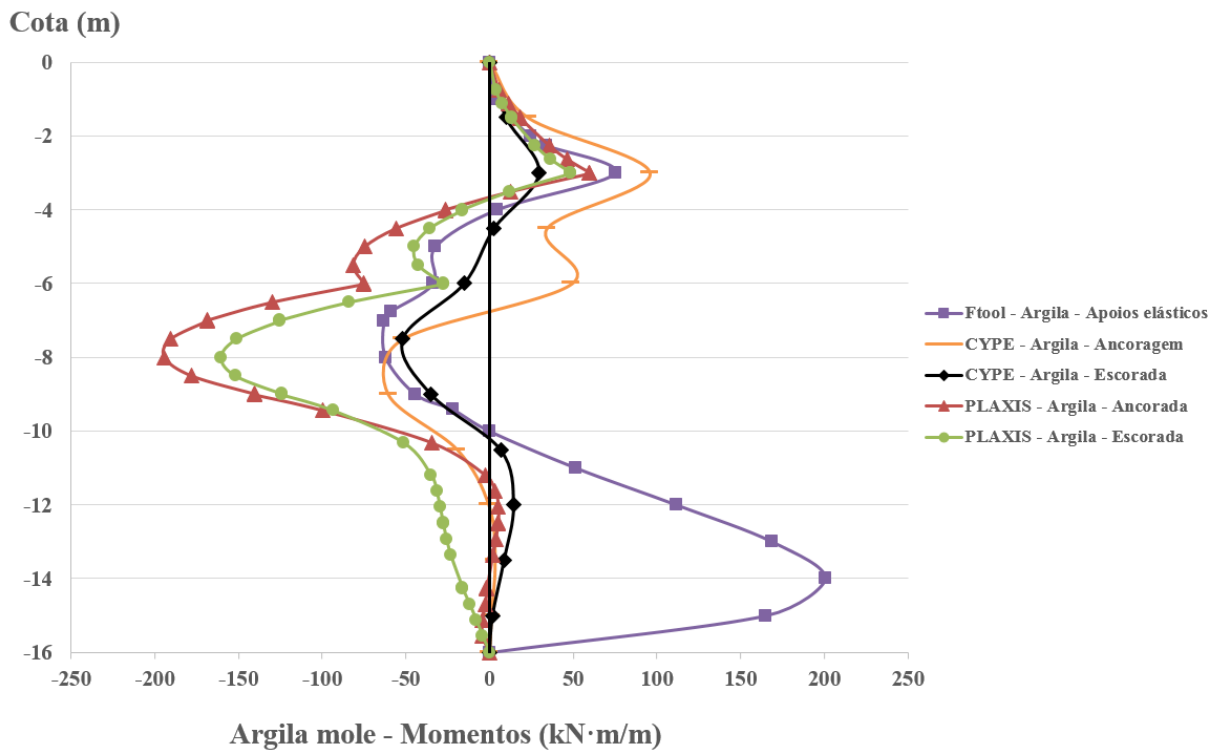


Fig. 6.10 - Momentos fletores na estrutura flexível em solo argiloso mole para vários métodos de cálculo.

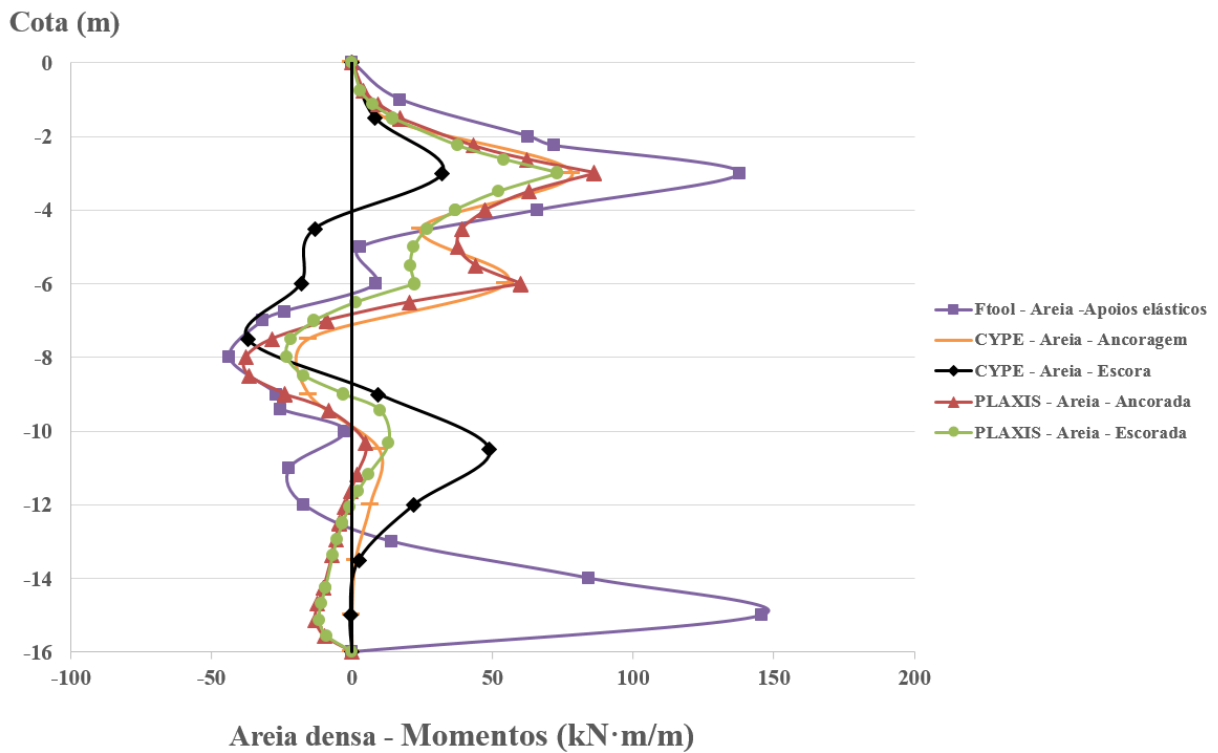


Fig. 6.11 - Momentos fletores na estrutura flexível em solo arenoso denso para vários métodos de cálculo.

6.7. CONCLUSÕES

O dimensionamento de estruturas de suporte de terras flexíveis baseiam-se em teorias clássicas simples como a teoria de Coulomb ou Rankine. No entanto estes métodos de cálculo consideravam que a resistência ao corte do solo esta integralmente mobilizada, designadas por Teorias dos Estados Limites. No entanto, estas teorias clássicas têm desvantagens quando aplicadas em estruturas de suporte de terras flexíveis com um ou vários pontos de apoio. Isto porque não tem em conta a flexibilidade da estrutura e os seus efeitos no comportamento do maciço, conduzindo a dimensionamentos conservadores e pouco económicos.

Posteriormente, outros autores, tendo em conta a flexibilidade deste tipo de estruturas e a interação e rigidez relativa do solo com a estrutura, introduziram inovações de cálculo que permitiram obter métodos de dimensionamento mais realistas e económicos para este tipo de estruturas. A inovação introduzidas por estes autores permitiram quantificar os efeitos da flexibilidade da cortina na distribuição das pressões de terras e o efeito de arco no solo, e por sua vez nos esforços a que está sujeita a estrutura de suporte. Posteriormente a generalização dos computadores e a sua evolução tornaram possível a criação de ferramentas de cálculo que permitem analisar este tipo de problema com maior pormenor, em especial usando os métodos dos elementos finitos.

Neste trabalho foi analisado, mediante vários métodos de cálculo e programas informáticos, uma estruturas de suporte de terras flexíveis, para dois perfis geotécnicos (argila mole e areia densa) e duas condições de apoio distintas (escoras passivas e ancoragens ativas). Com isto pretendeu-se analisar pelos vários métodos, os deslocamentos horizontais, pressões de terras horizontais e esforços internos na estrutura de suporte.

De exposto pode-se concluir:

- Em termos de deslocamentos o programa *PLAXIS* mostrou valores muito elevados, por volta das 10 vezes no caso das argilas ancoradas e 6 vezes no caso das escoras, entretanto no caso das areias essa diferença é apenas duas vezes. Consideraria - se o *PLAXIS* um programa de cálculo muito rigoroso ao comparar-se com os métodos analíticos convencionais e com outros programas de calculo numérico como o *CYPE*.

- Em termos de pressões de terras, no caso das argilas e areias ancoradas segundo o *Ftool* mostra um comportamento teórico aceitável nas pressões ativa e uns valores muito elevados e

improváveis nas pressões passivas. Os métodos numéricos tiveram um comportamento similar com algumas diferenças pontuais. Com solo argiloso mole, o *CYPE* mostra uns valores de pico (31-43%) menores que no *PLAXIS*. Com solo arenoso denso essas diferenças foram menores da ordem de (4-13%) menores no *CYPE*.

- Em relação ao esforço axial, o cálculo analítico com *Ftool*, devido ao modelo adotado não determina este valor (não é considerado). O *PLAXIS* mostrou uns valores máximos nas ancoragens menores que o *CYPE* (7%) e (22%) na argila e areia respetivamente. Com as escoras mesmo tendo diagramas com desenvolvimentos diferentes, mas os valores máximos foram semelhantes em ambos programas numéricos.

- Enquanto ao esforço transversal, o cálculo analítico com *Ftool* apresenta valores aceitáveis na altura escavada mas tem valores muito elevados na parte enterrada, sobretudo perto da base a estrutura. Na solução em argila para ambas soluções (ancoradas/escoradas) o *Ftool* apresenta uns valores menores que o *PLAXIS* da ordem (30%) e (40%) aproximadamente enquanto para o *CYPE* foram (75%) e (40%) aproximadamente no esforço transversal negativo e positivo respetivamente. Relativamente a solução em areias densas os valores máximos do *PLAXIS* foram maiores do que os valores de pico de *CYPE* (78%) e (14%) e do que os valores pico de *Ftool* (24%) e (15%) no esforço transversal negativo e positivo respetivamente.

- Em relação ao momento fletor, em ambos solos, o cálculo analítico com *Ftool* mostra valores muito grandes para os valores positivo e valores razoáveis no momento negativo. O programa *PLAXIS* mostra na solução com a argila mole, valores máximos negativos maiores do que os outros dois programas (30%) vezes maior que os do *CYPE* (ancorada/escorada). Relativamente ao momento positivo alternam-se entre o *CYPE* (50%) maior na solução ancorada e o *PLAXIS* (50%) na solução escorada. Na solução com areia o *PLAXIS* mostra uns valores aproximadamente (30%) maiores que no *CYPE* exceto no momento negativo nas escoras onde *CYPE* teve um valor máximo (30%) maior que o *PLAXIS*.

Como conclusão final e geral, pode-se dizer que o cálculo analítico com *Ftool* pode ser tido em conta como um cálculo referencial onde aplicar as teorias clássicas no modelo gerado apresenta uma solução aproximada razoável para um pré-dimensionamento inicial. O programa *CYPE* mesmo mostrou ser um programa que tem uns resultados mais completos e acordes com os casos práticos na construção de estruturas de suporte flexíveis. Em relação aos resultados obtidos com o programa *PLAXIS* (*elementos finitos*) fornece uma resolução mais rigorosa e complexa que

os outros métodos. Isso é consequência do método de cálculo que usa e dos parâmetros que envolvem a identificação de um problema em termos estruturais.

Para futuros trabalhos que envolvam estruturas com vários níveis de apoios, já que no caso de esta dissertação, houve algumas limitações em relação aos programas informáticos de cálculo – *CYPE* com limitações próprias na modelação e *PLAXIS* Introductory por causa da versão. Com a incorporação de alguns programas mais potentes como o *ANSYS* poder-se analisar outros casos com diferentes estratificações ou analisar as estruturas de suporte variando a rigidez que têm.

Também seria interessante estabelecer outros regimes de análise, como analisar as estruturas de suporte em regime plástico e em condições reológicas diferentes ao do regime elástico linear.

7.

BIBLIOGRAFIA

Ferreira da Silva, R. D. (2015). “*Comparação entre soluções de escavação e contenção em poço e com cortinas de estacas*”, Universidade do Porto.

Rodrigues Nunes, P. S. (2010). “*Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis monoapoiadas revisitando os métodos clássicos com o método dos elementos finitos*”, Universidade do Porto.

Ferreira de Sousa, C. S. (2010). “*Pré-dimensionamento de estruturas de contenção escoradas em solos moles*”, Universidade do Porto.

Rodrigues de Sousa, N. A. (2008). “*Desenvolvimento de ferramentas de projeto de estruturas de suporte flexíveis*”, Universidade do Porto.

Eurocódigo 1 (2009). Ações em estruturas. Parte 1-1 - Ações gerais. NP, EN 1991-1:2002 + AC:2009. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Eurocódigo 2 (2010). Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1 - Regras gerais e regras para edifícios. NP, EN 1992-1:2004 + AC:2008. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Eurocódigo 3 (2010). Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1 - Regras gerais e regras para edifícios. NP, EN 1993-1:2005 + AC:2009. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Eurocódigo 7 (2009). Projeto Geotécnico. Parte 1-1 - Regras Gerais. NP, EN 1997-1:2004 + AC:009. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

CYPE Ingenieros, S.A., Contenção periférica, Memória de Cálculo, Braga, 2014.

Nuno Pereira Raposo. (2012). “*Pré-dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas*”, Universidade do Porto.

Sebenta. (2014). “*Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-ancoradas*”: de unidade curricular “Projetos de Obras Geotécnicas”, Mestrado em Engenharia de Construção, Instituto Politécnico de Bragança.

Bjerrum, L., Clausen, C., Duncan, J. (1972). “*Stability of flexible structures*”. Proc. 5th European. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, General Report.

Brinkgreve, R. B. J., Broere, Waterrmen, D. (2004). “*PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8)*”. Plaxis bv, Delft, Netherlands.

Atkinson, J. H. (1993) “*An introduction to the mechanics of soils and foundations: through critical state soil mechanics*”. McGraw-Hill Book Co.

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. (2011). “*Mecânica dos solos*”, FEUP Edições.

Rowe, P.W. (1952). “*Anchored sheet-pile walls*”. Proc. ICE, London, Vol.1.

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, N°6, pp 204 – 217.

Rowe, P.W. (1975). “*Flexible sheet-pile retaining walls*”. Notas particulares do autor.

Terzaghi, K. (1943). “*Theoretical Soil Mechanics*”. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Terzaghi, K. (1953). “*Anchored Bulkheads*”. Proc. ASCE, Vol.79, Separate 262.

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.