



INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANÇA
ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO
MESTRADO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO

MATEUS AYRES MAIA

ESTUDO PARAMÉTRICO DE CORTINAS MULTI-ANCORADAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Esta dissertação não inclui as críticas e sugestões feitas pelo Júri.

BRAGANÇA

2021

MATEUS AYRES MAIA

ESTUDO PARAMÉTRICO DE CORTINAS MULTI-ANCORADAS

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de mestre em Engenharia da Construção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão – ESTIG, do Instituto Politécnico de Bragança. No âmbito do programa de Dupla Diplomação com a Fundação Mineira de Educação e Cultura – FUMEC.

Orientadores: Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula e Professora Doutora Jamile Salim Fuina.

BRAGANÇA

2021

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Mônica e Marcelo, que sempre me ensinaram a me desafiar e sair da minha zona de conforto proporcionando sempre a sensação de que estão comigo durante minhas jornadas de descobrimento.

Agradeço ao Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula pela oportunidade de trabalhar consigo, pela paciência e disponibilidade que me mostrou desde antes de começarmos a trabalhar juntos.

Aos meus amigos, principalmente meu irmão, que apesar da distância sempre se fazem presentes em minha vida. Agradeço também ao meu amor, Nathalia, por todo amor, carinho e suporte nesta caminhada que trilhamos juntos, seu apoio foi imprescindível não apenas para o desenvolvimento deste trabalho como para meu próprio crescimento pessoal.

RESUMO

Uma das principais funções da geotecnia é avaliar o comportamento de estruturas em contato com o solo. No entanto, a caracterização geotécnica dos maciços de terra não é sempre realizada de modo a refletir o comportamento global daquele material, já que os ensaios de caracterização são restritos a locais de extrema importância para o projeto da estrutura. A interação de estruturas de suporte de terra flexíveis com o maciço é um problema altamente indeterminado, as movimentações do maciço afetam as movimentações do paramento e vice-versa. Além disso, as movimentações horizontais estão extremamente relacionadas às pressões de terra e aos esforços que a estrutura está sujeita. Tendo isto em mente, esta dissertação tem como objetivo avaliar a maneira que os parâmetros de resistência do solo, a rigidez do paramento e o faseamento construtivo da estrutura afetam o comportamento de uma parede moldada com três níveis de ancoragens pré-esforçadas. A base da estrutura foi considerada encastrada em um estrato rígido e, portanto, está impedida de deslocar. Para isso, foram realizadas análises computacionais, utilizando diferentes metodologias de análise, método de Winkler e método dos elementos finitos (MEF), de forma a verificar os resultados obtidos por ambos os métodos. Através deste estudo foi possível concluir que o aumento da rigidez do paramento reduz os deslocamentos horizontais da estrutura e conseqüentemente aumenta as pressões de terra e esforços atuantes na estrutura. No entanto, para o MEF, altos valores de rigidez causam redução mínima do deslocamento, sendo que o deslocamento da estrutura começa a se assemelhar a uma rotação em torno da base. No MEF, o aumento dos parâmetros de resistência do solo geraram redução do deslocamento da estrutura e aumento da pressão de terra e esforços. O mesmo não foi observado para o método de Winkler, os resultados para resistências não drenadas de 25 kPa e 150 kPa foram próximos e para 75 kPa e 300 kPa também. O faseamento construtivo se mostrou indispensável para modelar o comportamento do solo no MEF, variações de 50% do deslocamento da estrutura foram observadas quando as fases construtivas intermediárias foram desconsideradas. Para o método de Winkler, os resultados foram pouco afetados, os esforços praticamente não sofreram alterações e o deslocamento sofreu uma variação de 8%.

Palavras Chave: Método de Winkler. Método dos elementos finitos. Estruturas de suporte. Pressões de terra. Deslocamento. Esforços. Ancoragens. Resistência do solo. Rigidez. Faseamento construtivo.

ABSTRACT

One of the main functions of geotechnical engineering is assessing the behavior of structures in contact with the soil. However, the soil exploration isn't always planned in a way that the results reflect the global behavior of the soil mass, as the plan is restricted to places of extreme importance for the structural project. The interaction between flexible earth-retaining structures with the soil is a highly indetermined problem, the horizontal displacements of the wall affect the displacement of soil and vice-versa. The horizontal displacement of the wall is also highly linked to the earth pressures acting on it. Having this in mind, the objective of this study is to assess the way in which the soil resistance parameters, the wall rigidity and the construction phases affect the behavior of a diaphragm wall with three levels of pre-stressed anchored bulkheads, the bottom of the structure was considered embedded on a firm stratum and therefore is restrained from moving. To do this several computational analyses were carried out, using different analysis methodologies, Winkler's method and finite element method, so it was possible to check the results gathered from each methodology. Through this study it was possible to conclude that an increase in the wall rigidity reduces the horizontal displacements of the structure, therefore increasing the earth pressure and strains acting on the wall. However, for FEM, higher values of rigidity lead to a minimal reduction of the displacement and the movement of the wall starts resembling a rotation around the base. In FEM, the increase of the soil resistance parameters generates a reduction of the of the wall displacement and an increase of the earth pressures and strains. The same wasn't observed for Winkler's method, the results for undrained strength values of 25 and 150 were close and for 75 and 300 were also close. The construction phases were shown indispensable to model the soil behavior in the FEM method, a 50% variation rate was observed for the wall displacement when the intermediate construction phases were not considered. However, in Winkler's method the results were affected a lot less, the strains obtained were practically the same and the displacement variation rate was 8%

Keywords: Winkler method. Finite element method. Flexible earth-retaining structures. Earth pressure. Displacement. Strain. Anchored bulkheads. Soil resistance. Rigidity. Construction phases.

ÍNDICE DE TEXTO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1. ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRA.....	3
2.1.1. Estruturas de suporte rígidas.....	3
2.1.1.1. Impulsos de terra.....	4
2.1.1.1.1. Coulomb.....	6
2.1.1.1.2. Rankine.....	8
2.1.1.1.3. Experiências de Terzaghi.....	10
2.1.1.1.4. Pressão devido à água.....	11
2.1.2. Estruturas de Suporte Flexíveis.....	12
2.1.2.1. Estruturas autoportantes e mono-apoiadas.....	14
2.1.2.1.1. Apoio simples no pé da cortina.....	14
2.1.2.1.1.1. Redução do momento máximo pelo método de Rowe.....	15
2.1.2.1.2. Apoio fixo no pé da cortina.....	16
2.1.2.1.3. Tipos de ancoragens.....	18
2.1.2.2. Cortinas multi-escoradas.....	19
2.1.2.2.1. Impulsos de terra.....	19
2.1.2.3. Cortinas multi-ancoradas.....	22
2.1.2.3.1. Estabilidade externa.....	23
2.1.2.3.1.1. Estabilidade Global.....	23
2.1.2.3.1.2. Estabilidade Vertical.....	24
2.1.2.3.1.3. Estabilidade do fundo da escavação (“heave”).....	25
2.1.2.4. Deslocamentos associados a escavações.....	26
2.1.2.5. Paredes moldadas (slurry walls).....	28
2.2. MODELOS CONSTITUTIVOS DE SOLOS.....	29
2.3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE COM AUXÍLIO COMPUTACIONAL.....	31
2.3.1. Método de Winkler.....	32
2.3.2. Método dos elementos finitos.....	34
2.3.2.1. Efeito da altura enterrada em paredes mono-escoradas.....	35
2.3.2.2. Análise do mecanismo de colapso de estruturas de suporte flexíveis ancoradas.....	37
2.3.2.3. Modelação numérica de uma parede moldada mono-ancorada baseada em observações de campo.....	39
2.3.3. Programa GEO5.....	41
3. PLANO DE TRABALHOS.....	44
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	50

4.1.	COMENTÁRIOS INICIAIS	50
4.2.	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	51
4.2.1.	Módulo verificação de contenções	51
4.2.2.	Módulo método dos elementos finitos.....	56
4.2.3.	Comparação entre os módulos verificação de contenção e MEF	60
4.3.	RESISTÊNCIA DO SOLO	61
4.3.1.	Módulo verificação de contenções	62
4.3.2.	Módulo método dos elementos finitos.....	64
4.3.3.	Comparação entre os módulos verificação de contenção e MEF	66
4.4.	RIGIDEZ DO PARAMENTO	67
4.4.1.	Módulo verificação de contenções	67
4.4.1.1.	Solo argiloso mole.....	67
4.4.1.2.	Solo argiloso muito rijo	69
4.4.2.	Módulo método dos elementos finitos.....	71
4.4.2.1.	Solo argiloso mole.....	71
4.4.2.2.	Solo argiloso muito rijo	73
4.4.3.	Comparação entre os módulos verificação de contenção e MEF	75
4.4.3.1.	Solo argiloso mole.....	75
4.4.3.2.	Solo argiloso muito rijo	76
4.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	77
5.	CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS.....	79
5.1.	CONCLUSÕES	79
5.2.	ESTUDO FUTUROS	80
APÊNDICE A – REPRESENTAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO NOS MÓDULOS DO GEO5		86
APÊNDICE B – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS NO GEO5.....		95
APÊNDICE C – FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....		98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de estrutura de suporte rígidas: a) muros de gravidade; b) muros de flexão; c) muros contraforte. Adaptado de Fernandes (2015).	4
Figura 2 – Pressões de terra atuantes em estruturas de suporte rígidas, considerando que não existe atrito entre o solo e a estrutura: a) pressões de terra horizontais; b) impulso de terra equivalente. Adaptado de Fernandes (2015).	5
Figura 3 – Método de Coulomb: a) caso ativo; b) caso passivo. Adaptado de Fernandes (2015).	7
Figura 4 – Possíveis movimentações do paramento consideradas por Rankine: a) inserção do paramento no solo; b) retirada da metade esquerda do solo dividido pelo paramento; c) movimentação do paramento para longe do maciço; d) movimentação do paramento contra o maciço. Adaptado de Fernandes (2015).	8
Figura 5 – Círculo de Mohr. Adaptado de Fernandes (2015).	9
Figura 6 – Experiência de Terzaghi: a) aparato experimental; b) resultados obtidos por Terzaghi. Adaptado de Fernandes (2015).	11
Figura 7 – Seções transversais possíveis para estruturas de suporte flexíveis: a) pranchas de madeira apoiadas em perfis metálicos; b) estacas-prancha metálicas; c) paredes de estacas tangente ou secante; d) paredes moldadas. Adaptado de Bowles (1997).	13
Figura 8 – Tipos de estrutura de suporte flexível: a) autoportantes; b) escoradas; c) ancoradas. Adaptado de Guerra (2009a).	13
Figura 9 – Método do apoio simples no pé da cortina: a) diagramas de pressões para solos puramente friccionais; b) diagramas de pressões para solo coesivos abaixo da profundidade de escavação; c) diagrama de momento fletor típico. Adaptado de Cernica (1995).	15
Figura 10 – Ábaco de redução do momento de Rowe $MM_{max} X LOG \rho$. Fonte Clayton <i>et al.</i> (2013).	16
Figura 11 – Método do apoio fixo no pé da cortina: a) forças atuantes no método do apoio fixo; b) método da viga equivalente de Blum (1931); c) diagrama de momento fletor típico. Adaptado de Cernica (1995).	17
Figura 12 – Ábaco de Blum. Fonte: Cernica (1995).	17
Figura 13 – Tipos de ancoragens: a) ancoragem associada a estacas; b) ancoragem de placa ou bloco; c) ancoragens seladas ao terreno; d) ancoragem em estaca. Adaptado de Peck <i>et al.</i> (1974) e Bowles (1997). ...	18
Figura 14 – Diagramas de pressões aparentes Terzaghi e Peck. Adaptado de Peck <i>et al.</i> (1974).	21
Figura 15 – Diagramas de pressões aparentes Tschebotarioff. Adaptado de Tschebotarioff (1973).	21
Figura 16 – Possíveis mecanismos de rotura global.	23
Figura 17 – Comprimento livre mínimo da ancoragem. Adaptado de Peck <i>et al.</i> (1974).	24
Figura 18 – Fluxo de solo associado à rotura do fundo da escavação. Adaptado de Terzaghi (1943).	26
Figura 19 – Rotura de fundo associada à presença de estrato rígido. Adaptado de Terzaghi (1943).	26

Figura 20 – Deslocamentos da superfície do terreno associados à movimentação da estrutura de suporte flexível: a) escavação pouco profunda antes da inserção de apoios; b) escavação profunda após a inserção de apoio. Adaptado de Fernandes (1985).	27
Figura 21 – Tipos de modelos constitutivos elásticos: a) modelo elástico linear; b) modelo elástico não linear. Adaptado de Yu (2006).	29
Figura 22 – Comportamento elasto-plástico ideal. Adaptado de Lancellota (2009).	30
Figura 23 – Superfícies de cedência de Coulomb e Drucker-Prager. Adaptado de Yu (2006).	31
Figura 24 – Deslocamentos medidos (vermelho) e calculados (azul). Fonte: Vaneckova <i>et al.</i> (2011).	33
Figura 25 – Exemplo de malha de elementos finitos e efeito local.	35
Figura 26 – Geometria da estrutura e parâmetros de resistência do solo. Fonte: Esteves e Borges (2010).	36
Figura 27 – Resultados obtidos por Esteves e Borges: a) assentamento da superfície na zona não escavada; b) deslocamento horizontal da cortina. Fonte: Esteves e Borges (2010).	37
Figura 28 – Modelo numérico da cortina de estacas prancha no Cais de Ferradosa. Fonte: Carreto e Salgado (2009).	38
Figura 29 – Modelo numérico com faseamento construtivo do muro de betão armado na linha do Douro. Fonte: Carreto e Salgado (2007).	38
Figura 30 – Estratos de solo escavados e características da estrutura de suporte. Fonte: Fernandes (1984).	39
Figura 31 – Deslocamentos medidos e calculados: a) escavação até 2,9 m; b) pré-esforço nas ancoragens; c) escavação concluída. Adaptado de Fernandes (1984).	40
Figura 32 – Metodologias de simulação do solo e de ancoragens pré-esforçadas: a) método das pressões dependentes; b) método JGJ 120-2012; c) ancoragens são modeladas como forças na etapa que são inseridas; d) ancoragens são modeladas como forças e molas nas demais etapas. Adaptado de Fine (2018). ..	43
Figura 33 – Fases Construtivas.	48
Figura 34 – Deslocamento, pressões de terra e esforços em todas as fases construtivas – VC.	52
Figura 35 – Evolução dos deslocamentos, forças nas ancoragens e esforços na parede: a) evolução do deslocamento horizontal da parede nos níveis das ancoragens; b) evolução das forças nas ancoragens; c) evolução do esforço transversal na base da parede; d) evolução do momento fletor na base da parede – VC.	54
Figura 36 – Comparação de análises com diferentes faseamentos construtivos – VC.	55
Figura 37 – Deslocamento, pressões de terra e esforços em todas as fases – MEF.	56
Figura 38 – Evolução dos deslocamentos, forças nas ancoragens e esforços na parede: a) evolução do deslocamento horizontal da parede nos níveis das ancoragens; b) evolução dos esforços nas ancoragens; c) evolução do esforço transversal na base da parede; d) evolução do momento fletor na base da parede – MEF.	58
Figura 39 – Comparação de análises com diferentes faseamentos construtivos – MEF.	59
Figura 40 – Comparação dos deslocamentos e esforços na última fase construtiva para os módulos VC e MEF.	60

Figura 41 – Deslocamentos, pressões de terra e esforços na última fase construtiva para os diferentes tipos de solos considerados – VC.	63
Figura 42 – Deslocamentos, pressões de terra e esforços na última fase construtiva para os diferentes tipos de solos considerados – MEF.....	65
Figura 43 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila mole para a última fase construtiva – VC.	68
Figura 44 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila muito rija na última fase construtiva – VC.	70
Figura 45 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila mole na última fase construtiva – MEF.....	72
Figura 46 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila muito rija na última fase construtiva – MEF.....	74
Figura A47 – Fase construtiva 1 – VC.	86
Figura A48 – Fase construtiva 2 – VC.	87
Figura A49 – Fase construtiva 3 – VC.	87
Figura A50 – Fase construtiva 4 – VC.	88
Figura A51 – Fase construtiva 5 – VC.	88
Figura A52 – Fase construtiva 6 – VC.	89
Figura A53 – Fase construtiva 7 – VC.	89
Figura A54 – Fase construtiva 8 – VC.	90
Figura A55 – Malha de elementos finitos.....	90
Figura A56 – Fase construtiva 1 – MEF.....	91
Figura A57 – Fase construtiva 2 – MEF.....	91
Figura A58 – Fase construtiva 3 – MEF.....	92
Figura A59 – Fase construtiva 4 – MEF.....	92
Figura A60 – Fase construtiva 5 – MEF.....	93
Figura A61 – Fase construtiva 6 – MEF.....	93
Figura A62 – Fase construtiva 7 – MEF.....	94
Figura A63 – Fase construtiva 8 – MEF.....	94
Figura B64 – Apresentação de resultados do módulo VC: Módulo de reação do subsolo e pressões de terra.	95
Figura B65 – Apresentação de resultados do módulo VC: Forças internas na estrutura.	95

Figura B66 – Apresentação de resultados do módulo VC: Deslocamento horizontal e pressões de terra na estrutura.....	96
Figura B67 – Apresentação de resultados do módulo MEF – Pressões de terra totais horizontais.....	96
Figura B68 – Apresentação de resultados do módulo MEF: Deslocamentos em mm (cinza), esforço transversal em kN/m (verde) e momento fletor em kNm/m (vermelho)e esforços na estrutura.....	97
Figura C69 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 1 – VC.	98
Figura C70 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 2 – VC.	99
Figura C71 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 3 – VC.	100
Figura C72 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 4 – VC.	100
Figura C73 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 5 – VC.	101
Figura C74 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 6 – VC.	102
Figura C75 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 7 – VC.	103
Figura C76 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 8 – VC.	103
Figura C77 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 1 – MEF.....	104
Figura C78 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 2 – MEF.....	105
Figura C79 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 3 – MEF.....	106
Figura C80 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 4 – MEF.....	106
Figura C81 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 5 – MEF.....	107
Figura C82 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 6 – MEF.....	108
Figura C83 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 7 – MEF.....	108
Figura C84 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 8 – MEF.....	109

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1: Deslocamentos medidos e calculados.....	33
Quadro 2: Altura enterrada da cortina nas análises realizadas.....	36
Quadro 3: Evolução dos esforços nas ancoragens.	40
Quadro 4: Parâmetros físicos e mecânicos do solo – condições não drenadas.....	44
Quadro 5: Parâmetros físicos e mecânicos do solo – condições drenadas.....	45
Quadro 6: Demais parâmetros utilizados no programa MEF.....	46
Quadro 7: Parâmetros mecânicos e variáveis geométricas da parede.....	47
Quadro 8: Parâmetros mecânicos e variáveis geométricas das ancoragens.....	47
Quadro 9: Combinações de análises.....	49
Quadro 10: Comparação entre métodos de análise.....	61
Quadro 11: Esforços na estrutura em função da resistência não drenada.....	63
Quadro 12: Esforços na base da parede em função da coesão efetiva.....	66
Quadro 13: Comparação dos valores máximos obtidos nos módulos VC e MEF para os diferentes tipos de solo considerados.....	67
Quadro 14: Esforços na base da estrutura em solo argiloso mole em função da espessura do paramento – VC.....	69
Quadro 15: Esforços na estrutura em solo argiloso muito rijo em função da espessura do paramento – VC.....	71
Quadro 16: Esforços na estrutura em solo argiloso mole em função da espessura do paramento – MEF.....	72
Quadro 17: Esforço transversal na estrutura em solo argiloso muito rijo em função da espessura do paramento – MEF.....	74
Quadro 18: Comparação dos valores máximos obtidos variando a espessura do paramento na última fase construtiva – solo argiloso mole.....	75
Quadro 19: Comparação dos valores máximos obtidos variando a espessura do paramento na última fase construtiva – solo argiloso muito rijo.....	76

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

LNEC: Laboratório nacional de engenharia civil

MEF: Método dos elementos finitos

N.A: Nível de água

VC: Verificação de contenções

LISTA DE SÍMBOLOS

A: Área de aço da ancoragem

A_f : Parâmetro de Skempton

a: Adesão solo-estrutura

B: Largura da escavação

b: Espaçamento longitudinal entre ancoragens

c' : Coesão efetiva do solo

C_u : Resistência não drenada do solo

d: Deslocamento horizontal da cortina

d' : Altura enterrada mínima da cortina

D: Distância do fundo da escavação até um estrato rígido subjacente

E: Módulo de deformabilidade do solo

E_{cm} : Módulo de elasticidade do concreto

E_{oed} : Módulo de deformabilidade oedométrico do solo

E_p : Módulo de elasticidade da ancoragem

E_{ur} : Módulo de descompressão/recompressão do solo

e: Espessura da parede

EI: Rigidez do paramento à flexão (módulo de elasticidade multiplicado pelo momento de inércia)

F: Força de pré-esforço aplicado na ancoragem

F_{apoio} : Força aplicada no apoio (escora ou ancoragem)

F_b : Força de reação na base da parede

F_a^p e F_a^a : Força de corte na interface solo-parede nos lados passivo e ativo respectivamente

F_c : Resistência à tração da ancoragem

$F_{v, ancoragem}$: Força vertical de pré-esforço instalada na ancoragem

f_{ck} : Resistência característica do concreto a compressão

f_{yk} : Tensão de cedência característica do aço

G: Módulo de elasticidade transversal do concreto

H: Altura total da estrutura de contenção

h: Altura livre da estrutura de contenção

h_a : Profundidade da ancoragem

h_w : Altura de água

I: Impulso de terra

I_a : Impulso de terra ativo

I_p : Impulso de terra passivo

K: Coeficiente de impulso do solo

K: Rigidez do apoio

K_0 : Coeficiente de impulso de repouso do solo

K_a : Coeficiente de impulso ativo do solo

K_d : Alteração do módulo de deformabilidade do solo

K_h : Módulo de reação horizontal do subsolo (rigidez da mola de Winkler)

K_n : Rigidez normal do contato

K_p : Coeficiente de impulso passivo do solo

K_s : Rigidez cisalhante do contato

L_{min} : Comprimento livre mínimo de ancoragens pré-esforçadas

l: Comprimento livre da ancoragem

l_k : Comprimento de selagem da ancoragem

M: Momento fletor

M: Número de Biot

M_{max} : Momento fletor máximo

N_b : Número de estabilidade da base

N_c : Fator de capacidade de carga

P_0 : Pressão de repouso

P_a : Pressão ativa

P_p : Pressão passiva

R : Reação do solo

R_c : Força de corte

R_E : Contra impulso passivo

S : Estabilidade de solos coesivos segundo Rowe

u : Pressão neutra ou poro-pressão

W : Peso da cunha de solo

W_{Parede} : Peso da parede de contenção

α : Ângulo que define a superfície de deslizamento

α : Altura relativa da cortina (altura da escavação/altura total da cortina)

α : Parâmetro de Biot

β : Ângulo de inclinação do maciço atrás da cortina em relação à horizontal

β : Profundidade relativa do apoio (profundidade do apoio/altura total da cortina)

δ : Ângulo de atrito entre o paramento e o solo (terras-muros)

ε : Deformação

ϕ' : Ângulo de atrito interno efetivo do solo

γ : Peso específico do solo

γ : Peso específico do estrato rígido

γ' : Peso específico submerso (efetivo) do solo

γ_{sat} : Peso específico saturado do solo

γ_w : Peso específico da água

λ : Ângulo de inclinação do paramento em relação à vertical

ν : Coeficiente de Poisson do material

σ : Tensão

σ'_h : Pressão de terra horizontal efetiva

σ'_{h0} : Pressão de terra horizontal efetiva de repouso

σ'_{ha} : Pressão de terra horizontal efetiva ativa

σ'_{hp} : Pressão de terra horizontal efetiva passiva

σ'_v : Pressão de terra vertical efetiva

σ'_{v0} : Pressão de terra vertical efetiva de repouso

σ_h : Pressão de terra horizontal total

ρ : Flexibilidade da cortina segundo Rowe

Ψ : Ângulo de dilatação

1. Introdução

1.1. Enquadramento

Uma das principais funções da geotecnia é analisar as interações entre o solo e as estruturas em contato com este. De forma a estudar as interações solo-estrutura é necessário determinar as propriedades e o comportamento do solo. Existem diversos ensaios de caracterização geotécnica disponíveis para obtenção das diferentes propriedades do solo. No entanto, tratando-se de um material que apresenta elevada heterogeneidade é necessário realizar um extenso plano de prospecção geotécnica para que seja possível estimar o comportamento global do maciço.

Apesar disso, em muitos casos a prospecção geotécnica é limitada aos locais do maciço de maior interesse para o projeto. Isso ocorre para que haja um equilíbrio entre os custos e a segurança da obra. Sendo assim, não existe garantia que os locais ensaiados representem o comportamento de todo o maciço. Portanto, é necessário que o engenheiro geotécnico estime, até certo grau, os parâmetros de resistência do solo. Para que isso seja realizado de forma mais precisa, é de extrema importância o conhecimento dos efeitos desses parâmetros na estrutura projetada.

Tratando-se de estruturas de suporte, os parâmetros de resistência do solo são de extrema importância, devido ao duplo efeito do solo na estrutura (ação e reação). Neste tipo de estrutura, um aumento da resistência do solo deve causar uma redução nos deslocamentos da estrutura, conseqüentemente, aumentando a pressão de terra ativa e os esforços na estrutura.

Para estruturas flexíveis, o acréscimo de esforços é combatido com o uso de seções de maior resistência. No caso de paredes moldadas, é necessário definir a espessura da parede e o material utilizado. Apesar de estruturas mais espessas serem utilizadas para resistir esforços maiores e reduzir os deslocamentos da parede, uma parede mais espessa também estará sujeita a esforços maiores.

1.2. Objetivos

O objetivo desta dissertação é analisar a influência dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e da flexibilidade de uma estrutura de suporte, nos deslocamentos e esforços atuantes na estrutura. Elucidando a maneira que a interação solo-estrutura ocorre em

diversas situações. Isso possibilita que o engenheiro possa analisar os efeitos dos diferentes parâmetros necessários para o dimensionamento e verificação deste tipo de estrutura de contenção. Assim como entender o efeito da flexibilidade da parede, auxiliando na escolha da seção transversal da parede.

O uso de diferentes programas de cálculo computacional permite também que o engenheiro escolha de forma consciente o método de análise utilizado. Podendo até mesmo utilizar mais de uma metodologia de análise de forma a comparar e verificar os resultados obtidos.

1.3. Objetivos Específicos

- Analisar os deslocamentos horizontais, pressões de terra e esforços atuantes em uma estrutura de contenção flexível multi-ancorada.
- Avaliar a influência dos parâmetros de resistência do solo nos deslocamentos horizontais e esforços atuantes na parede.
- Verificar a influência da flexibilidade da parede (EI) nos deslocamentos horizontais e esforços na própria parede.
- Observar a influência do faseamento construtivo na evolução dos esforços e movimentos da estrutura.
- Comparar diferentes programas com metodologias de análise distintas.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Estruturas de suporte de terra

Estruturas de suporte de terra tem como objetivo conter lateralmente maciços de terra evitando sua ruptura e conseqüentemente seu deslizamento. Essas estruturas são mais utilizadas no ambiente urbano com o intuito de evitar danos às estruturas vizinhas de obras que necessitam da escavação do solo, evitando deslocamentos excessivos das faces da escavação e conseqüente assentamento do nível do solo. Já no ambiente rodoviário, sua principal utilização consiste em evitar o deslizamento de encostas próximas às rodovias.

Existem diversos tipos de estruturas de suporte de terra, sendo que a escolha da estrutura a ser utilizada se dará através da análise, principalmente do motivo e caráter (permanente/provisório), da obra e das condições locais do terreno e espaço disponível, assim como do aspecto econômico de cada solução. No ambiente urbano, o reduzido espaço disponível devido à grande concentração de estruturas é um fator determinante na escolha do tipo de estrutura utilizada.

As estruturas de suporte de terra podem ser classificadas em dois grupos principais, como rígidas ou flexíveis. A rigidez da estrutura faz referência à rigidez do paramento desta em contato com o solo e é uma característica extremamente importante que influencia diretamente os esforços aos quais a estrutura estará sujeita e conseqüentemente seu dimensionamento.

2.1.1. Estruturas de suporte rígidas

As estruturas de suporte rígidas são caracterizadas por um paramento que não sofre deformações. Sendo que algumas estruturas deste tipo podem sofrer ligeiras rotações e translações (Fernandes, 2015), no entanto, o paramento não se deforma, mantendo sempre sua forma inicial. Existem diversos tipos de estruturas de suporte rígidas, sendo algumas das mais conhecidas os muros de gravidade e os muros de flexão.

Os muros de gravidade (Figura 1a) geram estabilidade através de seu elevado peso, sendo este peso associado às grandes dimensões do muro. De acordo com Cernica (1995), os muros de gravidade costumam ser utilizados para alturas menores que 5 metros, isso se deve à grande

quantidade de material necessário para a execução deste tipo de estrutura, além disso, essas estruturas não são muito utilizadas no meio urbano devido à reduzida disponibilidade de espaço.

Os muros de flexão também conhecidos como muros em “L” de betão armado (Figura 1b) utilizam o peso do maciço no tardo do muro para gerar estabilidade. De acordo com Fernandes (2015), para que isso seja possível, é necessário prolongar a sapata no tardo do muro, o que permite a redução da espessura do paramento vertical. Para alturas maiores que 7 metros, estruturas do tipo contraforte se tornam economicamente mais vantajosas (Bowles, 1997) (Figura 1c). A Figura 1 apresenta alguns tipos de estruturas rígidas de contenção.

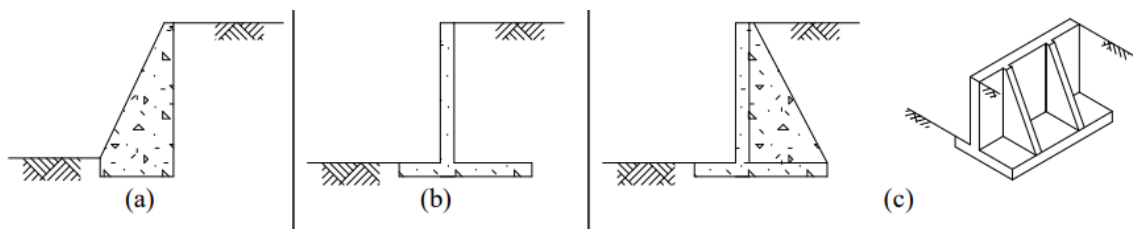


Figura 1 - Tipos de estrutura de suporte rígidas: a) muros de gravidade; b) muros de flexão; c) muros contraforte. Adaptado de Fernandes (2015).

2.1.1.1. Impulsos de terra

Impulsos de terra são forças horizontais ou predominantemente horizontais que se desenvolvem sobre paramentos verticais ou quase verticais que interagem com o solo (Fernandes, 2015), sendo as resultantes das pressões de terra horizontais. As teorias clássicas para a determinação dos impulsos de terra foram desenvolvidas por Coulomb (1773) e por Rankine (1857). Estas teorias consistem no cálculo dos coeficientes de impulso, responsáveis por relacionar as tensões verticais efetivas (σ'_v) atuantes nos maciços com as tensões horizontais efetivas (σ'_h). Este conceito foi introduzido por Rankine, representado pela Equação 1.

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1)$$

A Figura 2a ilustra as pressões de terra horizontais atuantes em uma estrutura de suporte rígida, calculadas através do rearranjo da Equação 1, considerando que não existe atrito entre o

solo e a estrutura. A Figura 2b mostra o impulso de terra equivalente, com valor igual à área do diagrama de pressões, atuando no centro geométrico deste diagrama.

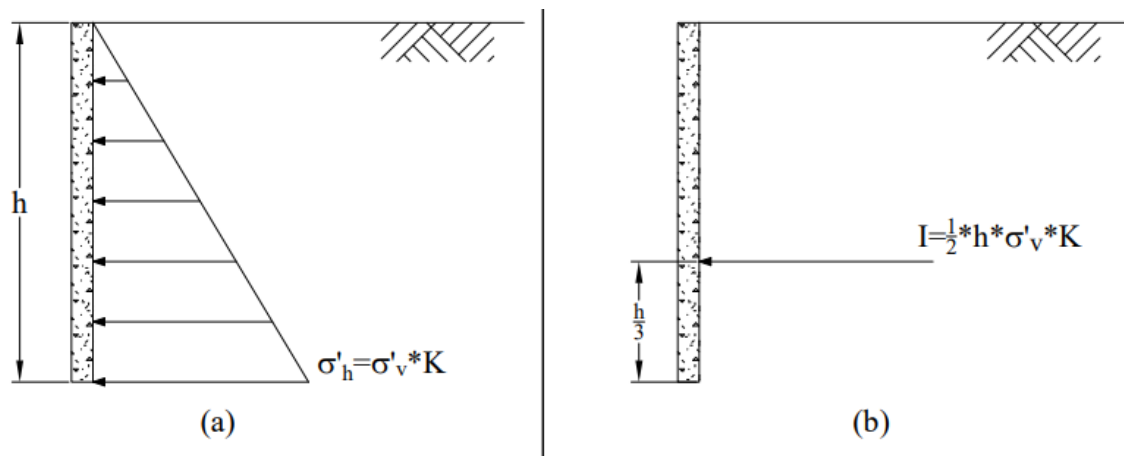


Figura 2 – Pressões de terra atuantes em estruturas de suporte rígidas, considerando que não existe atrito entre o solo e a estrutura: a) pressões de terra horizontais; b) impulso de terra equivalente. Adaptado de Fernandes (2015).

As estruturas de suporte podem interagir com o maciço de duas maneiras distintas, o maciço pode suportar a estrutura ou o oposto. Em ambos os casos, o maciço tende a acompanhar a movimentação da estrutura, desenvolvendo tensões de corte de tração ou compressão conforme o tipo do movimento.

Caso o maciço esteja suportando a estrutura, isso significa que a estrutura se move em direção ao maciço, comprimindo este, portanto, o maciço apresenta resistência à movimentação da estrutura, proporcionando uma reação que apoia a estrutura. Quando isso ocorre, pode ser observado um acréscimo de tensões horizontais no maciço. Esta situação é denominada de estado de equilíbrio limite passivo e o impulso gerado é denominado impulso passivo (Fernandes, 2015).

Por outro lado, caso seja a estrutura a suportar o maciço é esta que impede o deslocamento do maciço. Portanto, o maciço inflige uma ação sob o paramento da estrutura que força seu movimento, o maciço acompanha este movimento e ao acompanhá-lo começa a desenvolver tensões de tração aliviando as tensões no maciço, reduzindo sua ação sob o paramento (Fernandes, 2015). Esta situação é denominada de estado de equilíbrio limite ativo e o impulso gerado é

denominado impulso ativo. Os conceitos de estados limites ativo e passivo foram introduzidos por Rankine.

As estruturas de suporte de terra, de maneira geral, estão sujeitas a ambos os estados limites, atuando ao mesmo tempo. Sendo que as seções enterradas das estruturas de suporte estão sujeitas ao estado passivo e as demais seções estão sujeitas ao estado ativo. Além disso, como foi citado, o estado passivo representa um aumento de tensão em relação ao estado de repouso, enquanto o estado ativo representa uma redução. Portanto, considerando que as tensões verticais se mantêm constantes, os coeficientes de impulso ativo (K_a), passivo (K_p) e de repouso (K_0) possuem a seguinte relação, expressa pela Equação 2.

$$K_a < K_0 < K_p \quad (2)$$

Além das pressões de terra, as estruturas de suporte podem também estar sujeitas às pressões geradas pela água, denominada pressão neutra ou poro pressão (u). Caso um solo esteja saturado de água, a estrutura que o suporta estará sujeita às pressões geradas por essa água, que podem, por vezes, ser superior às pressões de terra. Nesta situação, os coeficientes de impulso de terras são aplicados somente às tensões efetivas verticais, a poro pressão não é afetada pelos coeficientes de impulso. As Equações 3 e 4 expressam o cálculo da tensão horizontal atuante em um solo saturado em tensões efetivas e totais, respectivamente.

$$\sigma'_h = \gamma' * h * K \quad (3)$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = \gamma' * h * K + \gamma_w * h_w \quad (4)$$

2.1.1.1.1. Coulomb

Apesar de Rankine ser responsável por introduzir diversos conceitos importantes utilizados atualmente, o primeiro a desenvolver uma teoria científica para avaliação dos impulsos de terra foi Coulomb (Fernandes, 2015). O método desenvolvido por Coulomb (1773) consiste na avaliação da força limite máxima (impulso ativo) e mínima (impulso passivo) de interação solo-paramento (Fernandes, 2015).

Coulomb considerou que a força limite de interação solo-paramento é delimitada por uma superfície plana que passa no pé do paramento e para que fosse possível determinar a força limite atuante foi admitido que a cunha se encontra em estado de deslizamento iminente ao longo desta superfície e do paramento (Fernandes, 2015). O deslizamento terá sentido ascendente caso seja o maciço a suportar o paramento ou descendente caso contrário. Coulomb considerou ainda o atrito na interface solo-paramento, também conhecido como ângulo de atrito terras-muro (δ).

O ângulo de atrito terras-muro é de grande importância na determinação dos impulsos de terra. Este ângulo é responsável por definir a inclinação com que os impulsos de terra atuam no paramento da estrutura, sendo que, quanto maior seu valor, menor será a componente horizontal dos impulsos de terra. A Figura 3 apresenta uma possível cunha de deslizamento na análise dos impulsos de terra pelo método de Coulomb e o polígono de forças considerado, para os casos ativo (Figura 3a) e passivo (Figura 3b). Na Figura 3 também é possível observar a influência do ângulo de atrito terras-muro.

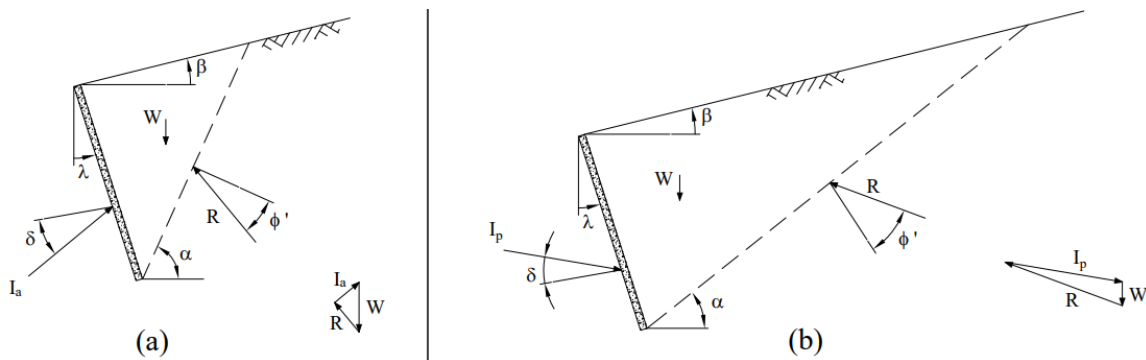


Figura 3 – Método de Coulomb: a) caso ativo; b) caso passivo. Adaptado de Fernandes (2015).

A dificuldade deste método consiste na determinação da cunha que provoca a força limite atuante. Em um primeiro momento, eram necessárias diversas tentativas para determinação da cunha desejada, até que Culmann propôs uma sequência de análise gráfica que permitia reduzir consideravelmente o número de tentativas necessárias para determinar a cunha desejada. Essa sequência de análise ficou conhecida como construção de Culmann.

O método de Coulomb também possui solução analítica. Trata-se de um problema de máximos e mínimos que consiste na obtenção do ângulo α (Figura 3) que determina a superfície de deslizamento. A solução analítica para este método está expressa nas Equações 5 e 6 para os

casos ativo e passivo, respectivamente. As definições dos ângulos β e λ podem ser encontradas na Figura 3, ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo e δ é o ângulo de atrito terras-muro.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda * \cos(\delta + \lambda) * \left[1 + \left(\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) * \text{sen}(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) * \cos(\delta + \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (5)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda * \cos(\delta - \lambda) * \left[1 - \left(\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) * \text{sen}(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) * \cos(\delta - \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (6)$$

2.1.1.1.2. Rankine

A teoria de Rankine é uma simplificação da teoria de Coulomb (Cernica, 1995). Rankine (1857) admitiu a inserção de um paramento vertical indeformável liso em um solo sem coesão (Figura 4a) e este então considerou a retirada de uma das partes do solo dividida pelo paramento (Figura 4b). Previamente à retirada do maciço, o estado de tensões deste não sofre alterações e o paramento estará sujeito ao impulso de repouso, em ambos os lados. Rankine então considerou os possíveis movimentos que o paramento poderia sofrer, em direção ao maciço, estado passivo (Figura 4d), ou afastando do maciço, estado ativo (Figura 4c) (Fernandes, 2015). A Figura 4 apresenta as considerações feitas por Rankine com relação à movimentação do paramento.



Figura 4 – Possíveis movimentações do paramento consideradas por Rankine: a) inserção do paramento no solo; b) retirada da metade esquerda do solo dividido pelo paramento; c) movimentação do paramento para longe do maciço; d) movimentação do paramento contra o maciço. Adaptado de Fernandes (2015).

Rankine considerou que ao atingir um estado limite, ativo ou passivo, o solo estaria com toda sua resistência ao corte mobilizada. A partir dessa hipótese, foi possível que Rankine obtivesse os coeficientes de impulso para os estados de equilíbrio limite passivo e ativo através de uma série de relações trigonométricas baseadas no círculo de Mohr apresentado na Figura 5. Os valores dos coeficientes obtidos por Rankine estão expressos nas Equações 7 e 8 para os casos ativo e passivo, respectivamente.

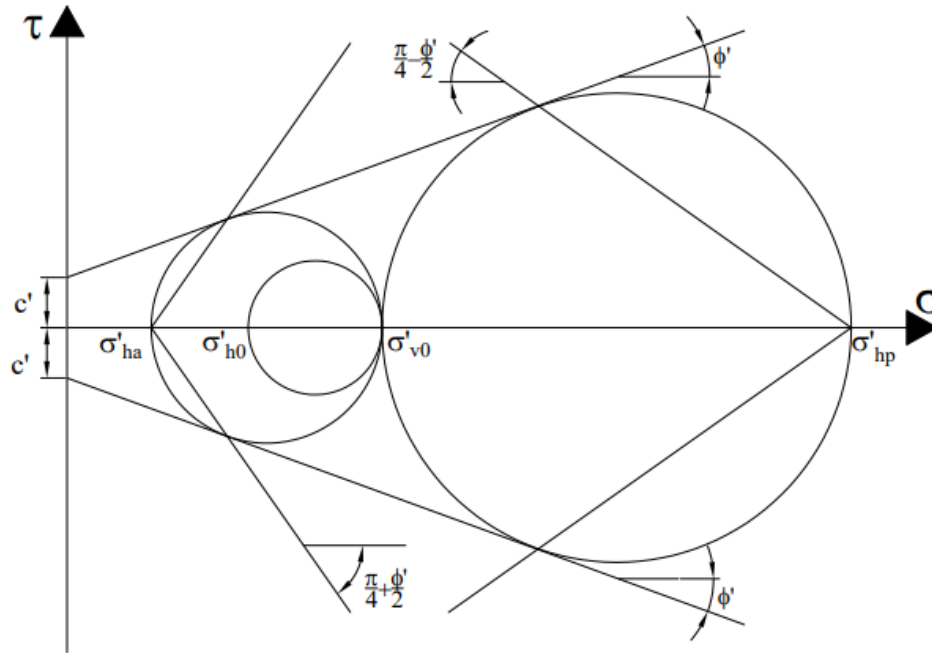


Figura 5 – Círculo de Mohr. Adaptado de Fernandes (2015).

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (7)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) + \frac{2c'}{\sigma'_v} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (8)$$

Outros autores estudaram a teoria de Rankine de modo a complementar seu trabalho, já que em sua teoria este não considerou o atrito entre o solo e o paramento. Os responsáveis por

complementar a teoria de Rankine foram Boussinesq através da formulação de um conjunto de equações diferenciais, cuja solução analítica foi obtida por Caquot e Kérisel.

Os resultados obtidos por Caquot e Kérisel foram condensados em um conjunto de tabelas que recebem o nome de seus autores. Atualmente, estas tabelas são um dos artifícios mais utilizados por engenheiros para a determinação dos coeficientes de impulso de terras. Isso se deve à facilidade de obtenção dos impulsos para uma grande gama de situações e que os impulsos calculados são mais seguros quando comparado ao método de Coulomb, ou seja, coeficientes de impulso ativo maiores e coeficientes de impulso passivo menores.

2.1.1.1.3. Experiências de Terzaghi

Como discutido previamente, os impulsos de terra estão associados à movimentação da estrutura e conseqüente movimentação do maciço. Tendo isto em vista, Terzaghi realizou experimentos de forma a determinar os deslocamentos necessários para o desenvolvimento dos estados limite ativo e passivo. O esquema do aparato experimental pode ser observado na Figura 6a.

É de extrema importância saber os deslocamentos necessários para o desenvolvimento dos estados limite, já que, caso a estrutura não se movimente o suficiente para produzir os estados limites, as ações atuantes podem ser maiores do que as ações que as estruturas foram projetadas para resistir. Segundo Fernandes (2015) os resultados obtidos por (Terzaghi, 1920; 1934) e outros autores que conduziram experimentos similares foram que, para o desenvolvimento do estado ativo, deslocamentos da ordem de 0,1 a 0,2% da altura do paramento são suficientes, no entanto, para o desenvolvimento do estado passivo, os deslocamentos podem exceder 5% da altura do paramento, representado na Figura 6b.

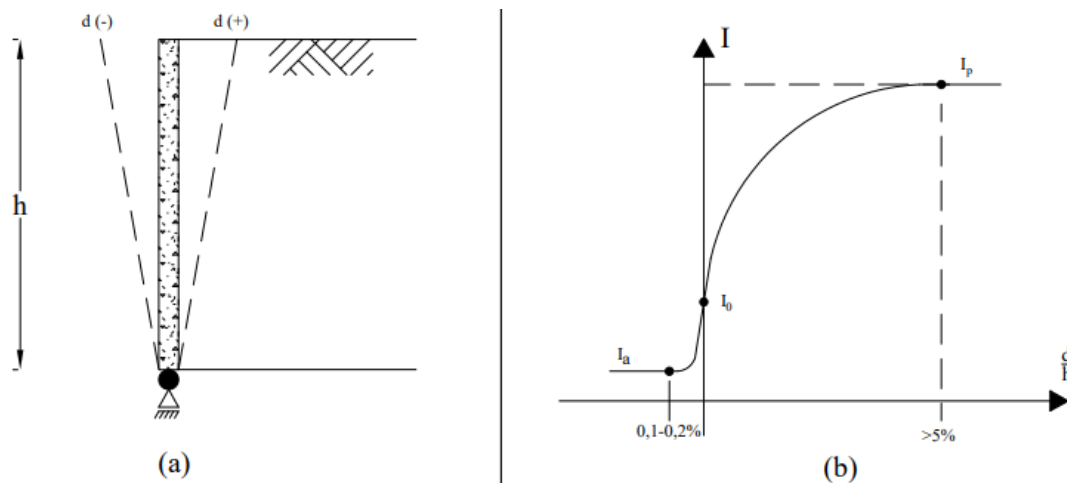


Figura 6 – Experiência de Terzaghi: a) aparato experimental; b) resultados obtidos por Terzaghi. Adaptado de Fernandes (2015).

Estes resultados permitem concluir que dificilmente uma estrutura de suporte consegue suportar as grandes deformações necessárias para o desenvolvimento do estado passivo. Por outro lado, existem estruturas, como os muros de gravidade, que são capazes de sofrer as deformações necessárias para desenvolver o impulso ativo. Essas estruturas podem, portanto, ser dimensionadas tendo em vista o impulso ativo, no entanto, Bowles (1997) alerta que existem situações em que o impulso atuante pode ser superior ao impulso ativo, principalmente em situações em que o solo pode ficar saturado e o acréscimo de pressão devido à água pode exceder a pressão de dimensionamento da parede, ou em situações em que o movimento da parede precisa ser minimizado.

2.1.1.1.4. Pressão devido à água

Além das pressões de terra é preciso ter atenção à pressão de água que atua ou pode começar a atuar sobre a estrutura. Quando o nível freático se encontra perto da superfície do terreno, existem duas possíveis situações que a parede pode estar sujeita (Guerra, 2009a), existe passagem de água para escavação contornando a cortina ou não existe passagem de água. O encastramento da cortina em um estrato rígido impede o fluxo de água por baixo desta. Sendo assim, é necessário dimensionar a parede para que resista ao impulso hidrostático devido à água.

Conforme descrito por Das (1998), quando um solo saturado é submetido a um acréscimo de tensão, a pressão neutra nos poros sofre um aumento súbito. Esse fenômeno ocorre devido ao efeito drenante gerado pelo acréscimo de tensão, ou seja, a água está sendo expulsa dos poros. A drenagem da água é acompanhada pela redução de volume do solo e conseqüentemente seu assentamento (Das, 1998).

Tratando-se de solos arenosos, a drenagem e o assentamento do solo ocorrem de forma imediata, com a água sendo rapidamente expulsa do solo, a pressão neutra aumenta por um curto período de tempo. No entanto, em solos argilosos, que possuem menor capacidade drenante, o adensamento pode demorar um longo período de tempo e, portanto, o excesso de pressão é gradualmente dissipado durante um longo período.

A teoria do adensamento unidimensional proposta por Terzaghi foi a primeira a descrever o processo de adensamento. A teoria de Biot surgiu de modo a expandir a teoria de Terzaghi para os meios bidimensional e tridimensional. Essas teorias podem ser utilizadas para estabelecer o excesso de pressão neutra que será aplicado à estrutura de suporte, em função da capacidade drenante do solo.

2.1.2. Estruturas de Suporte Flexíveis

As estruturas de suporte flexíveis são caracterizadas por um paramento que se deforma conforme é solicitado à flexão, portanto, o traçado do paramento deixa de ser retilíneo a partir do momento que este começa a ser solicitado. De acordo com Cernica (1995), neste tipo de estrutura, as deformações sofridas pelo paramento geram mudanças na distribuição e magnitude das pressões de terra, portanto, a distribuição ilustrada na Figura 2 para estruturas rígidas não pode ser utilizada para estas estruturas.

As estruturas de suporte flexíveis são compostas por um paramento colocado na face da escavação, denominado “cortina” ou “parede” e podem ou não conter elementos lineares de suporte. O material utilizado para a cortina deve ser determinado conforme o objetivo da obra, profundidade de escavação e deslocamentos admissíveis. Podem ser utilizados perfis metálicos cravados no terreno com pranchas de madeira apoiadas em seus banzos conforme o avanço da escavação (Figura 7a) (Guerra, 2009a). Outras opções para a seção transversal da parede são estacas-prancha metálicas (Figura 7b), paredes de estacas (tangente/secante) (Figura 7c) ou

paredes moldadas no terreno (Figura 7d) (Guerra, 2009a) . A Figura 7 ilustra as possíveis seções transversais citadas anteriormente.

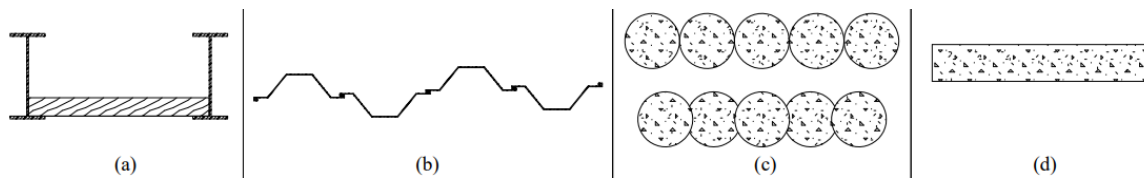


Figura 7 – Seções transversais possíveis para estruturas de suporte flexíveis: a) pranchas de madeira apoiadas em perfis metálicos; b) estacas-prancha metálicas; c) paredes de estacas tangente ou secante; d) paredes moldadas. Adaptado de Bowles (1997).

Caso a parede não possua apoios, a estabilidade é garantida através do comprimento enterrado da cortina (Cernica, 1995) e esta recebe a denominação de autoportante (“cantilever”). Estruturas autoportantes costumam ser utilizadas para paredes de até 3-5 metros de altura e por curtos períodos de tempo, não sendo muito utilizadas para estruturas permanentes (Cernica, 1995 e Bowles, 1997). Para profundidades maiores, o uso de apoios se torna necessário de forma a evitar deslocamentos excessivos da cortina.

Os elementos de suporte também são chamados de apoios. Caso o apoio esteja localizado no exterior do maciço, este recebe a denominação de escora, ao contrário, caso se localize no interior do maciço, o apoio é denominado ancoragem. As Figuras 8a, 8b e 8c ilustram os possíveis tipos de estruturas de suporte flexíveis, autoportante, escorada e ancorada, respectivamente.

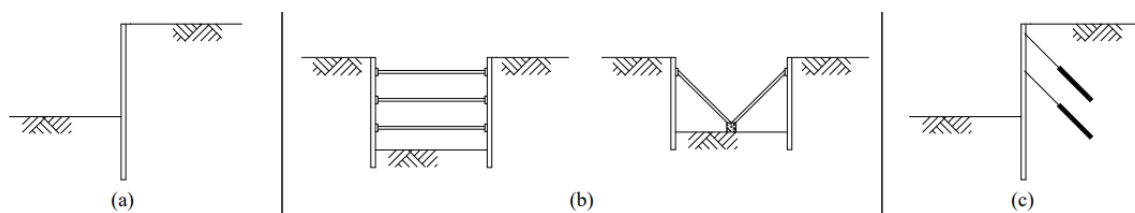


Figura 8 – Tipos de estrutura de suporte flexível: a) autoportantes; b) escoradas; c) ancoradas. Adaptado de Guerra (2009a).

Diversos fatores podem influenciar a escolha do tipo de apoio a ser utilizado em uma estrutura de suporte. As ancoragens apresentam a vantagem de manterem o interior da escavação livre para a realização dos trabalhos necessários, no entanto, após instaladas, não podem ser

removidas do terreno, além disso, deve-se obter permissão do proprietário do terreno para realizar sua instalação e não pode haver obstáculos no solo onde serão inseridas, como fundações de construções vizinhas.

As escoras ocupam o interior da escavação e deve-se ter cuidado para não deslocar um destes elementos durante a realização das obras. No entanto, para obras de caráter temporário (“cut-and-cover”) são muito interessantes, já que a escavação pode ser realizada e depois a estrutura pode ser retirada e a escavação aterrada.

2.1.2.1. Estruturas autoportantes e mono-apoiadas

Estruturas autoportantes são geralmente utilizadas para escavações com menos de 3-5 metros de profundidade. Para profundidades maiores a utilização de um ou mais níveis de apoio é recomendada (Cernica, 1995 e Bowles, 1997). Os métodos mais antigos de dimensionamento utilizados para estruturas autoportantes e mono-apoiadas são o método do apoio simples no pé da cortina (“free earth support”) e apoio fixo no pé da cortina (“fixed earth support”).

Segundo Bowles (1997), esses métodos de dimensionamento consideram diversas hipóteses de modo a simplificar o cálculo dos esforços, resultando em um dimensionamento excessivo das cortinas. O ponto positivo do dimensionamento excessivo é que poucas estruturas falharam em serviço. Além disso, estes métodos não consideram o efeito do pré-esforço, a rigidez dos apoios e nem a rigidez da cortina, desconsiderando completamente o deslocamento relativo da parede e do maciço.

2.1.2.1.1. Apoio simples no pé da cortina

O método do apoio simples no pé da cortina considera que a cortina está livre para sofrer rotações em sua base, sendo assim, o momento fletor tem valor desprezível neste ponto. Segundo Cernica (1995), este método apresenta a limitação de somente poder ser utilizado em solos friccionais (Figura 9a) ou em maciços que possuem solos coesivos apenas abaixo da profundidade de escavação (Figura 9b). A Figura 9 apresenta as duas aplicações possíveis deste método, assim como o diagrama de momento fletor típico (Figura 9c).

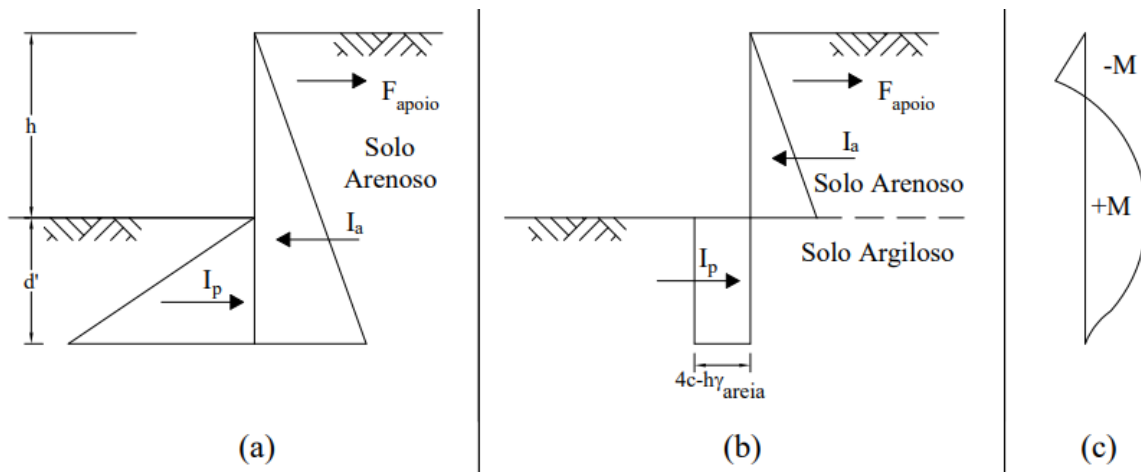


Figura 9 – Método do apoio simples no pé da cortina: a) diagramas de pressões para solos puramente friccionais; b) diagramas de pressões para solo coesivos abaixo da profundidade de escavação; c) diagrama de momento fletor típico. Adaptado de Cernica (1995).

Através do somatório de momentos em relação à profundidade do apoio e o somatório de forças horizontais, é possível obter um sistema de equações cuja solução fornece a altura enterrada mínima (d') e a força no apoio (F_{apoio}). Após a determinação destes fatores, é possível determinar as pressões de terra atuantes e os esforços na parede. O método do apoio simples no pé da cortina pode ser utilizado em cortinas autoportantes substituindo a força no apoio (F_{apoio}) por uma força na base da cortina de sentido contrário à força do apoio.

2.1.2.1.1.1. Redução do momento máximo pelo método de Rowe

Devido ao dimensionamento excessivo obtido utilizando o método do apoio simples no pé da cortina, Rowe (1952) desenvolveu ábacos que permitem a redução do momento máximo obtido por este método. Desta forma, é possível contornar, pelo menos parcialmente, o sobredimensionamento realizado.

Os fatores significativos utilizados na teoria de redução do momento de Rowe são: densidade relativa do solo (solos friccionais); flexibilidade relativa da cortina (Equação 9); estabilidade do solo expresso pela Equação 10 (solos coesivos); altura relativa da cortina (α) - relação altura escavada por altura total; profundidade relativa do apoio (β) - relação profundidade do apoio por altura total (Cernica, 1995).

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (9)$$

$$S = \frac{1,25c}{\gamma' * h} \quad (10)$$

A Figura 10 apresenta um dos ábacos de Rowe (1952) para areias soltas e densas, para estruturas mono-apoiadas com o apoio em diferentes profundidades. O ábaco mostra que pode haver uma redução de até quase 80% do momento calculado pelo método do apoio simples no pé da cortina.

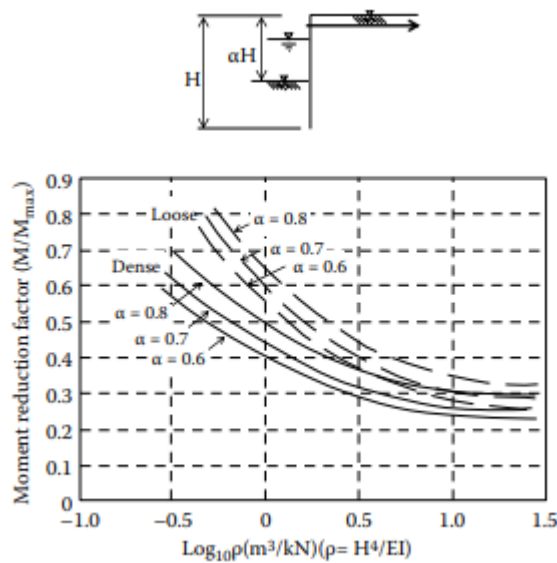


Figura 10 – Ábaco de redução do momento de Rowe $\left(\frac{M}{M_{max}} \times \text{LOG } \rho\right)$. Fonte Clayton *et al.* (2013).

2.1.2.1.2. Apoio fixo no pé da cortina

O método do apoio fixo no pé da cortina considera que a base da cortina está restringida e não sofre rotações (Cernica, 1995). Isso pode ocorrer para cortinas com grandes comprimentos enterrados e para cortinas cujo pé está encastrado em um estrato rígido. Este método só pode ser utilizado em solos não coesivos.

A Figura 11a ilustra as forças atuantes neste método. A diferença em relação ao método do apoio simples no pé da cortina é o acréscimo do contra impulso passivo (R_E), desenvolvido na

base da cortina, responsável por impedir a rotação da cortina neste ponto. A Figura 11c apresenta o diagrama de momento fletor típico quando utilizado o método do apoio fixo no pé da cortina.

A Figura 11b mostra o método da viga equivalente, desenvolvido por Blum (1931), consiste na divisão da estrutura em duas partes a partir do ponto “A”. Este ponto é interessante já que nele o momento fletor é nulo. No entanto, é necessário conhecer a distância “X” até o ponto “A” para que o cálculo possa ser realizado, Blum propôs um ábaco para a determinação desta distância em função do ângulo de atrito interno do solo e a altura escavada da parede (h). O gráfico proposto por Blum é apresentado na Figura 12.

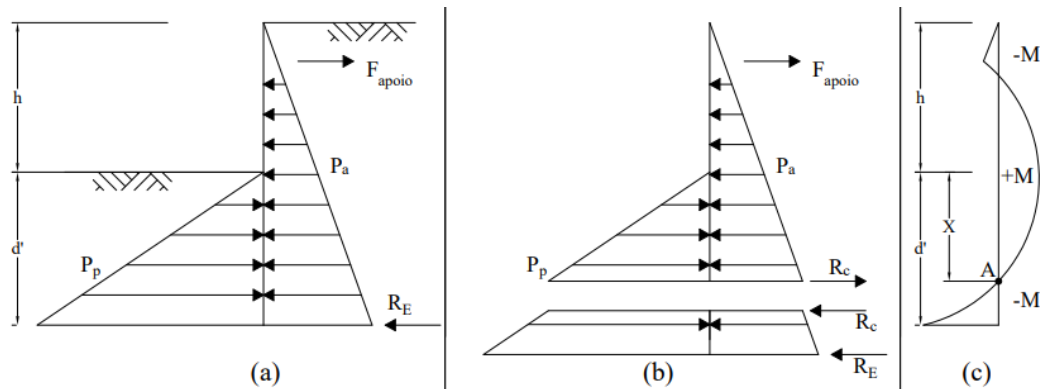


Figura 11 – Método do poio fixo no pé da cortina: a) forças atuantes no método do apoio fixo; b) método da viga equivalente de Blum (1931); c) diagrama de momento fletor típico. Adaptado de Cernica (1995).

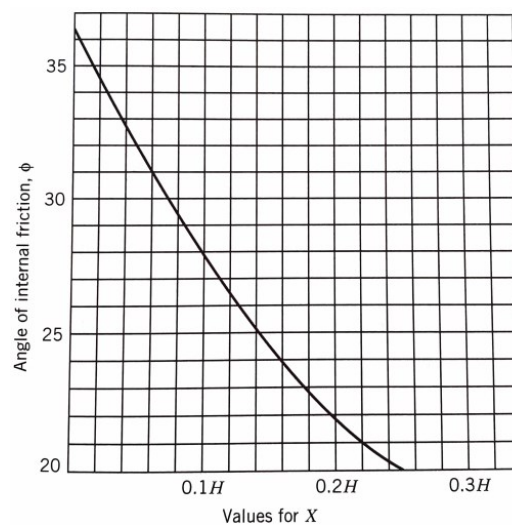


Figura 12 – Ábaco de Blum. Fonte: Cernica (1995).

Portanto, separando a estrutura em duas partes, é possível dimensioná-la. As incógnitas presentes na parte superior, força no apoio (F_{apoio}) e força de corte (R_c), podem ser calculadas a partir do somatório de momentos no ponto “A” e na profundidade do apoio, respectivamente (Cernica, 1995). Com a força de corte determinada, é possível determinar a altura enterrada mínima (d') utilizando a metade inferior da estrutura (Cernica, 1995).

2.1.2.1.3. Tipos de ancoragens

Apesar de ancoragens serem usualmente pré-esforçadas, esses elementos também podem ser utilizados sem aplicação de pré-esforço. Neste caso, é o impulso passivo desenvolvido pelo solo entre a parede e o ponto de ancoragem que impede o deslocamento da parede. A Figura 13 ilustra os tipos de ancoragens que podem ser utilizadas sem aplicação de pré-esforço, sendo estes, ancoragem associada a estacas (Figura 13a), ancoragens de placa ou bloco (“deadman”) (Figura 13b), ancoragens seladas no terreno (“tie-back”) (Figura 13c) e ancoragem em estaca (Figura 13d).

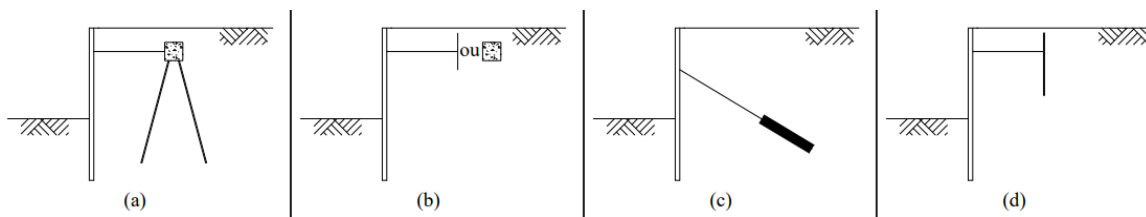


Figura 13 – Tipos de ancoragens: a) ancoragem associada a estacas; b) ancoragem de placa ou bloco; c) ancoragens seladas ao terreno; d) ancoragem em estaca. Adaptado de Peck *et al.* (1974) e Bowles (1997).

Todos os tipos de ancoragem citados podem ser utilizados em estruturas com apenas um nível de apoio. Com exceção das ancoragens seladas ao terreno, todos os outros tipos de ancoragem necessitam algum tipo de escavação ou aterro para sua instalação e, portanto, não são adequados para estruturas apoiadas em vários níveis. Dentre os tipos de ancoragem, o único que pode ser pré-esforçado são as ancoragens seladas no terreno.

2.1.2.2. Cortinas multi-escoradas

As cortinas escoradas são frequentemente utilizadas na execução de escavações de largura, profundidade e tempo de abertura reduzidos, para instalação ou reparação de infraestruturas urbanas. Esse tipo de escavação é correntemente designado por entivações. A maneira que as cortinas escoradas geram estabilidade ao maciço se dá através da elevada rigidez axial das escoras utilizadas que, após instaladas, fazem com que a cortina praticamente não se desloque no nível das escoras.

Nas situações mais frequentes, as escoras são dispostas apoiadas nas duas faces opostas da escavação, no entanto, para escavações de larguras maiores, é possível utilizar escoras inclinadas (Guerra, 2009a). Caso as escoras sejam utilizadas inclinadas, devem ser apoiadas em blocos de betão fundados na base da escavação previamente executados através de contenção reduzida ou escavação em talude (Guerra, 2009a).

Caso seja necessário reduzir o deslocamento horizontal ao mínimo, é possível utilizar escoras pré-esforçadas. Neste sistema, escoras provisórias são inseridas em conjunto com um macaco hidráulico, este é responsável por aplicar uma pressão empurrando a cortina contra o terreno. Após aplicação da pressão requerida, a escora permanente pode ser inserida, esta deve ficar alojada de maneira justa, de forma que a pressão gerada permaneça quando os macacos forem liberados (Peck *et al.*, 1974).

2.1.2.2.1. Impulsos de terra

O estudo dos impulsos de terra em estruturas de suporte flexíveis se deu inicialmente através de experimentos e da análise de obras concluídas. Posteriormente foram desenvolvidos modelos numéricos para confirmar as teorias desenvolvidas. Peck (1990) discute um artigo de J. C. Meem de 1908 em que este relata suas observações sobre o comportamento de cortinas apoiadas em vários níveis de escoras. Meem percebeu que as escoras colocadas próximas ao topo da escavação estavam sujeitas a esforços maiores que escoras colocadas próximo à base da escavação, levando-o a questionar as teorias clássicas de Rankine e Coulomb, já que segundo essas teorias os esforços nas escoras deveriam ser maiores próximos à base da escavação devido ao aumento das pressões de terra em profundidade. No entanto, Peck (1990) relata que a teoria apresentada por Meem foi descartada por contrariar as teorias aceitas.

O “efeito de arco” teorizado por Terzaghi (1943) é responsável por explicar a redistribuição de pressões em estruturas flexíveis e elucida o comportamento observado por Meem. De acordo com Terzaghi (1943), a redistribuição de pressões em uma estrutura de suporte flexível ocorre devido à tendência do solo de acompanhar a movimentação da cortina, o que mobiliza tensões de corte no solo que tentam impedir seu movimento. Por este motivo, as pressões de terra diminuem na parte da estrutura que se afasta do maciço e aumentam nas partes que se mantêm imóveis (ou que se deslocam menos ou até que se movimentam contra o solo).

Além da rigidez da cortina, parâmetros como a condição de apoio da cortina, presença de estrato rígido e sua distância ao pé da cortina, posição e rigidez dos apoios, assim como a grandeza de eventual pré-esforço aplicados nestes elementos estão extremamente associados à grandeza dos impulsos de terra e a forma do diagrama de pressões, podendo afetar consideravelmente as deformações que a cortina sofre (Guerra, 2009a). Portanto, a determinação do estado de tensão-deformação de estruturas de suporte flexíveis e do maciço se trata de problemas altamente hiperestáticos de difícil determinação.

Terzaghi constatou, portanto, que se trata de um problema de interação solo-estrutura que depende de diversos fatores, não sendo possível descrever a pressão atuante em estruturas de suporte flexíveis por nenhuma teoria de impulsos de terra (Guerra, 2009a). No entanto, através de experimentos que analisavam as cargas atuantes nas escoras, Terzaghi e Peck deduziram diagramas de pressões aparentes em estruturas com vários níveis de apoio, estes diagramas são uma representação teórica das pressões de terra atuantes na parede.

Os diagramas de Terzaghi e Peck estão ilustrados na Figura 14. Estes diagramas podem ser utilizados para estimar as cargas atuantes nas escoras e para seu dimensionamento (Guerra, 2009a). Outros autores também propuseram seus próprios diagramas de pressões aparentes, como Tschebotarioff (1973), seus diagramas estão apresentados na Figura 15.

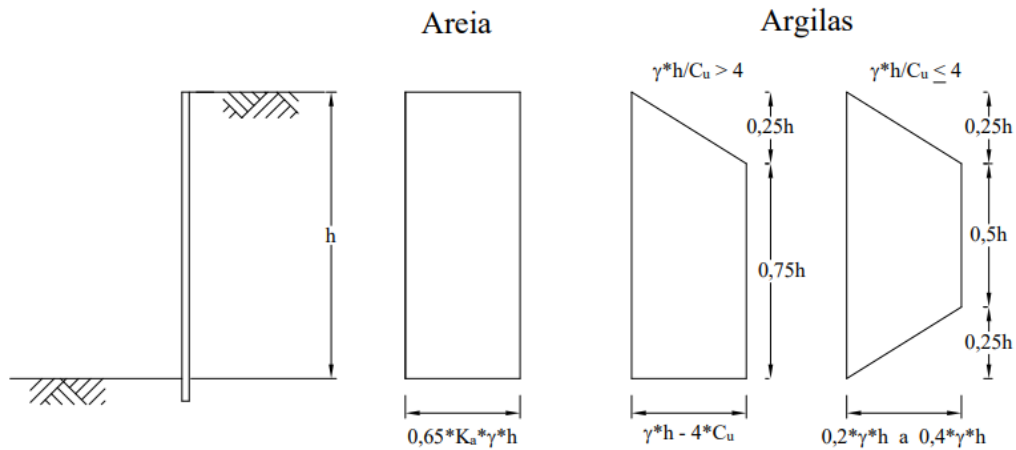


Figura 14 – Diagramas de pressões aparentes Terzaghi e Peck. Adaptado de Peck *et al.* (1974).

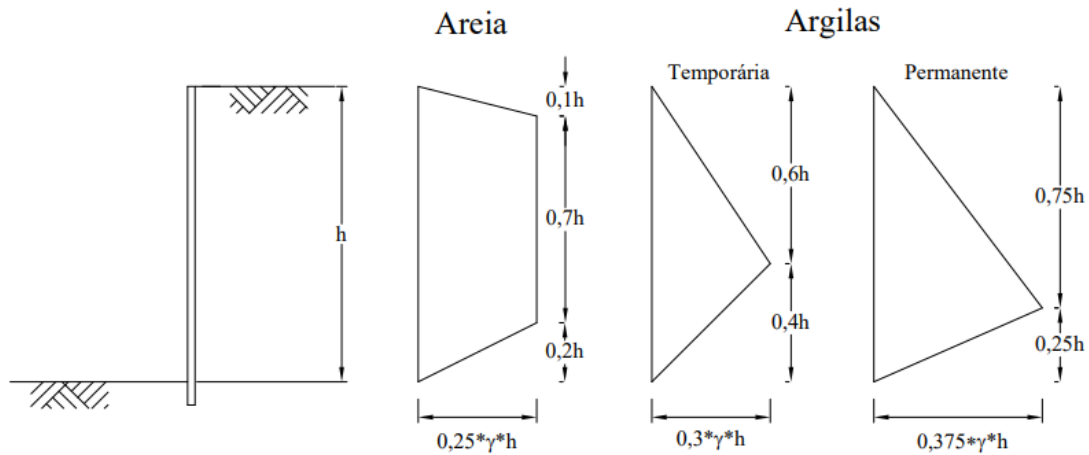


Figura 15 – Diagramas de pressões aparentes Tschebotarioff. Adaptado de Tschebotarioff (1973).

Como pode ser observado nas Figuras acima, cada um dos autores propôs dois diagramas para solos argilosos, no entanto, a escolha do diagrama a utilizar varia entre os autores. Tschebotarioff (1973) propõe um diagrama para estruturas temporárias e outro para permanentes, já Terzaghi e Peck baseiam a escolha do diagrama através do número de estabilidade da base (N_b), que representa a razão da tensão vertical total no nível da base da escavação pela resistência não drenada do solo.

2.1.2.3. Cortinas multi-ancoradas

As cortinas ancoradas são utilizadas principalmente quando se pretende que a parede seja parte da construção final. As ancoragens são elementos consideravelmente menos rígidos que as escoras, portanto, para terem efeito similar é necessário pré-esforçar estes elementos (Guerra, 2009a). De acordo com Guerra (2009b), as ancoragens geram estabilidade ao maciço através da alteração do estado de tensão–deformação do solo suportado, causado pelo pré-esforço aplicado nestes elementos que fazem com que a cortina comprima o solo suportado.

A interação de estruturas flexíveis com o maciço é um sistema altamente indeterminado devido aos inúmeros fatores que afetam essa interação (Fernandes, 1983). De acordo com Fernandes (1983), o problema se torna ainda mais indeterminado em cortinas ancoradas devido à influência de novos parâmetros, principalmente a força de pré-esforço instalada em cada nível de ancoragem.

Neste tipo de estrutura não existe sentido em tentar prever as pressões de terra atuantes na cortina, já que para cada combinação de pré-esforço corresponde uma distribuição de pressões sob a cortina (Fernandes, 1983). Portanto, primeiramente deve-se adotar um pré-esforço em cada ancoragem de forma que o comportamento do sistema seja o desejado, só então será possível determinar o esforço máximo ao qual a ancoragem está sujeita (Fernandes, 1983).

A partir de ensaios em modelos reduzidos de cortinas ancoradas em areias, Hanna e Matallana (1970) foram os primeiros a sugerir que os diagramas de pressões aparentes desenvolvidos por Terzaghi e Peck, usados para dimensionamento de escoras, podem ser utilizados de forma razoável para a determinação do pré-esforço a ser aplicado nas ancoragens. De acordo com estes autores, os diagramas de pressões aparentes forneciam resultados mais satisfatórios do que o então utilizado diagrama de impulso em repouso. Estudos numéricos posteriores como o de Clough e Tsui (1974) corroboraram a conclusão de Hanna e Matallana.

Quando a grandeza e a distribuição do pré-esforço nas ancoragens são adequadas, a evolução dos esforços em uma determinada ancoragem ocorre de maneira previsível. Esse comportamento consiste em aumento do esforço em fases de escavação e redução quando o nível inferior é pré-esforçado; para um dado nível de ancoragem, o esforço máximo é obtido na fase de escavação imediatamente subsequente à aplicação do pré-esforço no nível considerado; os esforços variam de forma modesta, em geral 10 a 20%.

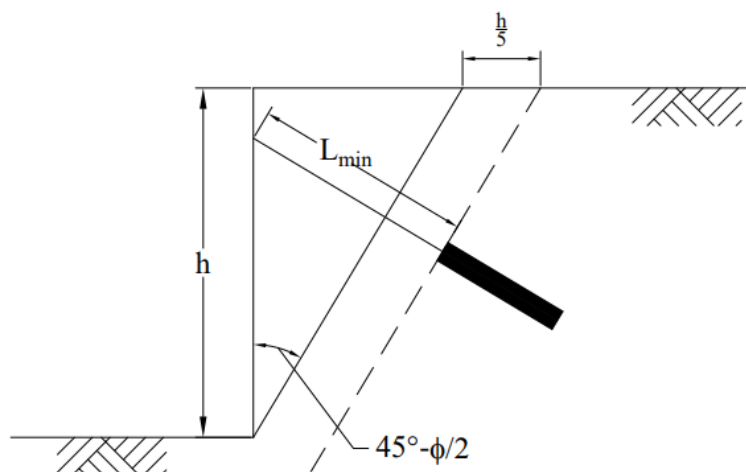


Figura 17 – Comprimento livre mínimo da ancoragem. Adaptado de Peck *et al.* (1974).

2.1.2.3.1.2. Estabilidade Vertical

Ancoragens inclinadas aplicam significativas forças verticais descendentes, devido à componente vertical do pré-esforço instalada nestes elementos, o que torna necessário verificar a estabilidade vertical deste tipo de estrutura. Segundo Goldberg *et al.* (1976) a maior parte dos problemas com cortinas ancoradas estão relacionados a movimentos verticais excessivos. Devido à possibilidade de deslocamentos verticais excessivos, Bowles (1997) recomenda pequenas inclinações para as ancoragens, de 15-25°.

Segundo Guerra (2009b), a estabilidade vertical pode ser verificada através da comparação das forças verticais atuantes, peso próprio da parede (W_{Parede}) e componentes verticais do pré-esforço nas ancoragens ($F_{v,ancoragem}$), e das forças verticais resistentes, força na base da parede (F_b), força de corte na interface solo-parede nos lados passivo (F_a^p) e ativo (F_a^a) da parede. Esta comparação é representada pela Equação 11.

$$W_{Parede} + \sum F_{v,ancoragem} = F_b + F_a^p + F_a^a \quad (11)$$

É válido ressaltar que existe uma grande diferença na mobilização das forças de corte do lado passivo e ativo, sendo que a resistência do lado passivo pode ser consideravelmente mobilizada para pequenos deslocamentos como mostrado por Fernandes (1983). No entanto,

mesmo que a estrutura sofra assentamentos consideráveis, a resistência do lado passivo não é totalmente mobilizada (Fernandes, 1983).

Considerando que a resistência do lado passivo é a força mais importante para o equilíbrio vertical de paredes ancoradas, uma das possíveis soluções para a instabilidade vertical é o aumento da altura enterrada dessas paredes. Casos em que o pé da cortina estava assente em um estrato rígido, impedindo o deslocamento vertical da parede, foram estudados por Hanna e M.G (1972). Nessa situação, os movimentos da parede só ocorrem na direção horizontal e a inclinação das ancoragens deixa de ser um fator de significativa relevância no comportamento da estrutura. O assentamento do pé da cortina em estrato rígido é recomendado quando possível, principalmente para cortinas de estaca-prancha que devido a sua largura reduzida não mobilizam forças na base ($F_b \cong 0$) a menos que a cortina esteja assente em um estrato muito resistente (Guerra, 2009b).

2.1.2.3.1.3. Estabilidade do fundo da escavação (“heave”)

A estabilidade do fundo da escavação é uma questão que deve ser considerada quando a escavação se dá em solos argilosos. Neste tipo de solo pode ocorrer rotura do fundo da escavação. Este fenômeno acontece caso a massa de solo nos lados da escavação ultrapasse a capacidade de carga do solo no fundo da escavação (Guerra, 2009a), quando isso ocorre os solos na lateral da escavação se movimentam de forma a levantar o fundo da escavação.

O número de estabilidade da base (N_b) pode ser utilizado para a determinação da estabilidade da escavação, no entanto, se trata de uma análise conservadora, já que não considera a parte enterrada da estrutura e considera que a faixa lateral de solo que influencia a rotura do fundo tem desenvolvimento infinito. O valor crítico de N_b , que irá definir a rotura do fundo da escavação, depende do fator de capacidade de carga (N_c) usado no cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais, para comprimento infinito $N_c = 2 + \pi$, no entanto, este valor deve ser corrigido para outros comprimentos. A Equação 12 representa essas relações.

$$N_c \cong 5,14 > N_b = \frac{\gamma * h}{C_u} \quad (12)$$

Terzaghi, 1943 propôs uma teoria em que a faixa de solo ao lado da escavação que influencia a rotura do fundo tem comprimento limitado. A Figura 18 ilustra a faixa de solo

considerada por Terzaghi nas laterais da escavação, assim como setas que representam o fluxo de solo quando a rotura do fundo ocorre. Ainda de acordo com Terzaghi (1943), caso haja um estrato rígido presente logo abaixo do fundo da escavação, este pode limitar a faixa de solo responsável pela rotura, caso a distância até o estrato obedeça a relação $D < \frac{B \cdot \sqrt{2}}{2}$, como mostra a Figura 19.

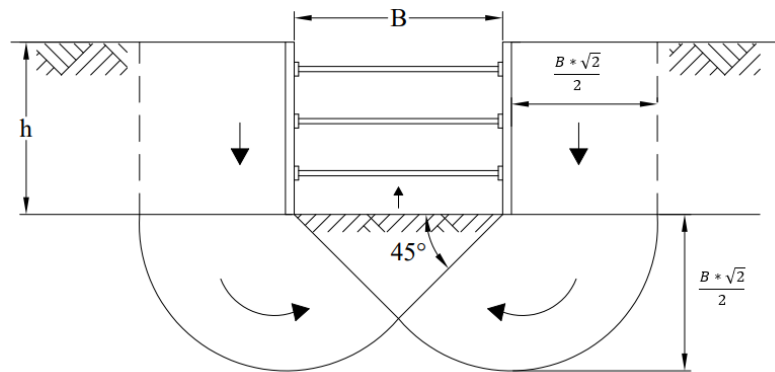


Figura 18 – Fluxo de solo associado à rotura do fundo da escavação. Adaptado de Terzaghi (1943).

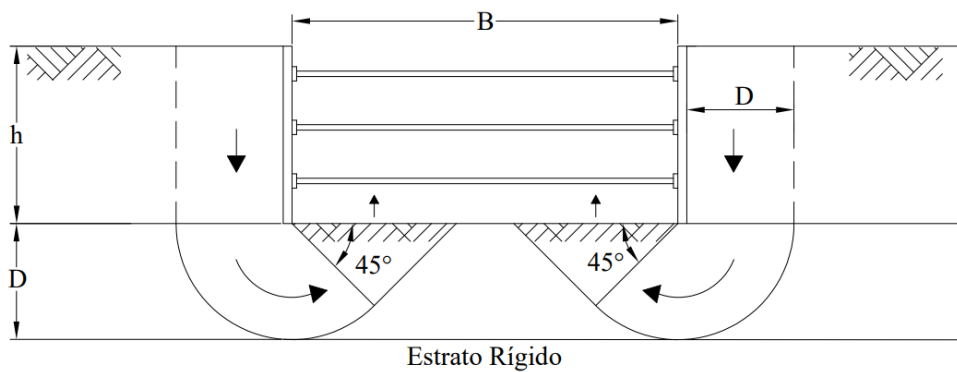


Figura 19 – Rotura de fundo associada à presença de estrato rígido. Adaptado de Terzaghi (1943).

2.1.2.4. Deslocamentos associados a escavações

Para a realização de escavações em centros urbanos, o projetista necessita de se preocupar com duas questões (Fernandes, 1985). A primeira é assegurar a estabilidade (interna e externa) da escavação e do maciço envolvente. A segunda é garantir que os deslocamentos associados à

escavação não causem danos significativos às estruturas adjacentes. No entanto, o grau de deslocamento que causa danos significativos a uma estrutura é subjetivo.

De acordo com Fernandes (1985), o deslocamento horizontal da parede em direção à escavação está estritamente ligado aos deslocamentos na superfície do terreno no tardo da parede. Portanto, para que seja possível reduzir os deslocamentos na superfície do terreno causados pela escavação, é necessário reduzir o deslocamento horizontal que a parede está sujeita.

A Figura 20 ilustra o deslocamento horizontal da parede e o deslocamento da superfície do terreno associado, para uma situação em que existem boas condições de apoio no pé da cortina. A Figura 20a apresenta uma situação inicial em que a escavação ainda é pouco profunda e, portanto, os apoios (escoras e/ou ancoragens) ainda não foram introduzidos. A Figura 20b representa uma escavação mais avançada em que os apoios se fazem presentes. Através desta Figura, é possível perceber o efeito que a flexibilidade da cortina causa nos deslocamentos na superfície do terreno.

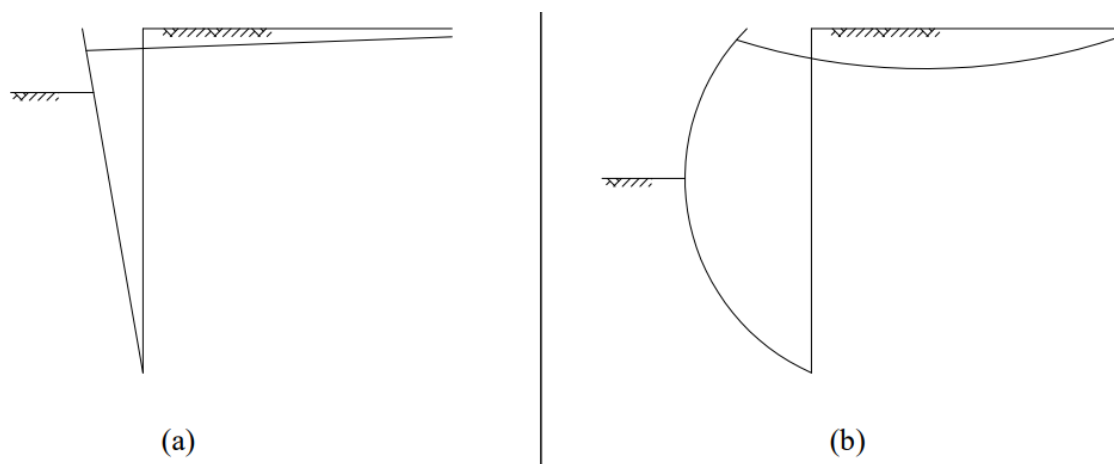


Figura 20 – Deslocamentos da superfície do terreno associados à movimentação da estrutura de suporte flexível: a) escavação pouco profunda antes da inserção de apoios; b) escavação profunda após a inserção de apoio. Adaptado de Fernandes (1985).

De acordo com Peck *et al.* (1974), é inevitável algum deslocamento da parede e do maciço associado, no entanto, existem deslocamentos que podem e devem ser evitados principalmente no que diz respeito à utilização de mão-de-obra qualificada. Além disso, Peck *et al.* (1974) frisam a

importância da adoção de métodos construtivos que estejam de acordo com deslocamentos permitidos pelas estruturas adjacentes.

2.1.2.5. Paredes moldadas (slurry walls)

Paredes moldadas também chamadas de paredes diafragma são utilizadas usualmente quando é imperativo que os deslocamentos sejam praticamente nulos e a parede pode fazer parte da construção final. Para outras situações, os custos das paredes diafragma não são competitivos quando comparados com cortinas de estacas-prancha ou perfis metálicos com pranchas de madeira, sendo aproximadamente duas vezes mais caras (Bowles, 1997).

O diferencial deste tipo de construção é a utilização de lamas, usualmente lamas bentoníticas, que impedem que as paredes da escavação cedam. Este tipo de construção depende de dois fatores para ser bem sucedida, é necessário que a lama possua densidade adequada para equilibrar as pressões de terra e propriedades adequadas para formar um filtro na região de contato com o solo (Bowles, 1997). A formação do filtro é imprescindível para evitar o escoamento da lama pelos lados da escavação. A principal desvantagem deste método é o descarte da lama ao final do processo, que deve ser realizada de forma correta a fim de evitar danos ao meio ambiente.

O método construtivo é descrito por Bowles (1997) como cravação de estacas com algum espaçamento e escavação de seções alternadas. Conforme a escavação avança à profundidade desejada a lama é inserida na cavidade de forma a mantê-la cheia e impedir o colapso da escavação. É imprescindível manter a escavação cheia de lama e suficientemente agitada de forma a manter uma densidade uniforme do material. Após a escavação atingir a profundidade desejada, as armaduras ordinárias são posicionadas e a escavação é betonada de baixo para cima através de um “tremie”. A lama deslocada pela betonagem é recolhida na superfície e armazenada, podendo ser reutilizada em outras seções da parede.

A cravação de estacas não é necessária para todos os tipos de paredes e podem ser retiradas após a cura das primeiras seções da parede. O objetivo das estacas é garantir a impermeabilidade da parede através da continuidade das seções (Bowles, 1997).

Para que seja possível a instalação de ancoragens em paredes moldadas, é necessário perfurar o betão que compõe a parede. Esse processo requer planejamento prévio para que não sejam colocadas armaduras na zona da ancoragem (Bowles, 1997).

O processo de instalação das ancoragens começa com a perfuração da parede e do solo por uma broca oca, quando a distância de projeto é atingida o tirante é inserido (Bowles, 1997). Quando o tirante estiver posicionado, a broca começa a ser recolhida enquanto uma mistura de betão ou argamassa é liberada, essa mistura forma uma superfície irregular responsável por selar a ancoragem ao terreno formando o bolbo de selagem (Bowles, 1997).

2.2. Modelos constitutivos de solos

Os modelos constitutivos definem a relação tensão-deformação dos materiais. Existem dois tipos principais de modelos constitutivos, os modelos elásticos e os modelos plásticos. Modelos elásticos são caracterizados por deformações reversíveis após a retirada do carregamento responsável por sua causa (Yu, 2006 e Lancellota, 2009). Os modelos elásticos podem ainda ser divididos em modelos elásticos lineares (obedecem a lei de Hooke) (Figura 21a) e modelos não lineares (Figura 21b) (Yu, 2006). A Figura 21 apresenta os tipos de modelos elásticos.

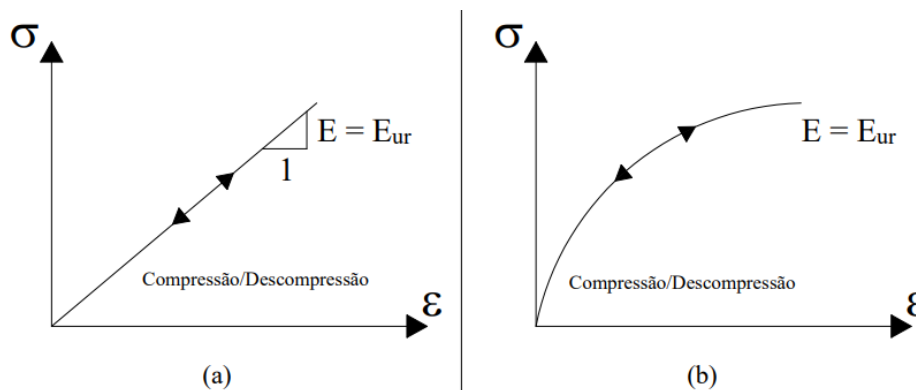


Figura 21 – Tipos de modelos constitutivos elásticos: a) modelo elástico linear; b) modelo elástico não linear. Adaptado de Yu (2006).

Os modelos plásticos podem ser divididos em duas regiões distintas, uma regida por deformações elásticas e outra regida por deformações plásticas, estas duas regiões são divididas

por um ponto (ou superfície) definida pelo critério de cedência do material (Yu, 2006 e Lancellota, 2009). A partir do momento que o material entra na região de deformações plásticas, parte das deformações sofridas não serão recuperadas com a retirada do carregamento, portanto, o material terá sofrido uma deformação de caráter permanente. A Figura 22 apresenta o comportamento elasto-plástico ideal e a deformação plástica representada por ε_b .

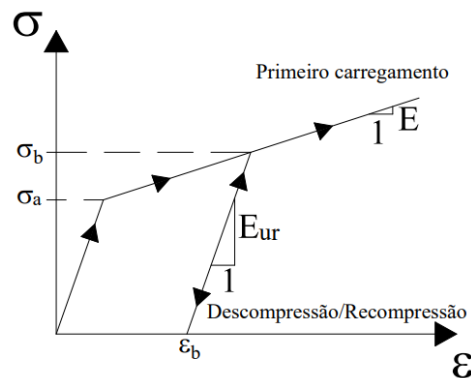


Figura 22 – Comportamento elasto-plástico ideal. Adaptado de Lancellota (2009).

A comparação das Figuras 21 e 22 é interessante, já que mostra as diferenças dos módulos de deformabilidade dos materiais entre os modelos elástico e plástico. Em modelos elásticos, o módulo de deformabilidade do solo (E) assume o mesmo valor que o módulo de descompressão/recompressão (E_{ur}) deste. No entanto, o mesmo não se aplica para modelos plásticos, para um primeiro carregamento (virgem) o módulo de deformabilidade (E) é menor do que o módulo de descompressão/recompressão (E_{ur}).

Analisando somente a Figura 22, é possível concluir que a partir do momento que o estado de tensões do material entra no regime plástico, existe um acréscimo no critério de cedência do material. Isso pode ser percebido pela diferença de tensão ($\sigma_b - \sigma_a$) necessária para atingir a linha que representa o primeiro carregamento, este fenômeno é denominado endurecimento (“hardening”). No entanto, pode também ocorrer em sentido reverso caso o material passe por longos períodos de descarregamento, neste caso o fenômeno é denominado suavização/amolecimento (“softening”) (Yu, 2006).

Tratando-se de solos, Lancellota (2009) afirma que a irreversibilidade das deformações sofridas por solos se dá a partir do deslocamento relativo entre partículas, que apenas sob pequenos carregamentos podem ser totalmente recuperadas. Analisando os fenômenos de

endurecimento/suavização em solos, é possível perceber que o estado de tensões de um maciço depende das deformações plásticas e do histórico de tensões aplicadas àquele maciço (Yu, 2006).

Alguns dos modelos mais conhecidos utilizados para modelar solos que apresentam coesão e atrito interno são o modelo de Coulomb (1779) e o modelo de Drucker-Prager (1952). Yu (2006) afirma que o modelo mais adequado para representar a superfície de cedência destes solos é o mais antigo dentre os modelos, proposto por Coulomb. No caso do modelo de Drucker-Prager, Yu (2006) alerta que a forma circular deste modelo no plano de tensões desviadoras não condiz com resultados obtidos experimentalmente. A Figura 23 apresenta a superfície de cedência definida por ambos os modelos, sendo a superfície de Drucker-Prager normalmente sobreposta à de Coulomb.

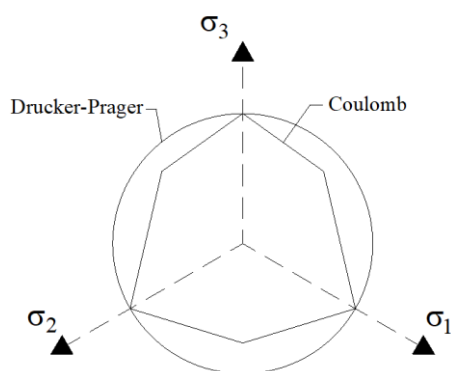


Figura 23 – Superfícies de cedência de Coulomb e Drucker-Prager. Adaptado de Yu (2006).

2.3. Metodologias de análise com auxílio computacional

Os métodos de dimensionamento empírico apresentados anteriormente, apesar de terem sido usados por um longo período com considerável sucesso, foram sendo gradativamente substituídos por métodos computacionais devido à necessidade de realizar análises mais precisas e complexas. Dois dos principais métodos usados no dimensionamento de estruturas de suporte flexível são o método de Winkler e o método dos elementos finitos.

Análises computacionais de estruturas de suporte de terra podem ser realizadas por diversos motivos além do dimensionamento das estruturas. Estudos paramétricos, como este, podem ser conduzidos para verificar o efeito de diversos parâmetros no comportamento da estrutura; após uma eventual catástrofe, uma análise pode ser feita de modo a descobrir os

eventuais motivos de colapso; podem ser realizados estudos que comprovem a eficácia destes métodos através de comparações com estruturas reais; entre outros.

2.3.1. Método de Winkler

O modelo de Winkler simula o comportamento do solo através da utilização de molas cujo coeficiente de rigidez (K_h) representa a relação tensão-deformação do solo. As molas de Winkler atuam de maneira independente entre si, ou seja, o comportamento de uma mola não é influenciado por molas adjacentes (Tacitano, 2006).

É possível determinar o coeficiente de rigidez da mola através de correlações empíricas ou ensaios pressiométricos e dilatométricos. No entanto, segundo Tacitano (2006), é necessário desenvolver ou aprimorar fórmulas específicas para estruturas de contenção, já que a maioria das relações utilizadas para a determinação de K_h dizem respeito a estacas lateralmente carregadas.

Dentre as correlações empíricas, é válido citar o método de Schmitt. Este método apresenta uma relação entre o módulo de deformabilidade oedométrico (E_{oed}) e a rigidez do paramento à flexão (EI), através da Equação 13 (Fine, 2018). A determinação do coeficiente de rigidez da mola através deste método não requer a determinação de nenhum parâmetro adicional. Caso seja necessária a relação entre o módulo de deformabilidade do solo e o módulo oedométrico pode ser obtida pela Equação 14 (Fine, 2018).

$$K_h = 2,1 \left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \right) \quad (13)$$

$$E_{oed} = \frac{E}{1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}} \quad (14)$$

Quando comparada ao MEF, esta metodologia é vantajosa devido à simplicidade da entrada de dados e análise de resultados (Tacitano, 2006). A principal desvantagem deste método, de acordo com Juran e Elias (1991), trata-se da determinação do coeficiente de rigidez da mola de Winkler para que seja possível modelar corretamente o comportamento do solo.

Um artigo publicado por Vaneckova *et al.* (2011) utiliza o módulo de verificação de contenções do programa GEO5 para estudar um trecho de uma cortina multi-ancorada construída

na ampliação do metrô de Praga. Este módulo do programa faz uso do método de Winkler para modelar o comportamento do solo. O principal objetivo do artigo era comparar os deslocamentos horizontais da parede medidos nas ancoragens com os deslocamentos calculados pelo programa.

Os esforços obtidos pelo programa foram menores do que a resistência da parede, portanto, o dimensionamento da parede foi realizado corretamente. Os deslocamentos calculados estavam de acordo com os observados em campo, exemplificando uma aplicação bem sucedida deste programa e método. Os resultados relativos aos deslocamentos obtidos por Vaneckova *et al.* (2011) estão resumidos no Quadro 1 e na Figura 24.

Quadro 1: Deslocamentos medidos e calculados.

Ancoragem	Deslocamento Horizontal	
	Calculado (mm)	Medido (mm)
1	-15	-17
2	-11	-11
3	-10	-11
4	-9	-7
5	-9	-6

Fonte: Vaneckova *et al.* (2011).

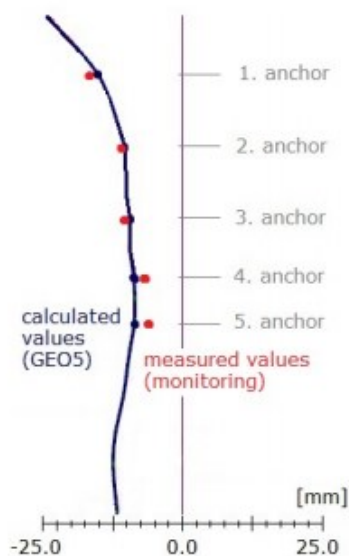


Figura 24 – Deslocamentos medidos (vermelho) e calculados (azul). Fonte: Vaneckova *et al.* (2011).

2.3.2. Método dos elementos finitos

Este método é extremamente genérico, sendo capaz de realizar diversos tipos de análise, como fluxo de água, tensão-deformação e consolidação. Portanto, este método pode ser utilizado para verificar os resultados obtidos por outros programas que fazem uso de metodologias mais específicas para o problema analisado.

Segundo Burnett (1987), o método dos elementos finitos é uma técnica matemática computacional que permite a obtenção de soluções numéricas aproximadas para equações abstratas do cálculo que preveem a resposta de sistemas físicos expostos a influências externas. Essa técnica é muito utilizada para a resolução de problemas de diversas áreas da engenharia, incluindo mecânica dos sólidos, transferência de calor, mecânica dos fluidos e eletromagnetismo.

Ainda de acordo com Burnett (1987), existem quatro conceitos principais que se deve conhecer para utilizar o MEF, sistema; domínio; equações governamentais; e condições de carregamento. O sistema diz respeito aos elementos que estão sendo analisados. No caso de estruturas de suporte, os elementos são o solo e a própria estrutura. O domínio é a região do espaço que engloba o sistema. As equações governamentais são as responsáveis por traduzir o comportamento físico dos materiais para uma linguagem matemática, por exemplo, os modelos constitutivos de solos. Por fim, as condições de carregamento dizem respeito às cargas externas que atuam no sistema, como a força de pré-esforço nas ancoragens.

A maneira que o MEF lida com a análise do problema é através da divisão do domínio em subdomínios denominados elementos finitos (Reddy, 1993), o conjunto dos subdomínios forma a malha de elementos finitos. Quanto maior o número de subdomínios maior será a precisão dos resultados, mas também maior será a capacidade de processamento necessária, aumentando o tempo de análise. Portanto, a malha deve ser gerada levando em consideração o problema analisado, de forma que possua alta densidade de elementos em regiões onde o gradiente pode ser maior (Brauer, 1993).

Segundo Reddy (1993), dividindo o problema em seções menores, é possível obter uma representação precisa da solução em cada elemento, facilitando a percepção de efeitos locais devido ao maior gradiente. A Figura 25 apresenta uma malha de elementos finitos e um exemplo de efeito local.

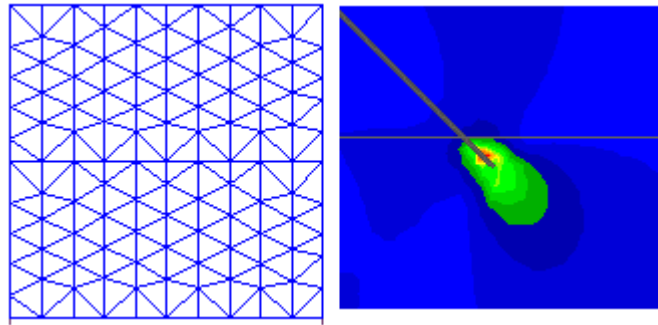


Figura 25 – Exemplo de malha de elementos finitos e efeito local.

Tratando-se de escavações, de forma a obter uma previsão aproximada dos deslocamentos associados à escavação, são necessários modelos de cálculo sofisticados, assim como caracterização completa do maciço. Portanto, para modelar os deslocamentos associados à escavação, são necessários parâmetros de difícil determinação, principalmente a relação tensão-deformação do maciço.

No entanto, esses parâmetros não influenciam de forma significativa a determinação dos esforços na cortina. Os parâmetros que mais influenciam os esforços, particularmente o momento fletor na cortina, são de fácil determinação nomeadamente a geometria do problema e condições de apoio no pé da cortina; rigidez da cortina (EI) e sequência das fases construtivas. Portanto mesmo que o MEF não determine os deslocamentos associados à escavação de forma precisa, os esforços na cortina podem ser obtidos de forma razoável.

2.3.2.1. Efeito da altura enterrada em paredes mono-escoradas

O artigo publicado por Esteves e Borges (2010) visa estudar a influência da altura enterrada do paramento em cortinas mono-escoradas. O estudo foi realizado em solos argilosos sobreconsolidados saturados, considerando o efeito temporal da consolidação do solo. A estrutura analisada foi baseada no trabalho de Esteves (2008) e está representada na Figura 26, assim como os parâmetros de resistência do solo considerados.

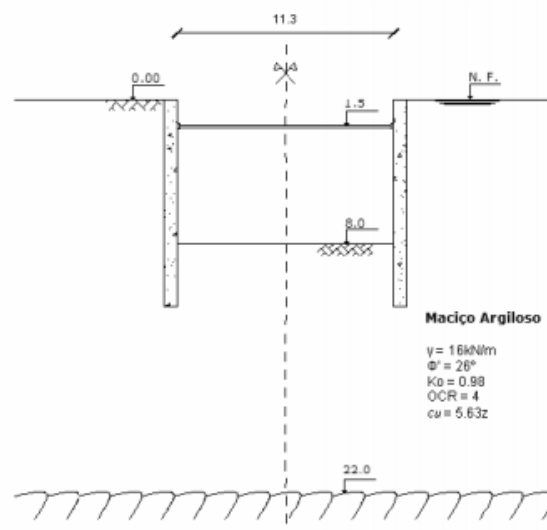


Figura 26 – Geometria da estrutura e parâmetros de resistência do solo. Fonte: Esteves e Borges (2010).

O programa PLAXIS foi utilizado para realização das análises, programa baseado no método dos elementos finitos. O modelo constitutivo do solo considerado foi o p-q- θ , baseado nos estados críticos. Foram realizadas 3 análises variando a altura enterrada da cortina, o Quadro 2 apresenta as alturas consideradas.

Quadro 2: Altura enterrada da cortina nas análises realizadas.

Cálculo	Altura enterrada (m)	Altura total (m)
A0	3,5	11,5
A1	8	16
A2	14	22

Fonte: Esteves e Borges (2010).

O resultado mais interessante deste trabalho diz respeito à relação entre os deslocamentos horizontais da parede e o assentamento no tardo da parede. Para o cálculo A2 (Quadro 2) em que a parede é estendida até o estrato rígido e considerada encastrada neste, o deslocamento horizontal ao final da consolidação é o maior de todos, no entanto, o assentamento no tardo da parede é o menor.

A explicação que o artigo oferece para isso é que, devido ao encastramento da cortina no estrato rígido, a consolidação, que é responsável pela dissipação do excesso de pressão neutra, causa um aumento do volume do solo suportado, reduzindo o assentamento no tardo da cortina. Além disso, não é estabelecido um fluxo de água entre os lados escavado e suportado, sendo assim, ocorre uma redução das pressões no lado escavado que faz com que o deslocamento horizontal da parede seja maior. As Figuras 27a e 27b apresentam, respectivamente, o assentamento do terreno no tardo da cortina e o deslocamento horizontal da cortina para todos os cálculos, os resultados são apresentados ao final da construção e ao final da consolidação.

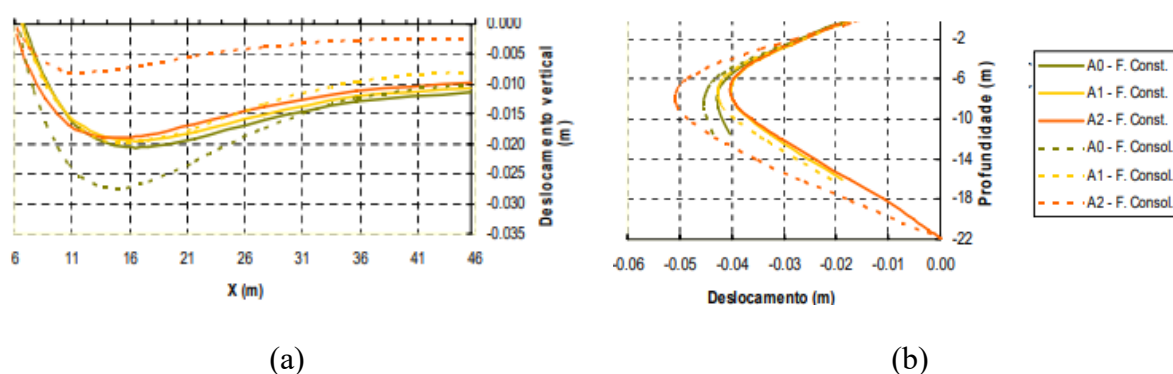


Figura 27 – Resultados obtidos por Esteves e Borges: a) assentamento da superfície na zona não escavada; b) deslocamento horizontal da cortina. Fonte: Esteves e Borges (2010).

2.3.2.2. Análise do mecanismo de colapso de estruturas de suporte flexíveis ancoradas

O artigo “Número mínimo de ensaios de ancoragens” publicado por Salgado *et al.* (2010) discute sobre a importância da realização de ensaios em ancoragens. Após o colapso de duas estruturas de suporte flexíveis ancoradas, construídas em Portugal, engenheiros do LNEC, na qualidade de peritos, foram responsáveis por analisar as causas que levaram à rotura das estruturas. A primeira se trata de uma cortina de estacas prancha do tipo Larsen no Cais de Ferradosa e a segunda é um muro de betão armado localizado no km 41,1 da linha do Douro (Cête-Caíde).

Através de análises utilizando o método dos elementos finitos, técnicos do LNEC descartaram possíveis erros de projeto como causa do colapso. Este estudo conclui que as tragédias poderiam ter sido evitadas caso as ancoragens fossem testadas da maneira correta antes de

entrarem em serviço. Além disso, tratando-se de duas obras em que foi realizado um aterro no tardo da parede, é necessário proteger as ancoragens contra deformações verticais devido ao peso e compactação do solo de aterro, devendo somente serem ensaiadas após a conclusão do terrapleno. As Figuras 28 e 29 ilustram os modelos numéricos das estruturas analisadas pelo MEF.

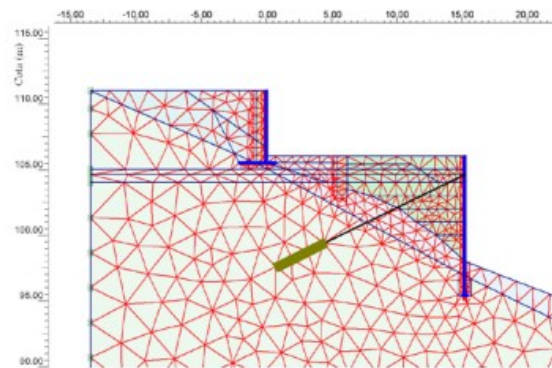


Figura 28 – Modelo numérico da cortina de estacas prancha no Cais de Ferradosa. Fonte: Carreto e Salgado (2009).

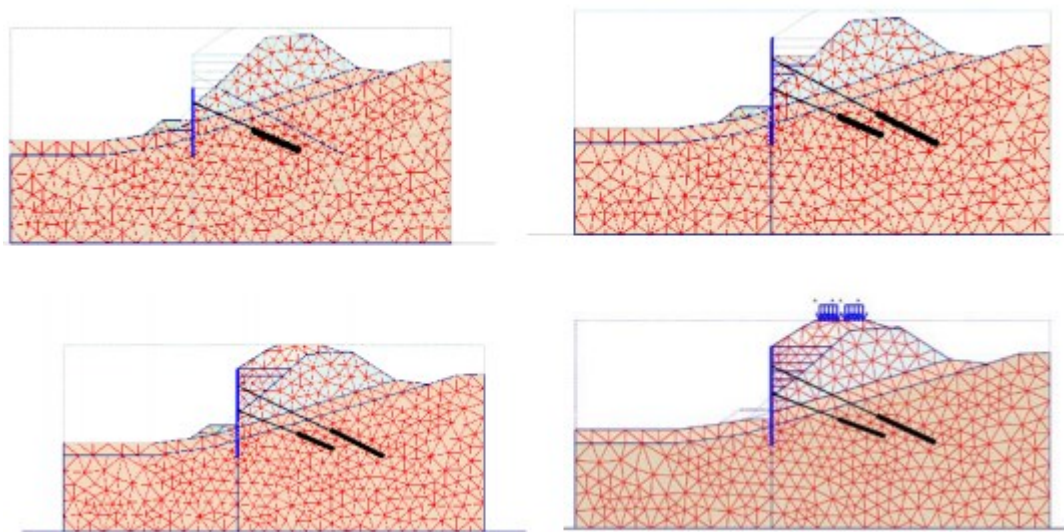


Figura 29 – Modelo numérico com faseamento construtivo do muro de betão armado na linha do Douro. Fonte: Carreto e Salgado (2007).

2.3.2.3. Modelação numérica de uma parede moldada mono-ancorada baseada em observações de campo

Com o intuito de analisar fielmente o comportamento de uma estrutura flexível mono-ancorada pelo método dos elementos finitos, Fernandes (1984) comparou o comportamento real da estrutura com a análise computacional. Para isso, o autor utilizou os dados de ensaios de campo e laboratoriais para determinar os parâmetros de resistência e deformabilidade dos estratos de solo interceptados pela escavação, assim como a medição do pré-esforço instalado nas ancoragens durante a execução da estrutura. A Figura 30 apresenta os estratos de solos interceptados pela escavação, assim como algumas características da estrutura de suporte flexível.

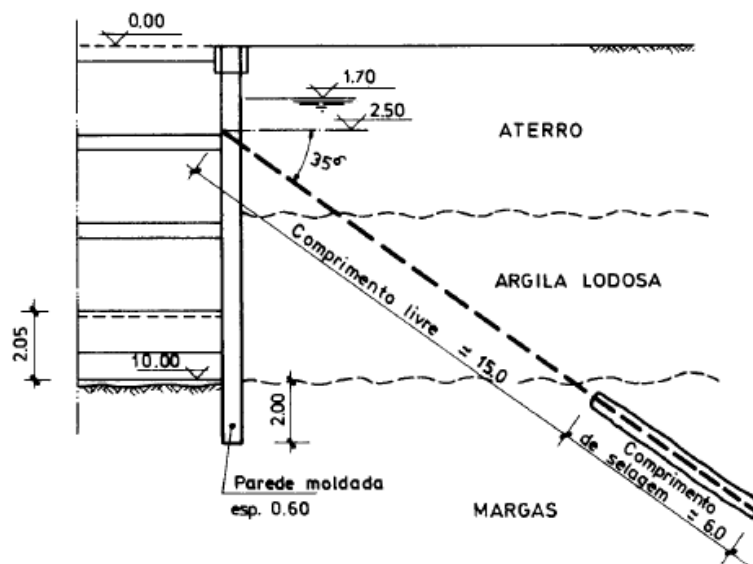


Figura 30 – Estratos de solo escavados e características da estrutura de suporte. Fonte: Fernandes (1984).

Através da verificação do esforço instalado nas ancoragens por células de carga, foi possível perceber que após a blocagem das ancoragens houve uma perda de cerca de 15% do pré-esforço pretendido. As medições realizadas 2 dias após a blocagem foram feitas com a escavação ainda no mesmo nível de quando as ancoragens foram pré-esforçadas e podem ser associadas à acomodação do maciço ao pré-esforço aplicado nas ancoragens. As medições realizadas 36 dias após a blocagem correspondem ao final da obra, quando a escavação atingiu os 10 metros de

profundidade. O Quadro 3 apresenta os resultados das medições do pré-esforço nas células de carga, assim como na bomba do macaco hidráulico.

Quadro 3: Evolução dos esforços nas ancoragens.

Ancoragem	Esforço nas ancoragens (kN)					
	6/10/1981 (pré-esforço)		6/10/1981 (após blocagem)	8/10/1981	11/11/1981	18/12/1981
	Bomba	Célula	Célula	Célula	Célula	Célula
38	600	608	515	512	550	553
39	600	647	557	552	549	546
40	600	avariada	-	-	-	-

Fonte: Fernandes (1984).

Após a execução da obra, os resultados obtidos foram utilizados para a modelagem da estrutura pelo método dos elementos finitos. Os resultados obtidos mostraram uma grande variação percentual do deslocamento medido e calculado, no entanto, o valor absoluto dos resultados apresenta significado prático reduzido. A Figura 31 compara os deslocamentos medidos e calculados obtidos pelo autor.

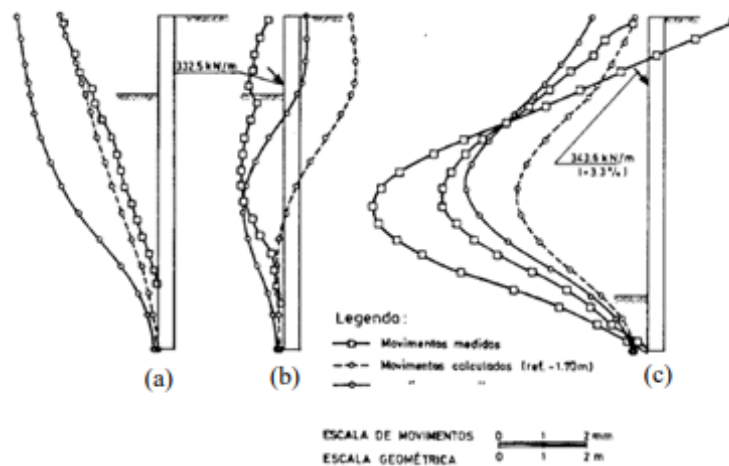


Figura 31 – Deslocamentos medidos e calculados: a) escavação até 2,9 m; b) pré-esforço nas ancoragens; c) escavação concluída. Adaptado de Fernandes (1984).

O autor chega a uma conclusão interessante neste artigo. De acordo com Fernandes (1984), um dos motivos dos resultados serem próximos se deve a algumas condições do modelo analisado, como o encastramento da base da parede, a baixa flexibilidade do paramento e as ancoragens pré-esforçadas. Essas condições fazem com que possíveis erros de caracterização do maciço não afetem de maneira drástica o comportamento da estrutura.

2.3.3. Programa GEO5

O programa GEO5 é composto por diversos módulos, sendo cada módulo específico para solucionar um problema geotécnico distinto. O programa permite a análise de estruturas de suporte por diferentes métodos, cabe ao usuário selecionar o mais adequado à estrutura que se deseja projetar. Para estruturas rígidas, os módulos disponíveis são muro de alvenaria, muro de flexão, muro de gravidade, muro de gabião, entre outros. Para estruturas flexíveis, os módulos disponíveis são projeto de contenções e verificação de contenções.

Além de módulos específicos, o GEO5 também oferece um módulo genérico baseado no método dos elementos finitos (MEF). Combinando estes dois tipos de solução é possível realizar análises complexas e completas de diversas situações de projeto, assim como comparar os diferentes módulos utilizados.

O módulo MEF do GEO5 apresenta a desvantagem de não permitir a inserção de parâmetros de resistência do solo em condições não drenadas. Portanto, caso o usuário só possua dados em condições não drenadas, é necessário convertê-los em parâmetros drenados, ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e coesão efetiva (c').

O foco do módulo verificação de contenções é o dimensionamento e verificação da estabilidade de estruturas de contenção flexíveis, a estrutura analisada pode ser do tipo autoportante, mono-apoiada ou multi-apoiada. Este programa apresenta duas metodologias de análise similares baseadas no método de Winkler. O coeficiente de rigidez da mola de Winkler é chamado de módulo de reação horizontal do subsolo pelo programa e é possível determiná-lo de maneira automática, assim como definir seu valor através de diagramas ou importar ensaios de campo. O paramento da estrutura é modelado através do método dos elementos finitos.

Os principais resultados obtidos neste módulo são as pressões de terra, o deslocamento horizontal e os esforços na parede (esforço transverso e momento fletor). O assentamento do solo atrás da cortina também pode ser calculado pelo programa. Este módulo também verifica se a cortina e as ancoragens resistem aos esforços a que estão sujeitos, no caso das escoras, o programa calcula as forças que estão sujeitas, mas não realiza sua verificação.

O módulo verificação de contenções do GEO5 possibilita a escolha de duas metodologias de análise semelhantes, o método das pressões dependentes e o método JGJ 120-2012. Os métodos são similares por simularem o comportamento do solo próximo à cortina através das molas de Winkler.

A diferença é que o método das pressões dependentes considera o módulo de reação do subsolo em ambos os lados do paramento, considerando a interação solo-paramento e os deslocamentos (d) relativos para a determinação das pressões de terra, conforme a Equação 15 (Fine, 2018). Já o método JGJ 120-2012, faz as mesmas considerações apenas para o lado escavado, para o lado não escavado a parede é carregada com pressões de terra (ativas ou em repouso) calculadas pelo programa ou inseridas pelo usuário, sem considerar o módulo de reação do subsolo.

$$\sigma = \sigma_{h0} - K_h * d \quad (15)$$

Os coeficientes de impulso de terra utilizados para o cálculo das pressões de terra podem ser definidos no programa e estudados com mais detalhes no módulo empuxo de terra do programa GEO5. Nas metodologias apresentadas, onde a Equação 15 rege o valor das pressões de terra, este valor deve estar compreendido entre o impulso passivo e o impulso ativo. Portanto, não é possível obter pressões de terra maiores que o impulso passivo ou menores que o impulso ativo, caso isso aconteça o programa desconsidera a Equação 15 e assume a pressão igual ao impulso ativo ou passivo, conforme as Equações 16 e 17 (Fine, 2018).

$$\text{Se } \sigma < \sigma_{ha} \text{ então } \sigma = \sigma_{ha} \quad (16)$$

$$\text{Se } \sigma > \sigma_{hp} \text{ então } \sigma = \sigma_{hp} \quad (17)$$

As ancoragens não pré esforçadas e as escoras tem seu comportamento simulado também através de molas de rigidez (K). As ancoragens pré-esforçadas são simuladas como forças na etapa que são inseridas (Figura 32c) e como molas e forças nas demais etapas subsequentes (Figura 32d). A Figura 32 ilustra como as metodologias utilizadas pelo programa para simular o comportamento do solo, sendo a Figura 32a referente ao método das pressões dependentes e a Figura 32b referente ao método JGJ 120-2012, assim como a maneira que o programa simula ancoragens pré-esforçadas.

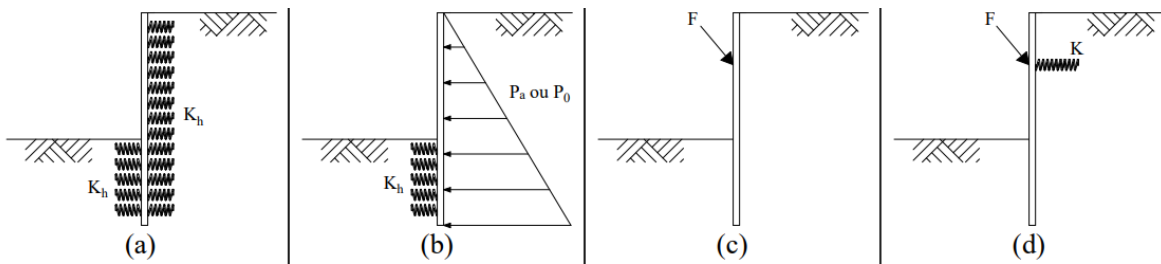


Figura 32 – Metodologias de simulação do solo e de ancoragens pré-esforçadas: a) método das pressões dependentes; b) método JGJ 120-2012; c) ancoragens são modeladas como forças na etapa que são inseridas; d) ancoragens são modeladas como forças e molas nas demais etapas.

Adaptado de Fine (2018).

3. Plano de trabalhos

Este trabalho foi desenvolvido com o intuito de analisar os efeitos do faseamento construtivo, resistência do solo e rigidez do paramento de uma parede moldada com vários níveis de ancoragem. Os módulos verificação de contenção (VC) e método dos elementos finitos (MEF) do programa GEO5 foram usados para a realização das análises e os resultados obtidos foram comparados. O módulo projeto de contenções não foi utilizado já que seu uso é limitado ao pré-dimensionamento de estruturas flexíveis mono-apoiadas.

Os parâmetros escolhidos para este estudo foram pensados de forma a obter uma relação entre os parâmetros de resistência do solo e a espessura da parede com os deslocamentos e esforços observados na estrutura. Além disso, através da utilização de dois programas de análise computacional que utilizam metodologias de cálculo diferentes, é possível comparar os resultados de cada programa, avaliando assim a concordância dos resultados entre programas. Tratando de programas evolutivos que consideram as fases construtivas da estrutura foi possível estudar a influência dessas fases.

Os diferentes tipos de solos considerados no estudo foram argilas variando de consistência mole até muito rija. O peso específico do solo e os valores de resistência não drenada foram assumidos enquanto os outros parâmetros foram obtidos através de correlações empíricas ou associados à consistência do solo considerado. O Quadro 4 apresenta os parâmetros em condições não drenadas que foram utilizados no módulo verificação de contenções.

Quadro 4: Parâmetros físicos e mecânicos do solo – condições não drenadas.

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor			
			Argila mole	Argila média	Argila rija	Argila muito rija
Resistência não drenada	C_u	[kPa]	25	75	150	300
Módulo de deformabilidade do solo ¹	E	[MPa]	7,5	22,5	45	90
Coefficiente de impulso de repouso	K_0	[-]	0,5	0,75	1	1
Coefficiente de Poisson	ν	[-]	0,49	0,45	0,4	0,4
Adesão solo-estrutura ²	a	[kPa]	12,5	37,5	50	50
Peso específico saturado	γ_{sat}	[kN/m ³]	16			

¹: Parâmetro determinado através da C_u , $E_{def} = 300 \times C_u$ (Fernandes, 1983)

²: Parâmetro determinado através da C_u , $a = C_u / 2 \leq 50 \text{ kPa}$ (Tschebotarioff, 1973)

A metodologia de análise utilizada no módulo verificação de contenções foi o método das pressões dependentes. O módulo de reação do subsolo foi obtido através das Equações 13 e 14.

Como a resistência não drenada do solo foi assumida e o módulo MEF não aceita parâmetros em condições não drenadas, foi necessária sua conversão em parâmetros drenados. Para realizar a conversão o ângulo de atrito interno efetivo de todos os solos foi admitido como 20° e através da fórmula de Skempton (Equação 18) foi possível obter a coesão efetiva correspondente. O modelo constitutivo do solo utilizado no módulo MEF foi o de Mohr-Coulomb, associado à teoria de Biot, de forma a simular o comportamento não drenado do solo.

Os parâmetros físicos e mecânicos dos solos utilizados no programa MEF compõem o Quadro 5, o parâmetro de Skempton somente é utilizado na Equação 18 e não no programa MEF. Os demais parâmetros utilizados no MEF são apresentados no Quadro 6.

$$C_u = \frac{c' * \cos \phi'}{1 - \text{sen } \phi' + 2A_f * \text{sen } \phi'} + \sigma'_{v0} * \frac{\text{sen } \phi' (K_0 + A_f - K_0 * A_f)}{1 - \text{sen } \phi' + 2A_f * \text{sen } \phi'} \quad (18)$$

Quadro 5: Parâmetros físicos e mecânicos do solo – condições drenadas.

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor			
			Argila mole	Argila média	Argila rija	Argila muito rija
Coesão efetiva ¹	c'	[kPa]	25	70	94,5	200
Módulo de deformabilidade do solo	E	[MPa]	5,4	18	36	72
Alteração do módulo de deformabilidade do solo	K _d	[Mpa/m]	0,45	0,97	1,93	3,87
Módulo de descompressão/recompressão do solo ²	E _{ur}	[MPa]	22,5	67,5	135	270
Coefficiente de impulso de repouso	K ₀	[-]	0,5	0,75	1	1
Coefficiente de Poisson	ν	[-]	0,49	0,45	0,4	0,4
Parâmetro de Skempton	A _f	[-]	1	0,5	0	0
Peso específico saturado	γ _{sat}	[kN/m ³]	16			
Ângulo de atrito interno do solo	φ'	[°]	20			
Parâmetro de Biot	α	[-]	1			
Número de Biot	M	[MPa]	1000			
Ângulo de dilatação	ψ	[°]	0			

¹: Parâmetros determinados através da C_u

²: Parâmetro determinado através de E, E_{ur} = 3xE

Quadro 6: Demais parâmetros utilizados no programa MEF.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Peso específico do estrato rígido	γ	[kN/m ³]	28
Rigidez cisalhante do contato	K_s	[kN/m ³]	10000
Rigidez normal do contato	K_n	[kN/m ³]	10000

A diferença entre o módulo de deformabilidade utilizado nos programas MEF e VC se deve ao fato de que o MEF permite modelar o aumento de resistência do solo através da alteração do módulo elástico. Sendo assim, os valores do módulo de deformabilidade do solo para o programa MEF são valores definidos para a superfície do terreno, que aumentam conforme a profundidade. Para a profundidade de 4,65 metros, os módulos de elasticidade apresentam o mesmo valor em ambos os programas, essa profundidade não se trata de um valor aleatório, mas sim da metade da camada considerada nos diagramas de Terzaghi e Peck.

A estrutura de suporte foi baseada em um modelo analisado por Fernandes (1983). Portanto, a estrutura considerada será uma parede moldada de 15 metros de altura com 3 níveis de ancoragem. A largura da escavação será de 12 metros e a altura escavada 9,3 metros. O solo que compõe o maciço será homogêneo e a espessura da camada de solo será 15 metros, com um estrato rígido subjacente. Além disso, apenas metade da estrutura será modelada, devido a simetria da escavação.

A altura da parede corresponde à espessura da camada de solo considerada, abaixo desta camada de solo será considerado um estrato rígido. A parede será então considerada encastrada neste estrato, nos programas, isso é feito através da inserção de um apoio fixo na base da parede que impede seu deslocamento naquele ponto. No módulo VC, o solo abaixo dos 15 metros de profundidade não afeta a análise devido à presença deste apoio. Os materiais escolhidos para construção da parede foram concreto C30/37 e aço A500. Os parâmetros mecânicos e geométricos da parede e das ancoragens são apresentados nos Quadros 7 e 8.

Quadro 7: Parâmetros mecânicos e variáveis geométricas da parede.

Parâmetros da parede	Símbolo	Unidade	Valor
Comprimento	H	[m]	15
Espessura	e	[m]	0,3, 0,6 e 0,9
Módulo de elasticidade do concreto	E_{cm}	[GPa]	33
Módulo de elasticidade transversal do concreto	G	[GPa]	13,75
Coefficiente de Poisson do concreto	ν	[-]	0,2
Resistência característica do concreto à compressão	f_{ck}	[MPa]	30
Tensão de cedência característica do aço	f_{yk}	[MPa]	500

Quadro 8: Parâmetros mecânicos e variáveis geométricas das ancoragens.

Parâmetros das ancoragens	Símbolo	Unidade	Valor
Comprimento livre	l	[m]	10
Comprimento de selagem	l_k	[m]	10
Inclinação	α	[°]	45
Espaçamento	b	[m]	2,7
Profundidade das ancoragens	h_a	[m]	2,0, 4,6 e 7,3
Área de aço	A	[mm ²]	900
Módulo de elasticidade do aço da ancoragem	E_p	[GPa]	195
Resistência à tração da ancoragem	Fc	[kN]	1240
Força de pré-esforço	F	[kN]	Função dos diagramas de Terzaghi e Peck

Devido ao fato do módulo MEF não considerar os coeficientes parciais de segurança do Eurocódigo 7 para projetos geotécnicos, optou-se por considerar todos os coeficientes parciais de segurança como 1 no módulo VC. Dessa forma, as análises realizadas por ambos os módulos podem ser diretamente comparadas.

O faseamento construtivo considerado foi uma primeira fase representando a construção do paramento, de forma que seja possível verificar o cálculo das pressões realizado pelo programa. As demais fases variam entre escavação e inserção de ancoragens, respectivamente, até que a profundidade pretendida seja atingida. As profundidades de escavação foram consideradas 0,5 metros abaixo do nível das ancoragens. O nível de água foi considerado sempre coincidente com a superfície do terreno já que a parede está encastrada no firme não haverá fluxo de água para dentro da escavação, ou seja, no lado escavado o nível de água coincide com a cota da escavação.

O faseamento construtivo está ilustrado na Figura 33. Nesta Figura, é possível observar apenas o lado direito da estrutura. Tratando-se de uma escavação simétrica, a Figura 33 mostra

apenas o lado modelado nos programas. No Apêndice A, é apresentado o faseamento construtivo nos módulos do programa utilizado, assim como a malha de elementos finitos utilizada no MEF. O Apêndice B fornece um exemplo da apresentação dos resultados em ambos os módulos.

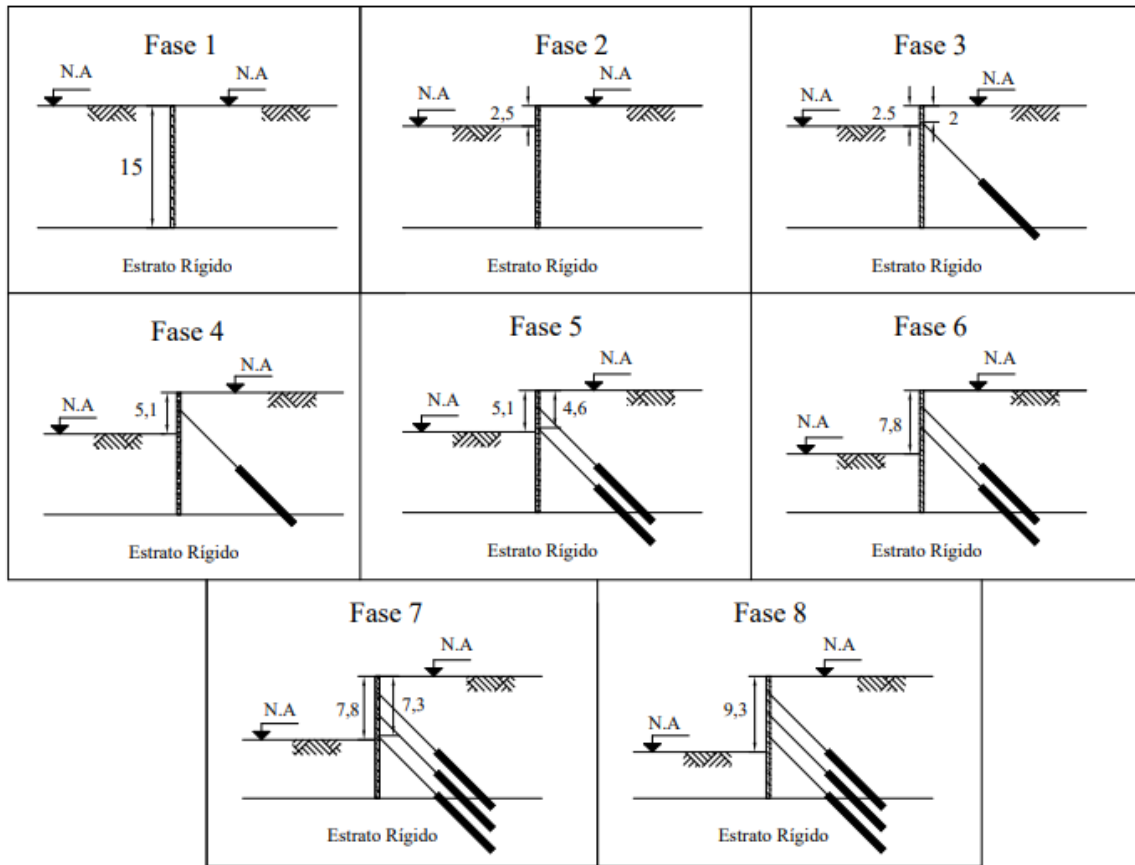


Figura 33 – Fases Construtivas.

Definidos o faseamento construtivo e os tipos de solo a serem analisados, foi possível determinar as combinações de análise (Quadro 9) que seriam realizadas em cada estudo.

Quadro 9: Combinações de análises.

Estudo realizado	Módulo	Tipo de solo	Espessura da parede (m)	Fases construtivas
Faseamento construtivo	VC	Argila mole	0.6	1-8
		Argila mole	0.6	1 e 8
	MEF	Argila mole	0.6	1-8
		Argila mole	0.6	1 e 8
Resistência do solo	VC	Argila mole	0.6	1-8
		Argila média	0.6	1-8
		Argila rija	0.6	1-8
		Argila muito rija	0.6	1-8
	MEF	Argila mole	0.6	1-8
		Argila média	0.6	1-8
		Argila rija	0.6	1-8
		Argila muito rija	0.6	1-8
Rigidez da parede	VC	Argila mole	0.3	1-8
		Argila mole	0.6	1-8
		Argila mole	0.9	1-8
		Argila muito rija	0.3	1-8
		Argila muito rija	0.6	1-8
		Argila muito rija	0.9	1-8
	MEF	Argila mole	0.3	1-8
		Argila mole	0.6	1-8
		Argila mole	0.9	1-8
		Argila muito rija	0.3	1-8
		Argila muito rija	0.6	1-8
		Argila muito rija	0.9	1-8

Portanto, todas as combinações de análises serão realizadas para ambos os métodos utilizados. Desta forma é possível comparar diretamente os resultados obtidos por cada uma das metodologias, verificando a concordância dos resultados obtidos.

4. Apresentação e análise de resultados

4.1. Comentários iniciais

Antes de iniciar os trabalhos, foi necessário um período de familiarização com os programas utilizados, de forma a entender seu funcionamento e estudar suas metodologias. Nesta etapa, percebeu-se uma diferença entre a maneira que os módulos determinam as pressões de terra.

Como citado anteriormente, a Fase 1 do faseamento construtivo foi considerada para que fosse possível conferir os cálculos de pressão de terra realizados pelos módulos. Para todas as análises, o programa MEF calculou corretamente as pressões de terra para esta fase, no entanto, o mesmo não foi observado no programa VC.

Percebeu-se, então, que o programa VC, quando utilizado em termos de tensões totais, aplica o coeficiente de impulso de repouso à tensão total, ou seja, o coeficiente de impulso também afeta as pressões de água, reduzindo-as. Portanto, as pressões de terra não são determinadas conforme a Equação 4 e seguem a relação apresentada na Equação 19.

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = (\gamma' * h + \gamma_w * h_w) * K \quad (19)$$

O módulo Empuxo de Terra do GEO5 foi utilizado para verificar a maneira que o módulo VC computa as pressões de terra. Através da utilização deste módulo, foi possível comprovar que a pressão de repouso para a Fase 1 é computada segundo a Equação 19. Portanto, as pressões de água estão sendo consideradas menores do que deveriam, o que pode levar a um subdimensionamento das estruturas utilizando este módulo.

Além disso, é importante frisar que os diagramas de pressões de terra apresentados para cada módulo possuem significados diferentes. No módulo verificação de contenções (VC), os resultados relativos às pressões de terra dizem respeito à diferença entre as pressões de terra de cada lado da estrutura. Sendo assim, o diagrama de pressões de terra apresenta a resultante das pressões atuantes na estrutura, pressões do lado não escavado (ativas) menos pressões do lado escavado (passivas).

Para o módulo MEF, os diagramas de pressões de terra representam as pressões de terra do lado não escavado (ativas). Portanto, através desses diagramas é possível observar a redução da pressão de repouso ao longo da evolução da escavação, conforme a parede se movimenta para

longe do lado não escavado. O programa apresenta as tensões em termos de tensões totais ou efetivas, mas tratando-se de uma análise não drenada, as pressões serão apresentadas em termos de tensões totais.

4.2. Faseamento construtivo

Os métodos de análise utilizados nos módulos verificação de contenção (VC) e MEF são evolutivos, isso significa que o faseamento construtivo afeta os deslocamentos e esforços observados na estrutura. Dessa forma, optou-se por comparar modelos que utilizam as 8 fases construtivas propostas com modelos que utilizam apenas a primeira e a última fase construtiva, ou seja, sem fases intermédias.

Assim, é possível perceber a influência das fases construtivas no comportamento da estrutura. O Apêndice C apresenta cada fase construtiva separadamente.

4.2.1. Módulo verificação de contenções

A Figura 34 apresenta de forma sucinta os deslocamentos, pressões de terra, esforço transversal e momento fletor para todas as fases construtivas (1-8). O solo utilizado nesta análise foi um solo argiloso mole e a espessura da parede é de 0,6 metros.

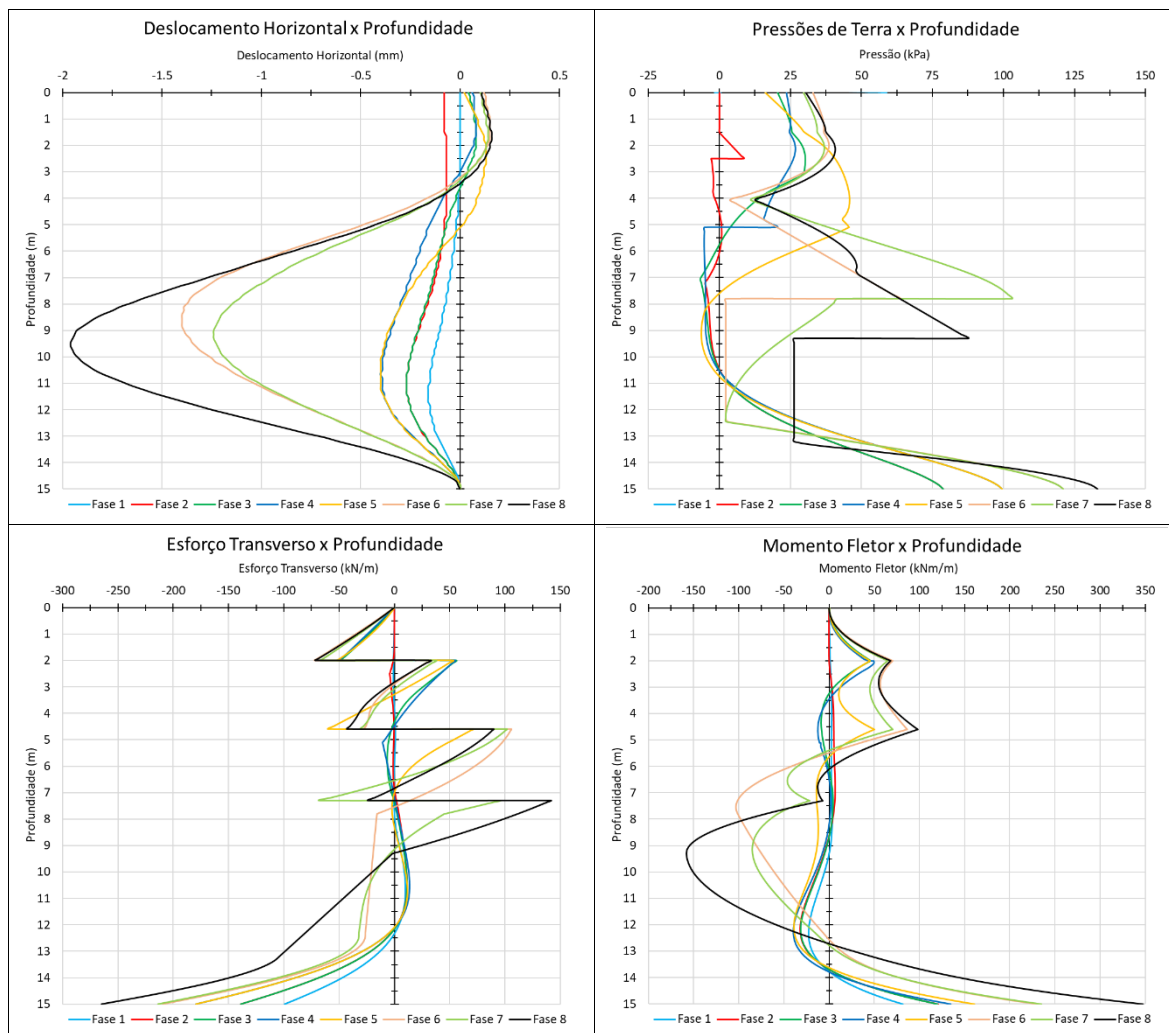


Figura 34 – Deslocamento, pressões de terra e esforços em todas as fases construtivas – VC.

A primeira fase construtiva é caracterizada pela inserção do paramento e o impulso atuante dos dois lados da parede deveria ser o impulso de repouso, fazendo com que o deslocamento, as pressões de terra e os esforços sejam nulos. No entanto, como pode ser observado na Figura 34, o módulo VC já considera algum deslocamento do paramento, provavelmente devido ao elevado peso próprio da estrutura e à reduzida resistência do solo, iniciando a mobilização dos impulsos ativo e passivo e dos esforços na parede.

As fases de construção seguintes se alternam entre escavação e inserção de ancoragem com aplicação de pré-esforço. A Figura 34 deixa claro que as fases de escavação estão associadas a movimentos da parede em direção à escavação e as fases de pré-esforço estão associadas ao movimento em sentido contrário. É possível observar que o pré-esforço nos níveis superiores

chega a causar a compressão do solo não escavado. Valores negativos de deslocamento significam que a parede se desloca em direção à escavação.

Como esperado, os esforços máximos, esforço transversal e momento fletor, em todas as fases, ocorrem na base da parede, devido ao encastramento considerado. Nas fases de escavação, é possível observar um grande aumento dos esforços na base da parede, enquanto fases de pré-esforço afetam os diagramas próximo à aplicação da força, mas afetam muito pouco os esforços na base.

Além disso, é possível perceber claramente o efeito do pré-esforço nos diagramas de esforços. No diagrama de esforço transversal, é possível perceber picos característicos nos pontos de inserção das ancoragens. No diagrama de momento fletor, o efeito não é tão evidente, mas os pontos de inserção de ancoragens também podem ser identificados.

A Figura 35 ilustra a evolução dos deslocamentos nos níveis das ancoragens, forças nas ancoragens e esforços na base da parede. Os esforços foram analisados na base da estrutura já que é onde apresentam valor máximo em todas as fases. É possível perceber que, em fases de pré-esforço, os esforços na base praticamente não se alteram quando comparados com a fase de escavação anterior. Variações menores que $\pm 1\%$ podem ser observadas nos esforços na parede quando as ancoragens 1 e 2 são inseridas, fases construtivas 3 e 5 respectivamente. Quando a ancoragem 3 é inserida, fase 7, variações da ordem de $+2\%$ ocorrem para ambos os esforços.

Os deslocamentos foram analisados nas alturas de inserção das ancoragens para que seja possível perceber sua influência, assim como a relação entre a força nas ancoragens com o deslocamento da parede. A ancoragem 1, após sua inserção, faz com que a parede à sua volta esteja sempre a comprimir o maciço e a inserção da ancoragem 2 tem o mesmo efeito, no entanto, apenas até a próxima fase de escavação.

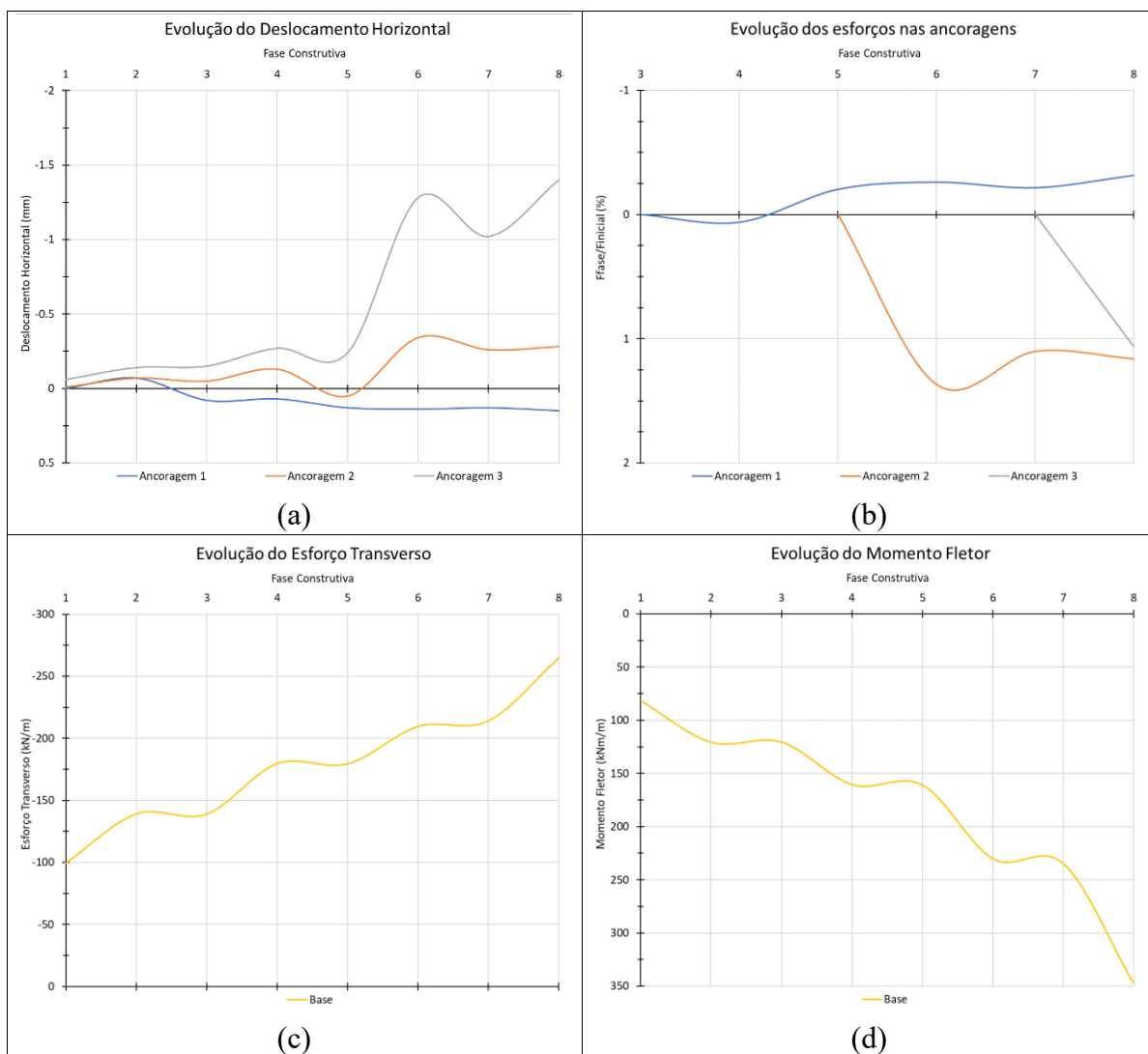


Figura 35 – Evolução dos deslocamentos, forças nas ancoragens e esforços na parede: a) evolução do deslocamento horizontal da parede nos níveis das ancoragens; b) evolução das forças nas ancoragens; c) evolução do esforço transverso na base da parede; d) evolução do momento fletor na base da parede – VC.

É possível perceber também a relação do deslocamento com a força nas ancoragens. Quando a parede se movimenta em direção à zona escavada, a força nas ancoragens aumenta, e quando a parede se movimenta em direção ao maciço, a força nas ancoragens diminui. A força nas ancoragens está extremamente relacionada com o comprimento da ancoragem, quanto maior for o aumento da variação do comprimento original, maior será a força na ancoragem.

A Figura 36 compara a análise apresentada acima que foi realizada considerando todas as 8 fases construtivas propostas e uma análise realizada sem as fases intermédias, ou seja, apenas com a primeira e última fase de construção. É possível perceber que a retirada das 6 fases construtivas intermédias não afetou significativamente o comportamento da estrutura.

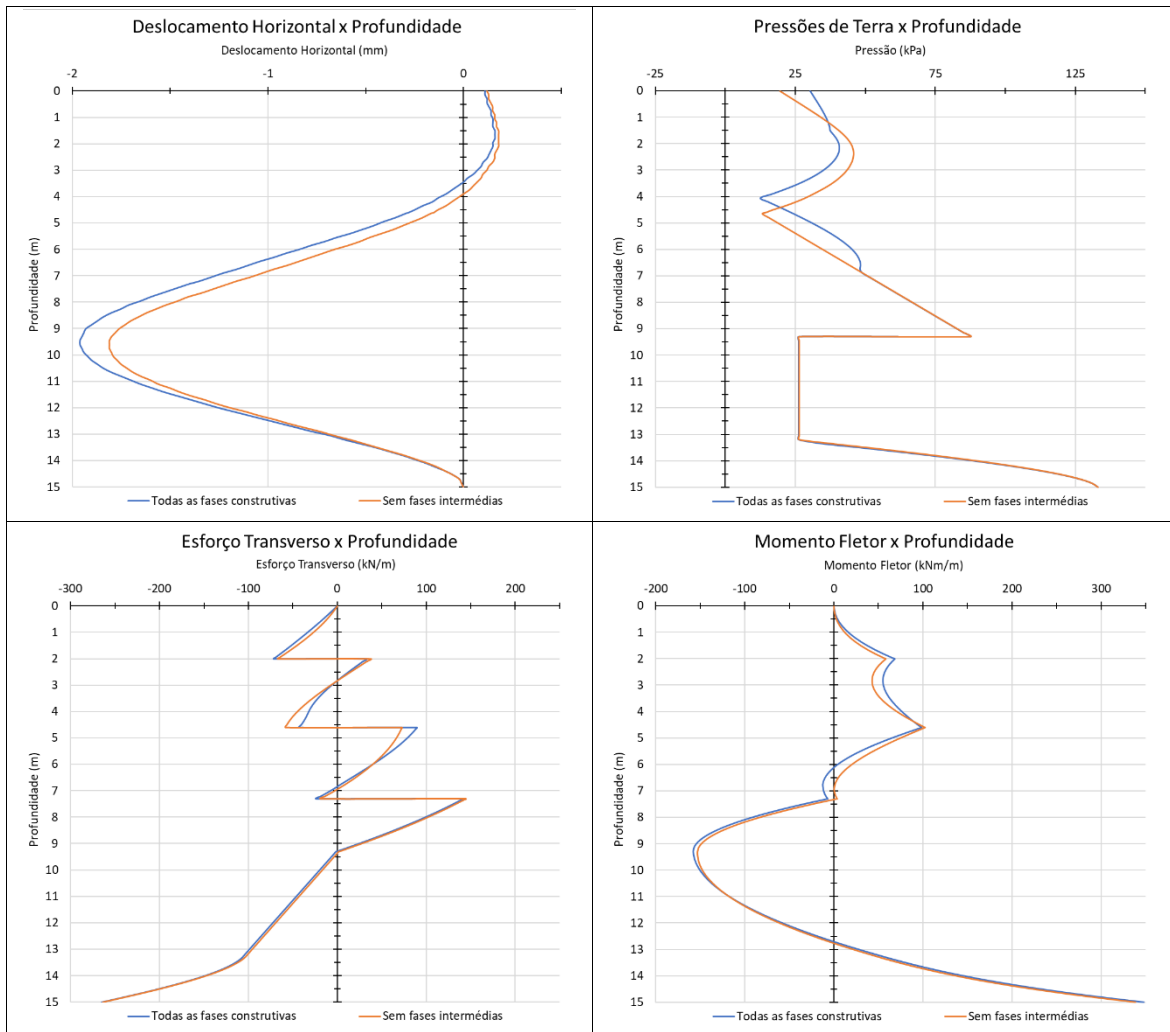


Figura 36 – Comparação de análises com diferentes faseamentos construtivos – VC.

Como pode ser visto na Figura 36, os diagramas apresentados são praticamente coincidentes para as duas situações. Os esforços sofrem pequenas alterações, sendo ligeiramente menores quando apenas a primeira e última fase são consideradas, aproximadamente -3% para o momento fletor e -0,5% para o esforço transverso na base da parede. O deslocamento horizontal da parede sofre uma variação maior de cerca de -8%. No diagrama de pressões de terra, é possível

verificar uma variação um pouco maior até a profundidade de 7 metros, onde os diagramas se tornam praticamente coincidentes.

4.2.2. Módulo método dos elementos finitos

A Figura 37 apresenta de forma sucinta os deslocamentos, pressões de terra, esforço transverso e momento fletor para todas as fases construtivas (1-8), realizadas no módulo MEF. O solo utilizado nesta análise foi um solo argiloso mole e a espessura da parede é de 0,6 metros, assim como na análise anterior utilizando o módulo VC.

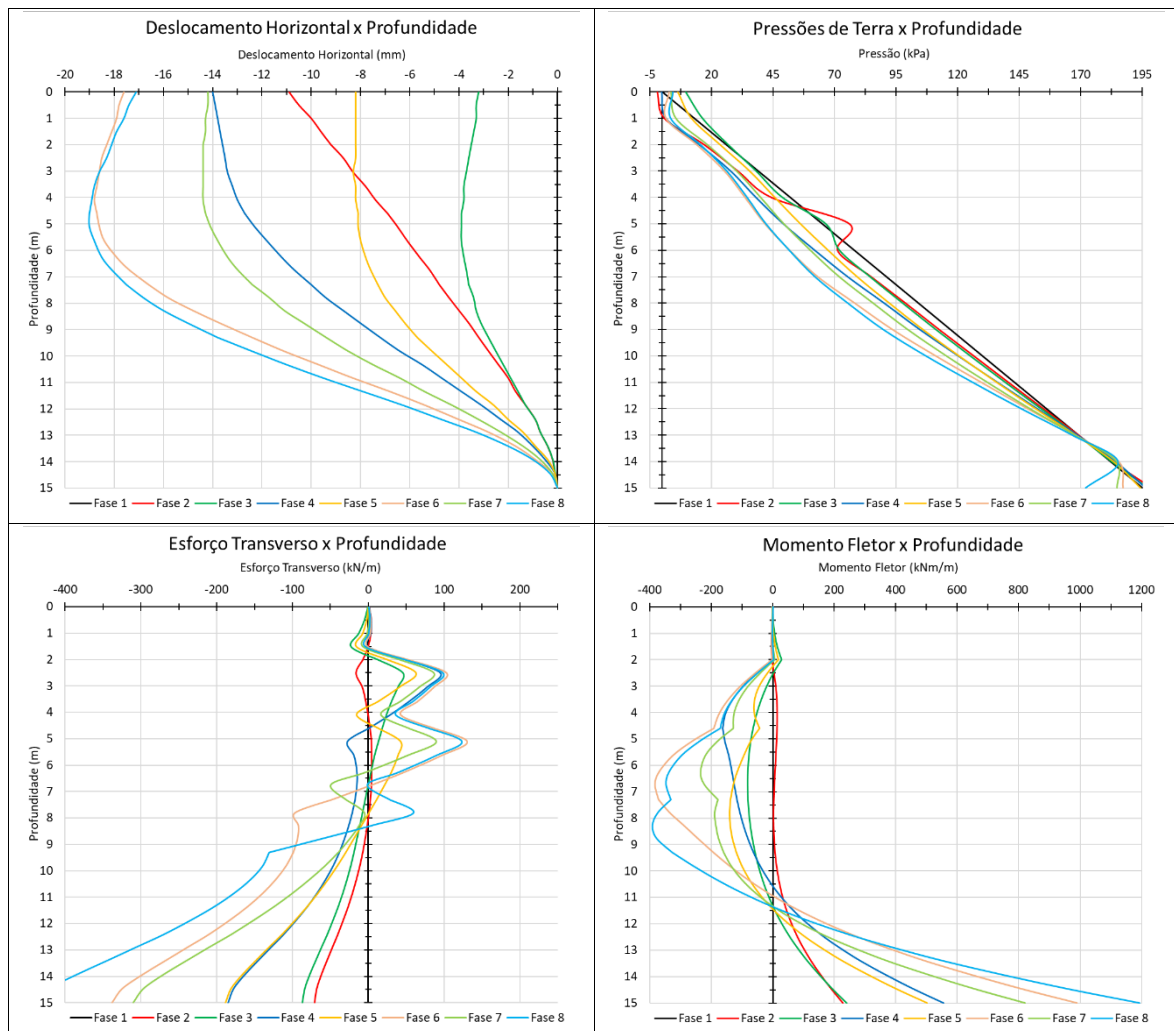


Figura 37 – Deslocamento, pressões de terra e esforços em todas as fases – MEF.

Neste módulo, é possível observar o comportamento esperado na primeira fase construtiva, comprovado pelos valores nulos de deslocamento e esforços, assim como pelo impulso de repouso representado no diagrama de pressões de terra. No diagrama de pressões de terra, pode ser observado ainda a redução das pressões em fases de escavação e seu aumento na fase de pré-esforço subsequente.

Nos diagramas de esforços, o efeito do pré-esforço ainda pode ser observado, no entanto, de maneira menos evidente. Os diagramas de esforço transversal ainda apresentam picos de esforço, mas não nas alturas de inserção das ancoragens. Para o momento fletor, ainda é possível observar mudanças na altura de inserção das ancoragens.

A Figura 38 ilustra a evolução dos deslocamentos nos níveis das ancoragens, forças nas ancoragens e esforços na base da cortina. Nesta Figura, é possível observar claramente a influência do pré-esforço no deslocamento da parede. Em fases de pré-esforço, a variação dos esforços na base da parede ocorre de forma mais acentuada, sendo que para as ancoragens 1, 2 e 3 o esforço transversal varia +22%, +2% e -8,5% e o momento fletor varia +5%, -10% e -17%.

Uma característica muito interessante deste módulo é o fato de que, na fase que a ancoragem é inserida e pré-esforçada, a força na ancoragem calculada pelo programa não corresponde à força de pré-esforço aplicada. Isso pode ser observado pelo valor negativo na fase de inserção das ancoragens. Devido à relação entre o comprimento inicial da ancoragem e a força na mesma, uma possível explicação para este fenômeno é que o programa considera a inserção e o pré-esforço da ancoragem, fazendo com que a parede se desloque contra o maciço que, por sua vez, reduz o comprimento da ancoragem e conseqüentemente reduz a força a que está sujeita.

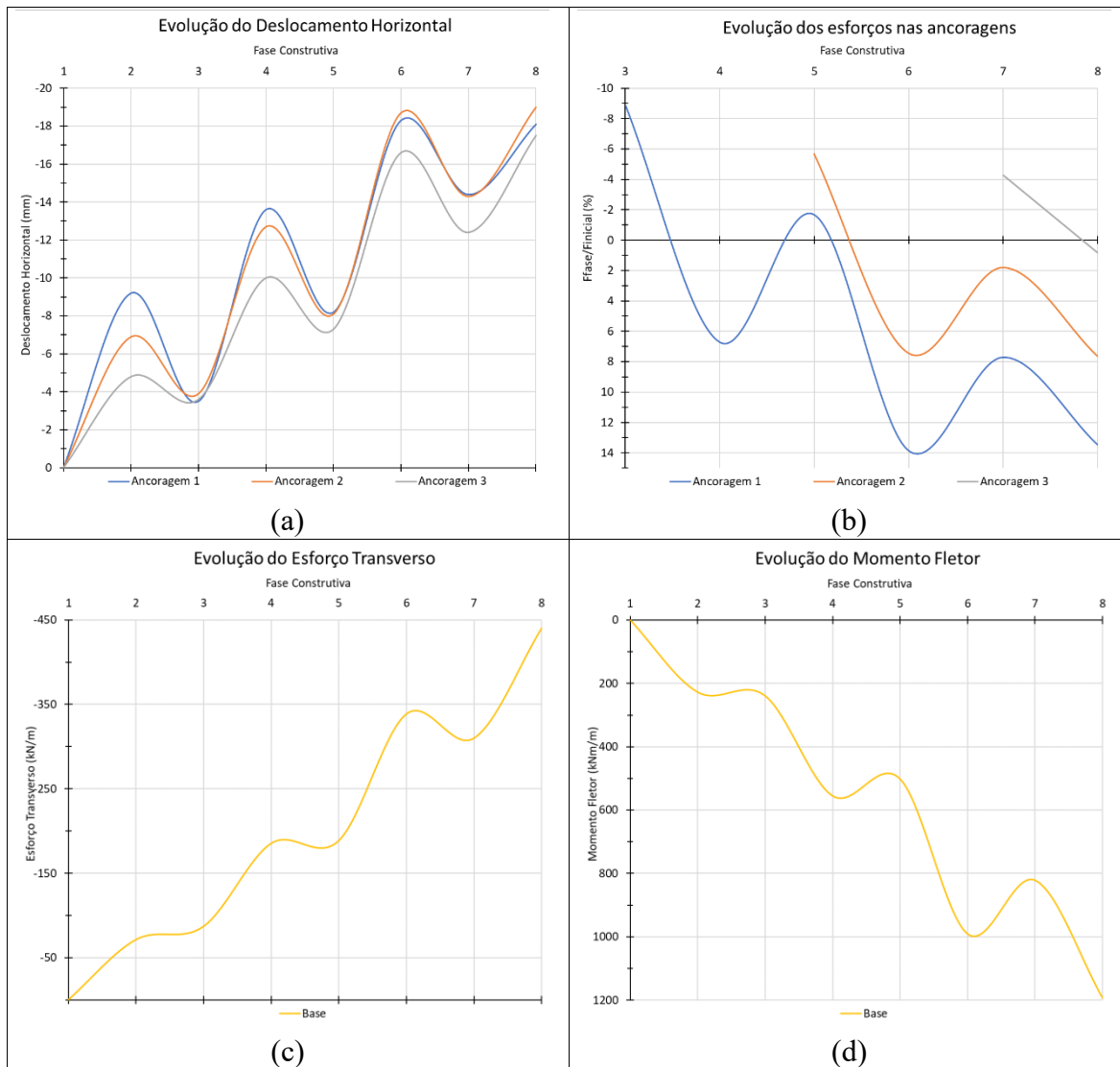


Figura 38 – Evolução dos deslocamentos, forças nas ancoragens e esforços na parede: a) evolução do deslocamento horizontal da parede nos níveis das ancoragens; b) evolução dos esforços nas ancoragens; c) evolução do esforço transverso na base da parede; d) evolução do momento fletor na base da parede – MEF.

A Figura 39 compara a análise apresentada acima que foi realizada com as 8 fases construtivas propostas e uma análise realizada apenas com a primeira e última fase de construção inseridas no programa. Através dessa Figura, é possível perceber uma considerável variação em todos os gráficos apresentados.

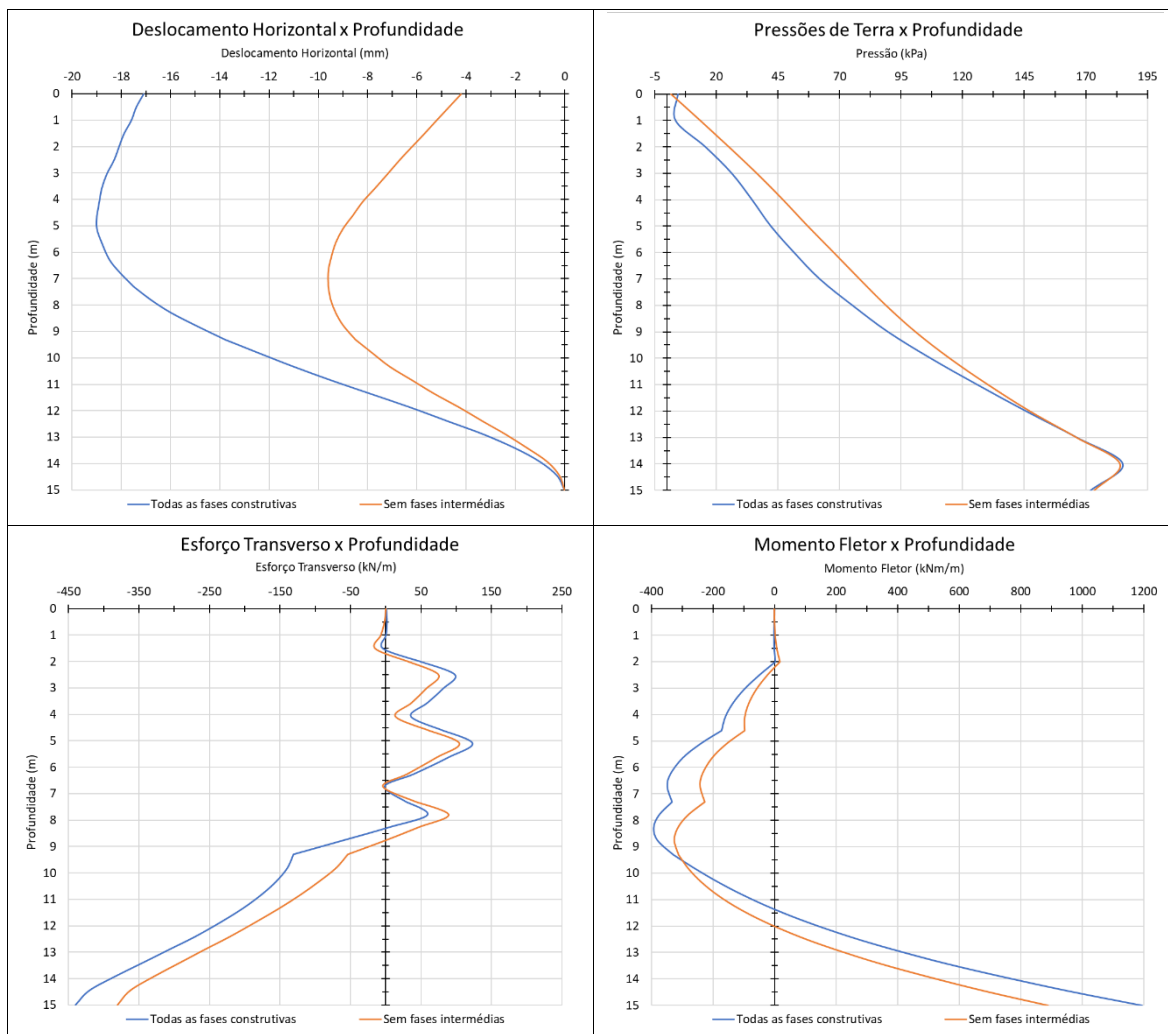


Figura 39 – Comparação de análises com diferentes faseamentos construtivos – MEF.

Considerando apenas as fases inicial e final na análise, o esforço transverso e o momento fletor na base da parede são cerca de 14% e 25,5% menores, respectivamente. O deslocamento é o que apresenta maior variação, de aproximadamente 50%, para o valor máximo que ocorre em profundidades diferentes nas duas situações. As pressões de terra para as profundidades de 1 até 12 metros são em média 30% maiores quando considerando apenas duas fases construtivas. Portanto, é possível perceber uma grande importância do faseamento construtivo, que influencia significativamente o comportamento da estrutura quando se utiliza o MEF.

4.2.3. Comparação entre os módulos verificação de contenção e MEF

A Figura 40 compara os resultados obtidos na última fase construtiva para a análise que considera todas as fases construtivas inseridas nos módulos VC e MEF. As pressões de terra não serão comparadas devido ao diferente significado que apresentam em cada módulo.

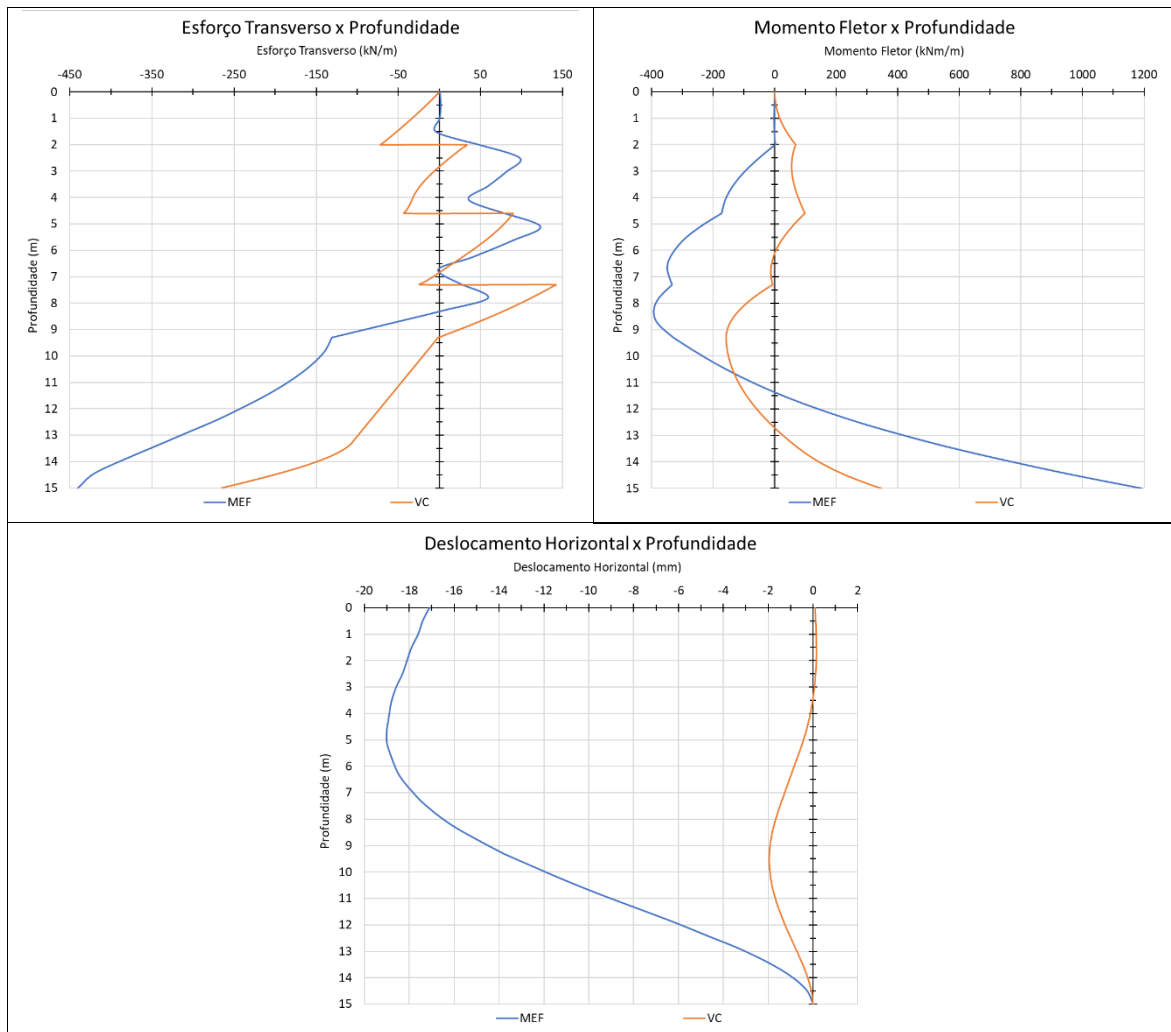


Figura 40 – Comparação dos deslocamentos e esforços na última fase construtiva para os módulos VC e MEF.

Analisando a Figura 40, fica claro que os resultados obtidos em cada módulo são bastante diferentes, tanto no que diz respeito ao aspecto quantitativo (valores) quanto ao aspecto qualitativo (traçado dos diagramas). O Quadro 10 apresenta a diferença entre os valores máximos de

deslocamento e esforços entre módulos. No caso dos esforços, o valor máximo ocorre na base da parede em ambos os módulos. No entanto, o mesmo não ocorre para os deslocamentos máximos que ocorrem em profundidades diferentes em cada módulo.

Quadro 10: Comparação entre métodos de análise.

Módulo	Esforço Transverso (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)	Deslocamento (m)
VC	-264.8	347.78	-1.96
MEF	-440.3(+66%)	1193.3 (+243%)	-19 (+869%)

Através do Quadro 10, a grande diferença quantitativa entre metodologias de análise fica clara. No entanto, era esperado que os métodos de análise apresentassem uma semelhança maior, pelo menos do ponto de vista qualitativo.

Devido à maioria dos parâmetros ter sido assumida e da quantidade de parâmetros necessários para a utilização do MEF, pode ser que os dois programas estejam modelando solos diferentes. Além disso, o módulo VC considera as pressões de terra menores do que deveria, o que pode também explicar os resultados menores obtidos neste módulo.

Com relação às forças nas ancoragens, apresentados nas Figuras 35 e 38, verifica-se que estas variam um máximo de 1,37% (ancoragem 2) para VC e um máximo de 13,46% (ancoragem 1) para o MEF. Apesar da grande diferença quantitativa e o máximo ser obtido em ancoragens diferentes, as forças em ambos os casos podem ser relacionadas com os deslocamentos relativos das ancoragens.

Isso quer dizer que a máxima força na ancoragem é obtida para o maior deslocamento relativo. O termo deslocamento relativo está sendo utilizado, neste caso, como a diferença entre o deslocamento da ancoragem na fase de sua inserção e o deslocamento observado em outra fase.

4.3. Resistência do solo

Os parâmetros de resistência dos solos são de extrema importância para definir as interações deste meio com as estruturas que está em contato. Desta forma, é importante entender

a maneira que esses parâmetros, resistência não drenada e coesão efetiva do solo, afetam o deslocamento e os esforços em estruturas de suporte.

Teoricamente, quanto maior a resistência de um solo menores serão os deslocamentos relativos entre partículas, devido à maior resistência ao corte do solo. Portanto, se espera que os deslocamentos da parede diminuam com o aumento da resistência do solo. A redução do deslocamento conseqüentemente afeta os esforços na parede, que também devem diminuir com o aumento da resistência do solo.

4.3.1. Módulo verificação de contenções

Os resultados obtidos através dessa metodologia de análise são extremamente interessantes, já que não correspondem aos resultados esperados. Os resultados para a última fase construtiva estão apresentados na Figura 41 através da comparação do deslocamento, esforços e pressões de terra em função dos diferentes valores de resistência não drenada do solo.

A partir da Figura 41, é possível perceber que os resultados obtidos divergem daquilo que se esperava. Era esperado que o aumento da resistência causaria uma redução dos deslocamentos e conseqüentemente dos esforços. No entanto, o deslocamento e os esforços obtidos para $C_u=75$ kPa são menores que para $C_u=150$ kPa. Além disso, o diagrama de pressões de terra apresenta menor valor na base da parede quando $C_u=75$ kPa.

O Quadro 11 compara as pressões de terra e os esforços na base da parede. Este Quadro deixa claro que os esforços para $C_u=75$ kPa são menores que para $C_u=150$ kPa. Inclusive o esforço transversal para $C_u=75$ kPa é o menor de todos, possivelmente relacionado com o diagrama de pressões de terra que também apresenta menor valor na base para este caso.

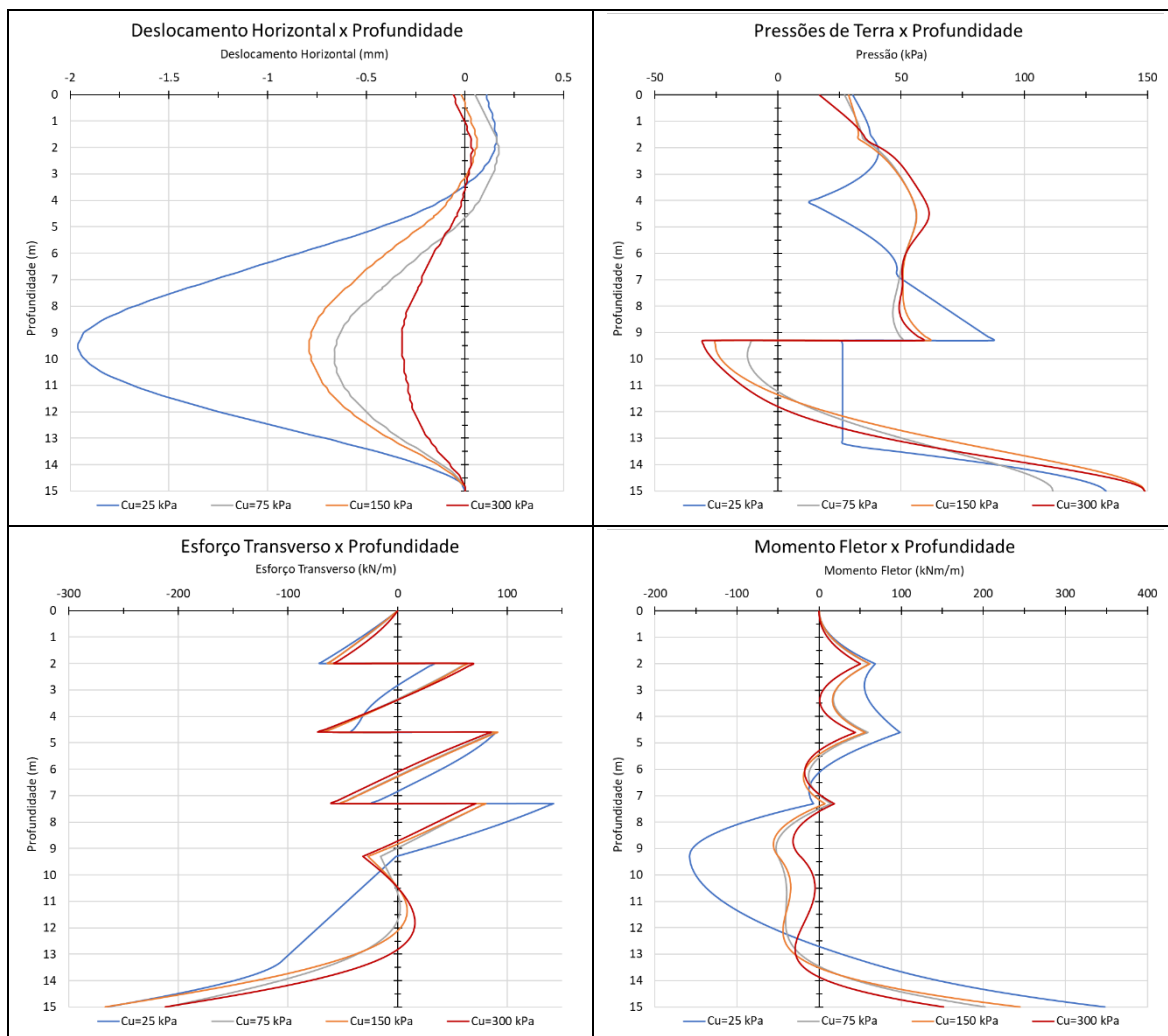


Figura 41 – Deslocamentos, pressões de terra e esforços na última fase construtiva para os diferentes tipos de solos considerados – VC.

Quadro 11: Esforços na estrutura em função da resistência não drenada.

Cu (kPa)	Pressões de terra (kPa)	Esforço Transverso (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
300	148,8	-212.02	151.91
150	148,8	-266.52 (+26%)	244.39 (+61%)
75	111,6 (-25%)	-209.96 (-1%)	201.67 (+33%)
25	133,16 (-10,5%)	-264.8 (+25%)	347.78 (+129%)

Outra característica interessante da Figura 41 é a grande diferença entre o traçado dos diagramas para Cu=25 kPa e os demais solos. O diagrama de pressões de terra é o que se destaca,

possuindo um traçado completamente diferente dos demais, que são muito semelhantes para $C_u=75$, 150 e 300 kPa.

Uma possível explicação tanto para os diferentes traçados quanto para o esforço transversal mínimo em $C_u=75$ pode ser o efeito do pré-esforço. Para solos de menor resistência, o pré-esforço pode ter um efeito mais significativo do que para solos com maior resistência. Isso pode explicar os deslocamentos de $C_u=75$ kPa serem menores que para $C_u=150$ kPa, já que o pré-esforço nos níveis superiores da cortina causam maior deslocamento da parede em direção ao solo, diminuindo o deslocamento máximo que ocorre no sentido contrário.

4.3.2. Módulo método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos apresenta resultados mais condizentes com o esperado, através deste método, é possível perceber a redução do deslocamento e dos esforços com o aumento da resistência do solo. A Figura 42 apresenta os resultados obtidos em função da coesão efetiva do solo. Os diagramas apresentados na Figura 42 possuem uma relação bem mais clara do que aqueles apresentados na Figura 41.

Comparando os diagramas de pressões de terra com os deslocamentos, é possível perceber a redução das pressões conforme os deslocamentos aumentam. No entanto, para $c'=94,5$ e 200 kPa, os diagramas de pressões de terra assumem praticamente o mesmo traçado, ou seja, o aumento do deslocamento não causou uma redução das pressões de terra. Como os deslocamentos são extremamente pequenos, 0,057 e 0,044% da altura total da parede, respectivamente, é possível que a pequena variação de deslocamento não seja suficiente para causar diferença nas pressões de terra.

Todos os diagramas de esforços transversal e momento fletor apresentados na Figura 42 apresentam traçados extremamente semelhantes. Para o esforço transversal a semelhança tem fim na profundidade de aproximadamente 9,3 metros, correspondente à altura escavada. Para o momento fletor a semelhança tem fim a uma profundidade de cerca de 12 metros.

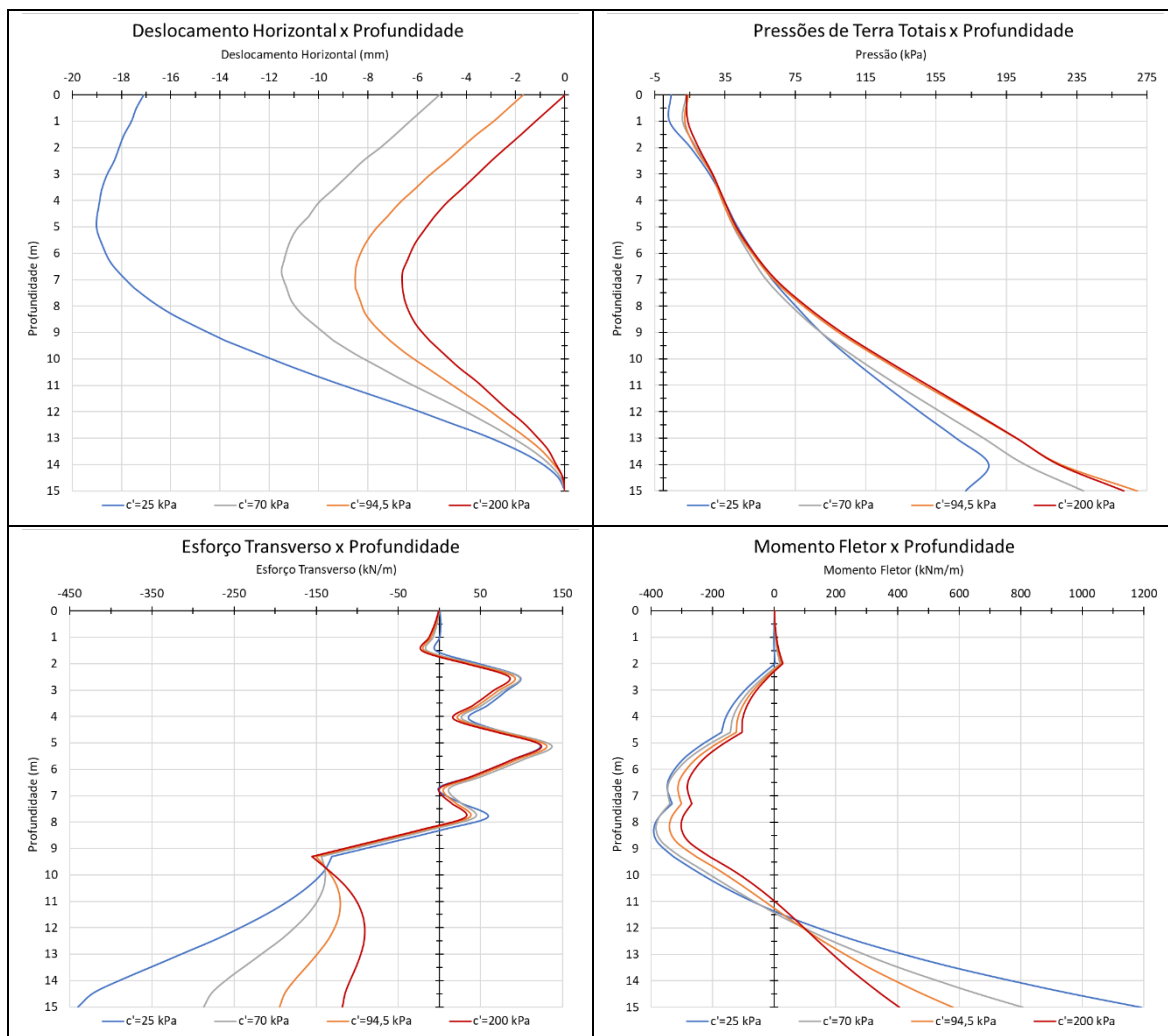


Figura 42 – Deslocamentos, pressões de terra e esforços na última fase construtiva para os diferentes tipos de solos considerados – MEF.

Em todos os casos apresentados até agora, o momento fletor e o esforço transverso foram máximos na base da parede, no entanto, este não é o caso para uma das situações desta análise. Na Figura 42, pode ser visto que, para o solo com $c' = 200$ kPa, apesar do momento fletor ser máximo na base da parede, o esforço transverso máximo ocorre a uma profundidade de 9,3 metros.

O Quadro 12 resume os esforços na base da parede em função da coesão efetiva do solo, assim como o crescimento dos esforços em relação ao solo que possui $c' = 200$ kPa. Através do Quadro 12 é possível perceber que em média o momento fletor assume valores 2,85 vezes maiores que o esforço transverso e, portanto, o crescimento do momento fletor é cerca de 1,45 vezes maior que o do esforço transverso.

Quadro 12: Esforços na base da parede em função da coesão efetiva.

c' (kPa)	Esforço Transverso (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
200	-118.3	406
94.5	-194.8 (+65%)	580.6 (+43%)
70	-286.9 (+142%)	807.9 (+99%)
25	-440.3 (+272%)	1193.3 (+194%)

Outra observação que pode ser retirada do Quadro 12 é o aumento dos esforços com o aumento da coesão efetiva. Entre $c'=25$ e $94,5$ kPa, o aumento da coesão efetiva em 1 kPa implica em uma redução do esforço transversal, na última fase construtiva e na base, de cerca de $3,5$ kN/m. No caso do momento fletor, a redução é de aproximadamente $8,8$ kNm/m. Os erros obtidos ao utilizar essas relações são de aproximadamente $2,5\%$, já que o crescimento não ocorre de forma linear.

4.3.3. Comparação entre os módulos verificação de contenção e MEF

Os resultados obtidos através da utilização dos programas VC e MEF para uma variação da resistência do solo foram muito diferentes. No MEF, os diagramas obtidos foram extremamente semelhantes e condizentes com as expectativas, foi ainda possível retirar relações praticamente lineares do crescimento dos esforços para determinados valores de resistência. No módulo VC, alguns diagramas são completamente diferentes dos demais e o aumento da resistência não drenada não implica necessariamente a redução do deslocamento e esforços na parede.

O Quadro 13 compara os valores máximos de esforços e deslocamento, obtidos em ambos os métodos para os diferentes tipos de solo considerado. É importante ressaltar que o ponto de aplicação dos valores máximos pode variar entre os módulos ou dentro do mesmo módulo para solos diferentes. O deslocamento é o resultado que apresenta maior discrepância entre programas chegando a ser de 10 a 15 vezes superior no MEF. O momento fletor também é sempre maior no MEF, os valores são de 2,4 a 4 vezes superiores. No entanto, o esforço transversal em alguns casos é superior em um programa e em outros é superior no outro, sendo o resultado que menos varia entre os métodos utilizados.

Quadro 13: Comparação dos valores máximos obtidos nos módulos VC e MEF para os diferentes tipos de solo considerados.

Cu (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Esforço Transverso (kN/m)		Momento Fletor (kNm/m)		Deslocamento (mm)	
			MEF	VC	MEF	VC	MEF	VC
25	25	20	-440.3	-264.8	1193.3	347.78	-19	-1.96
75	70	20	-286.9	-209.96	807.9	201.67	-11.5	-0.66
150	94,5	20	-194.8	-266.52	580.6	244.39	-8.5	-0.79
300	200	20	-155.5	-212.02	406	151.91	-6.6	-0.32

4.4. Rigidez do paramento

A rigidez (EI) do paramento de uma parede moldada é função da espessura e do material da parede. Como o mesmo material foi considerado em todas as análises, a rigidez será função da espessura neste estudo. A espessura deste tipo de estrutura, de maneira geral, varia entre 0,3 e 1,2 metros. Neste estudo foram consideradas espessuras de 0,3, 0,6 e 0,9 metros. Os solos analisados foram argila mole e argila muito rijas, de forma que seja possível ter uma noção do efeito da rigidez em solos pertencentes aos extremos de resistência.

É válido ressaltar que a variação da espessura não gera uma variação linear da rigidez da parede. Como o momento de inércia varia com a altura da seção (espessura) ao cubo, portanto, uma parede com espessura de 0,6 metros é 8 vezes mais rígida que uma parede com espessura de 0,3 metros.

4.4.1. Módulo verificação de contenções

4.4.1.1. Solo argiloso mole

A Figura 43 apresenta os resultados obtidos, na última fase construtiva, para o solo argiloso mole em função da espessura da parede. Comparando os resultados obtidos entre as espessuras de 0,3 e 0,6 metros com as espessuras de 0,6 e 0,9, percebe-se que para os primeiros as diferenças são muito maiores, principalmente no que diz respeito aos deslocamentos.

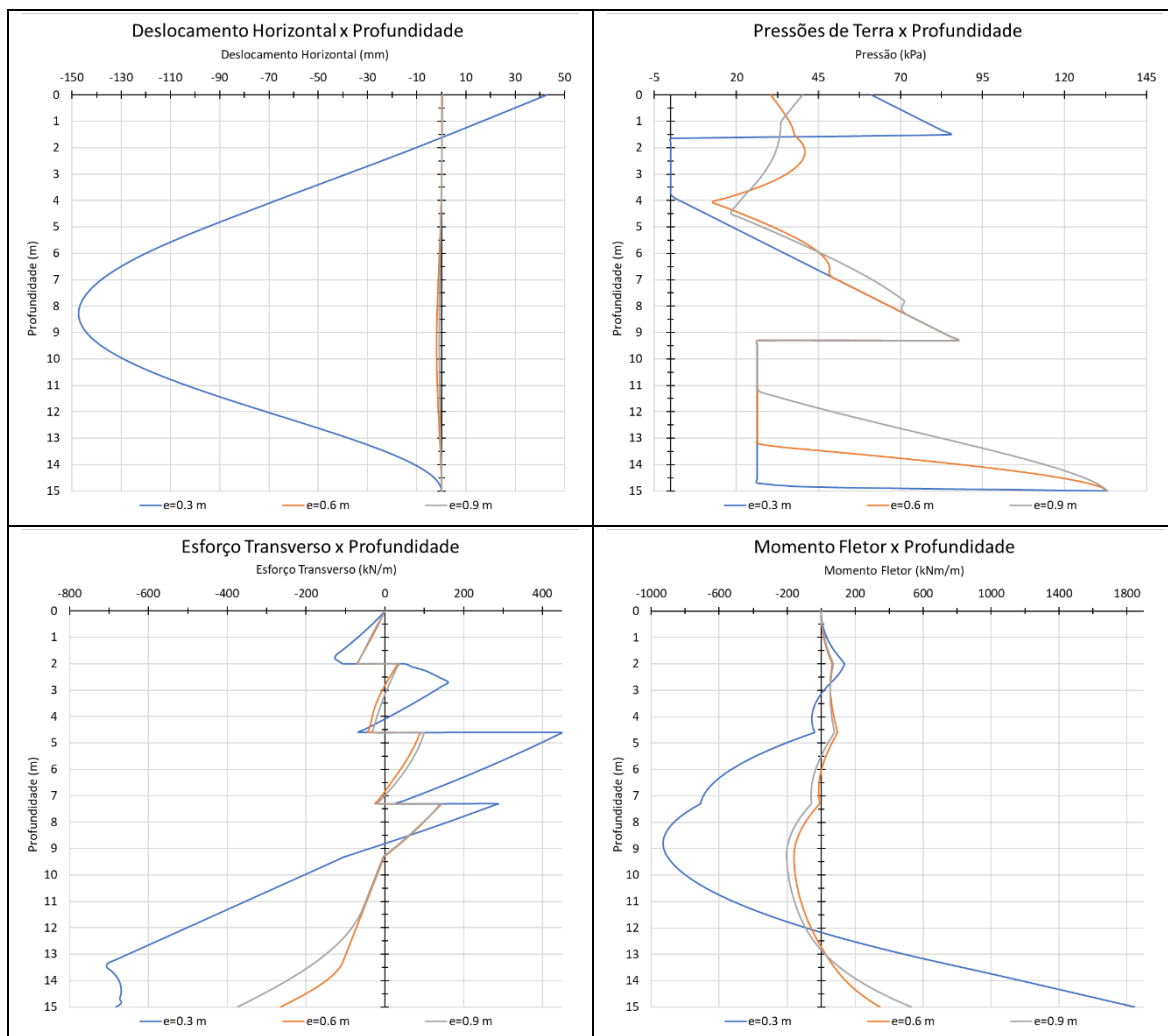


Figura 43 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila mole para a última fase construtiva – VC.

É possível perceber que o aumento da rigidez sempre está relacionado a uma redução do deslocamento da parede. No entanto, com relação aos esforços, existe uma redução entre as espessuras de 0,3 e 0,6 enquanto um aumento ocorre entre 0,6 e 0,9. Além disso, os esforços variam muito pouco entre as espessuras de 0,6 e 0,9 metros. O Quadro 14 apresenta os esforços na base da estrutura, de modo que é possível verificar esse comportamento.

Quadro 14: Esforços na base da estrutura em solo argiloso mole em função da espessura do paramento – VC.

e (m)	Esforço Transverso (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
0,9	-374.11	529.5
0,6	-264.8 (-29%)	347.78 (-34%)
0,3	-682.64 (+82,5%)	1845.95 (+249%)

O comportamento observado não é necessariamente fora do comum. De maneira geral, o aumento de rigidez causa a redução do deslocamento, portanto, as pressões de terra aumentam. Sendo assim, os esforços desenvolvidos no encastramento devem ser maiores para combater as maiores pressões de terra.

No entanto, isso não ocorre para a situação em que a espessura vale 0,3 metros. Neste caso, especificamente, é possível que devido à flexibilidade da estrutura, os esforços desenvolvidos sejam maiores por causa do deslocamento excessivo da parede, que quase atinge 1% da altura total da estrutura. Sendo assim, os esforços não são causados pelas pressões de terra, portanto, sua redução não afeta os esforços na parede.

Através dessa análise, é possível concluir que, para a situação considerada, a espessura ideal da parede está entre 0,6 e 0,9 metros do ponto de vista dos esforços solicitantes. O Quadro 14 compara os resultados obtidos para os esforços em função da espessura da parede, apesar deste não ser o ponto de aplicação do esforço transversal máximo para a espessura de 0,3 metros.

4.4.1.2. Solo argiloso muito rijo

A Figura 44 apresenta os resultados obtidos na última fase construtiva para o solo argiloso muito rijo em função da espessura da parede. Os resultados obtidos para este tipo de solo são diferentes do anterior, é interessante perceber principalmente os deslocamentos e pressões de terra para a espessura da parede de 0,3 metros. Nesta análise, o aumento da rigidez está sempre relacionado com aumento de esforços e de deslocamento, devido à redução de redistribuição das pressões de terra.

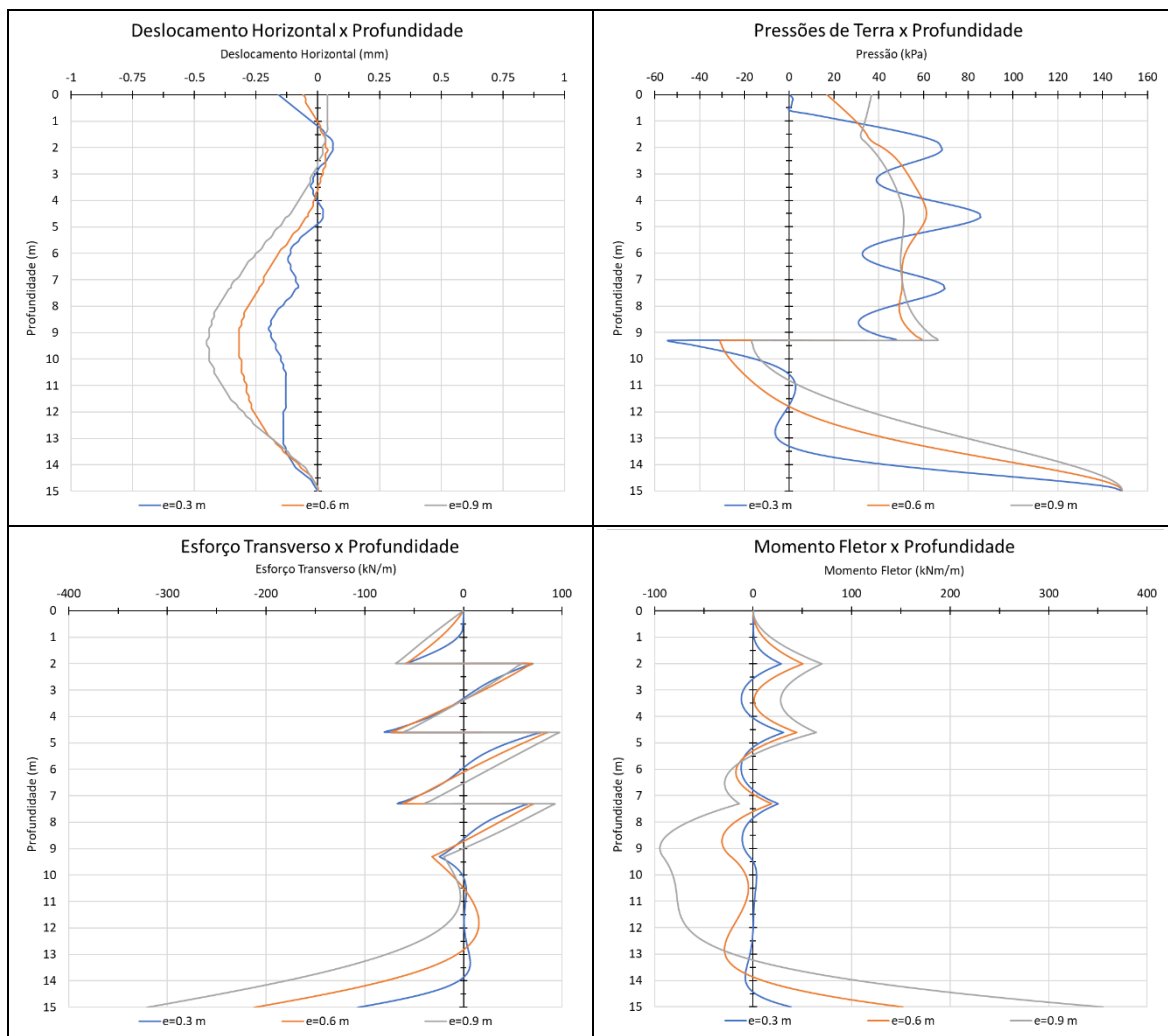


Figura 44 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila muito rija na última fase construtiva – VC.

Analisando os resultados obtidos para a espessura de 0,3 metros, é possível perceber que o pré-esforço nas ancoragens influenciam consideravelmente o deslocamento da estrutura. Observa-se, também, que os diagramas de pressões de terra assumem uma forma muito característica. Conforme a espessura da seção aumenta, o efeito do pré-esforço deixa de ser localizado. Ou seja, a rigidez da parede além de afetar o deslocamento causado pelas pressões de terra, afetam também o deslocamento contrário devido ao pré-esforço.

O Quadro 15 apresenta a evolução dos esforços na base da estrutura, é possível perceber que existe uma relação quase linear para o esforço transverso. No entanto, o mesmo não pode ser dito para o momento fletor.

Quadro 15: Esforços na estrutura em solo argiloso muito rijo em função da espessura do paramento – VC.

e (m)	Esforço Transverso (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
0,3	-106.94	38.16
0,6	-212.02 (+98%)	151.91 (+298%)
0,9	-321.16 (+200%)	355.09 (+831%)

Para esta situação, a espessura ideal da parede deve estar compreendida entre 0,3 e 0,6 metros. A adoção de uma espessura de 0,3 metros, inclusive, parece interessante devido ao efeito de redistribuição de pressões, que faz com que os diagramas de esforços variem pouco nas diversas seções da estrutura, principalmente o momento fletor que fica contido entre ± 50 kNm/m ao longo de todo comprimento da estrutura.

4.4.2. Módulo método dos elementos finitos

4.4.2.1. Solo argiloso mole

Nesta análise, é possível perceber uma boa relação entre a rigidez da parede com o deslocamento e esforços observados, assim como a redução nas pressões de terra. A Figura 45 apresenta os resultados obtidos para essa análise na última fase construtiva.

Através da análise da Figura 45, fica clara a relação aumento da rigidez, aumento das pressões de terra, aumento dos esforços e redução do deslocamento. O Quadro 16 apresenta os esforços na base da parede.

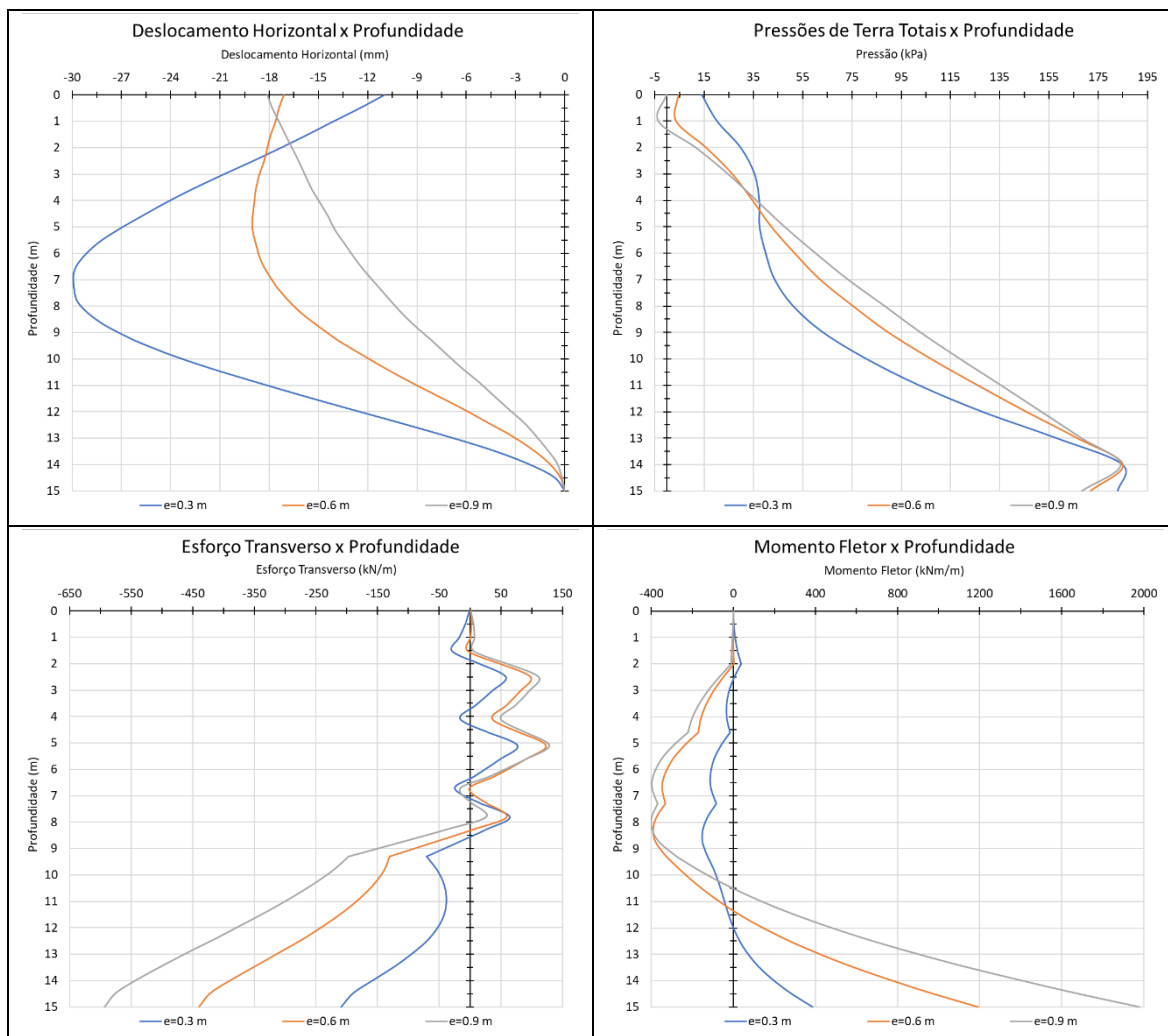


Figura 45 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila mole na última fase construtiva – MEF.

Quadro 16: Esforços na estrutura em solo argiloso mole em função da espessura do paramento – MEF.

e (m)	Esforço Transverso (kN/m)	Momento Fletor (kNm/m)
0,3	-209	384.8
0,6	-440.3 (+111%)	1193.3 (+210%)
0,9	-593.6 (+184%)	1977.4 (+414%)

O aspecto mais interessante desta análise diz respeito aos deslocamentos observados para as espessuras de 0,6 e 0,9 metros. Entre estas situações, o traçado dos deslocamentos varia

significativamente, no entanto, o deslocamento máximo nas duas situações é muito próximo, -19 e -18,1 respectivamente. Além disso, para a espessura de 0,9 metros, o traçado se assemelha a uma rotação em torno da base.

Sendo assim, para essa situação, não parece favorável aumentar a espessura da parede além dos 0,6 metros. Caso a situação de projeto permita deslocamentos maiores, uma espessura mais próxima de 0,3 metros é ainda mais favorável, devido à distribuição mais uniforme de esforços ao longo da estrutura, principalmente do momento fletor.

4.4.2.2. Solo argiloso muito rijo

Assim como na análise para um solo argiloso mole, esta análise apresenta a mesma relação entre a rigidez da parede com o deslocamento e esforços observados, assim como a redução nas pressões de terra. No entanto, devido à alta resistência do solo, os esforços máximos não ocorrem necessariamente na base da estrutura. A Figura 46 apresenta os resultados obtidos para a variação da rigidez do paramento em solos argilosos muito rijos na última fase construtiva.

O efeito da resistência do solo está claramente exemplificado no diagrama de esforço transversal. Neste diagrama, pode ser observada uma redução do esforço a partir da profundidade de escavação (9,3 metros). É a partir desta profundidade que a pressão passiva existe, reduzindo o deslocamento da estrutura.

A redução do esforço transversal, devida à pressão passiva, é tamanha que no caso das espessuras de 0,3 e 0,6 metros o ponto de aplicação do esforço transversal máximo ocorre na profundidade de 9,3 metros. O momento fletor também é afetado, sendo que para a espessura de 0,3 metros, o momento máximo está aplicado a uma profundidade de 8,3 metros. O Quadro 17 compara os valores de esforço transversal para diferentes profundidades de 9,3 e 15 metros (base).

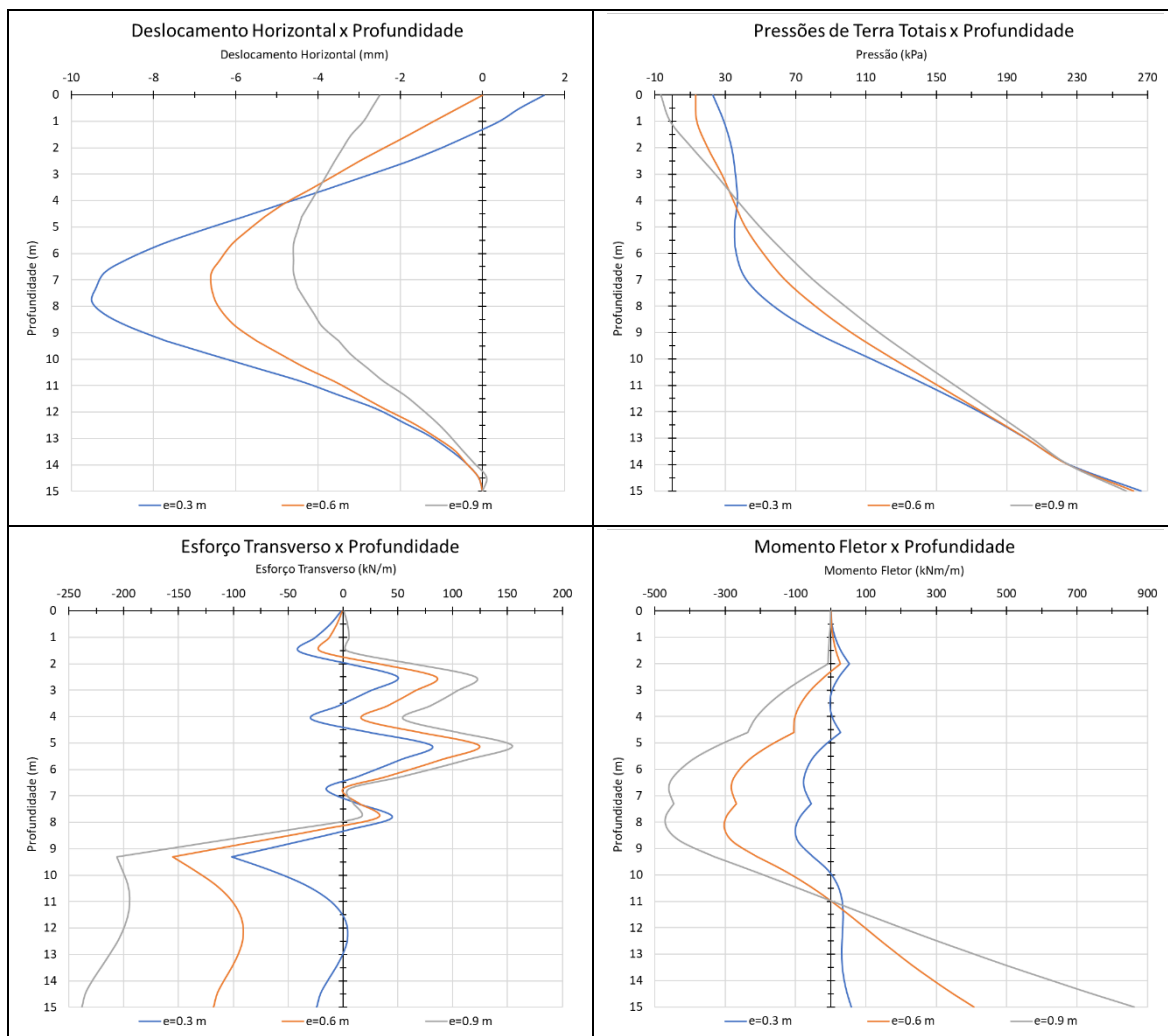


Figura 46 – Comparação de análises com paramentos de diferentes rigidezes em argila muito rija na última fase construtiva – MEF.

Quadro 17: Esforço transverso na estrutura em solo argiloso muito rijo em função da espessura do paramento – MEF.

e (m)	Esforço Transverso (kN/m)	
	h=9,3 m	h=15 m
0,3	-101.6	-24.2
0,6	-155.5 (+53%)	-118.3 (+389%)
0,9	-206.1 (+103%)	-237.9 (+883%)

Para essa situação, uma espessura entre 0,3 e 0,6 metros parece adequada para a estrutura. A variação dos deslocamentos é muito pequena para justificar espessuras maiores, apesar de uma

redução de 9,5 para 6,6 milímetros ser de aproximadamente 30% quando comparado à altura total da estrutura, essa diferença é praticamente insignificante. Ambos os valores representam menos que 0,07% da altura total da estrutura.

4.4.3. Comparação entre os módulos verificação de contenção e MEF

A partir dos resultados anteriores é possível perceber que o módulo MEF considera que paramentos mais rígidos se deslocam menos e, portanto, estão sujeitos a maiores pressões de terra, do lado não escavado, que geram maiores esforços. No entanto, a mesma relação não foi observada no módulo VC, algumas possíveis explicações para isso foram citadas anteriormente.

4.4.3.1. Solo argiloso mole

Para este tipo de solo, o método VC correspondeu às expectativas somente em relação ao deslocamento da parede, que reduziu com aumento da rigidez. No entanto, o valor obtido para a menor rigidez é tão grande que gera grandes esforços na base da parede. Este comportamento não é observado no MEF. O Quadro 18 apresenta os valores máximos obtidos para o deslocamento e esforços, em solo argiloso mole, em função da rigidez do paramento. Vale ressaltar que o ponto de aplicação dos esforços ou do deslocamento máximo pode variar para os diferentes módulos e espessuras.

Quadro 18: Comparação dos valores máximos obtidos variando a espessura do paramento na última fase construtiva – solo argiloso mole.

e (m)	Esforço Transverso (kN/m)		Momento Fletor (kNm/m)		Deslocamento (mm)	
	MEF	VC	MEF	VC	MEF	VC
0,3	-209	-705.8	384.8	1845.95	-29.9	-147.27
0,6	-440.3	-264.8	1193.3	347.78	-19	-1.96
0,9	-593.6	-374.11	1977.4	529.5	-18.1	-0.88

Através do Quadro 18, percebem-se comportamentos opostos entre os módulos utilizados. Fica claro que no módulo MEF não existe vantagem em utilizar uma espessura de 0,9 metros, já

que não reduz de forma significativa o deslocamento da parede quando comparado com a espessura de 0,6 metros. Enquanto isso, é possível descartar o uso de uma espessura de 0,3 metros no módulo VC devido ao deslocamento e esforços excessivos que a estrutura fica sujeita.

4.4.3.2. Solo argiloso muito rijo

Para um solo argiloso muito rijo, o método VC apresenta o comportamento esperado relativamente aos esforços. No entanto, apresenta o comportamento contrário para o deslocamento, ou seja, o deslocamento está aumentando com o aumento da espessura do paramento. Além disso, o traçado do paramento para uma espessura de 0,3 metros é extremamente influenciado pelas ancoragens, devido à flexibilidade da parede.

O MEF novamente corresponde às expectativas. O Quadro 19 apresenta os valores máximos de deslocamento e esforços na estrutura em solo argiloso rijo na última fase construtiva. Os esforços e deslocamentos máximos não ocorrem necessariamente no mesmo ponto de aplicação.

Quadro 19: Comparação dos valores máximos obtidos variando a espessura do paramento na última fase construtiva – solo argiloso muito rijo.

e (m)	Esforço Transverso (kN/m)		Momento Fletor (kNm/m)		Deslocamento (mm)	
	MEF	VC	MEF	VC	MEF	VC
0,3	-101.6	-106.94	-101.4	38.16	-9.5	-0.19
0,6	-155,5	-212.02	406	151.91	-6.6	-0.32
0,9	-237.9	-321.16	862.7	355.09	-4.6	-0.45

No caso de solos argilosos muito rijos, os resultados se aproximaram mais, pelo menos de forma qualitativa. O módulo VC mostra que a adoção de uma espessura de 0,3 metros é vantajosa, já que é a espessura que apresenta os menores esforços e deslocamentos. Através da análise no MEF, é possível concluir que a espessura ideal está entre 0,3 e 0,6 metros. Tendo em vista apenas os esforços, a escolha da espessura da parede também seria de 0,3 metros, assim como no módulo MEF.

4.5. Considerações finais

Através da utilização de duas metodologias distintas, foi possível observar uma discrepância significativa dos resultados obtidos. De maneira geral, o método dos elementos finitos, em todas as análises, atendeu às expectativas e produziu resultados condizentes com o esperado. O mesmo não pode ser dito sobre o módulo verificação de contenções, cujos resultados variaram significativamente dos obtidos pelo MEF e, por vezes, não apresentaram os resultados esperados.

Uma possível explicação para a diferença entre os resultados obtidos pelos diferentes módulos do programa, pode ser a diferença na introdução de dados. Além do MEF necessitar de mais parâmetros para modelar o solo, este módulo considera a redução da deformabilidade do solo em profundidade. Isso poderia ser realizado no módulo VC através da inserção de diversas camadas de solo com diferentes módulos de deformabilidade. Além disso, o fato do MEF só aceitar parâmetros em condições drenadas, pode também influenciar na divergência de resultados.

O faseamento construtivo só afetou significativamente os resultados obtidos pelo MEF, enquanto os resultados no módulo VC variaram muito pouco quando não foram consideradas fases construtivas intermédias.

Relativamente ao aumento da rigidez do paramento, o MEF sempre associa o aumento da rigidez com um aumento das pressões de terra e esforços, assim como redução dos deslocamentos horizontais. Para um solo com alta resistência e um paramento muito rígido, o deslocamento da parede na última fase construtiva se assemelha a rotação em torno da base, assim como em uma estrutura de suporte rígida.

Ainda considerando a análise da rigidez, os resultados obtidos no módulo verificação de contenções, para um solo mole, foram qualitativamente semelhantes aos obtidos no MEF. No entanto, para um solo rígido, os deslocamentos observados apresentaram uma tendência inversa, aumentando com o aumento da rigidez.

Na análise da resistência do solo, o aumento dessa grandeza mostrou uma relação quase linear com os esforços na base da parede, na última fase construtiva, para valores de coesão efetiva entre 25 e 94,5 kPa, pelo MEF. Além disso, os diagramas obtidos foram praticamente paralelos para os deslocamentos, para o momento fletor até uma profundidade de 12 metros e para o esforço transversal para uma profundidade de até 9,3 metros.

O módulo VC, no entanto, apresentou um comportamento não esperado. Os esforços obtidos na base da parede, para uma resistência não drenada de 75 kPa, ficaram mais próximos dos resultados de 300 kPa do que de 25 kPa. Além disso, a resistência não drenada de 75 kPa apresentou um deslocamento menor do que a de 150 kPa. Uma possível explicação para isso é o efeito mais significativo do pré-esforço em solos de menor resistência.

De maneira geral, os deslocamentos calculados pelo módulo VC são menores que 2 milímetros. Valor praticamente nulo do ponto de vista percentual e absoluto, visto que a estrutura possui altura total de 15 metros e esse deslocamento corresponde a 0,067% desta altura.

Através deste estudo é possível perceber que deve-se ter cautela ao utilizar programas de cálculo automático devido à alta variação de resultados que podem ser obtidos na utilização de diferentes metodologias. Sendo sempre válida a verificação dos resultados obtidos.

5. Conclusões e estudos futuros

5.1. Conclusões

O objetivo desta dissertação é analisar o efeito de alguns parâmetros no comportamento de estruturas de suporte flexíveis, através de diferentes metodologias de análise e cálculo. Os parâmetros selecionados foram o faseamento construtivo, a resistência do solo e a rigidez da parede. Os métodos de análise utilizados foram os módulos verificação de contenção e método dos elementos finitos do programa de cálculo automático GEO5.

Apesar do módulo MEF necessitar de uma maior quantidade de dados para realizar as análises, este método proporcionou resultados extremamente condizentes com as expectativas. A inserção do faseamento construtivo se mostrou indispensável para o funcionamento adequado do método, quando as fases construtivas intermediárias foram desconsideradas o deslocamento calculado foi 50% menor.

Relativamente à resistência do solo e à espessura do paramento, os resultados também ocorreram segundo as expectativas para o MEF. O aumento da resistência do solo sempre causou redução dos deslocamentos e esforços, além disso, para valores de coesão efetiva entre 25 e 94,5 kPa o aumento da coesão efetiva em 1 kPa implicou em um aumento do esforço transversal, na base, de 3,5 kN/m e do momento fletor de 8,8 kNm/m. O aumento da rigidez do paramento implicou sempre no aumento dos esforços e na redução do deslocamento. Para o solo de menor resistência, o deslocamento da parede começa a se assemelhar a um deslocamento em torno da base para uma espessura da parede de 0,9 metros.

Os resultados obtidos através do programa VC, apesar de serem possíveis de explicar, não foram concordantes com as expectativas. O faseamento construtivo não se mostrou extremamente necessário, principalmente para pré-dimensionamento, já que os esforços variaram menos de 5% e o deslocamento diminuiu 8% quando as fases intermediárias foram desconsideradas.

Quando a resistência do solo foi o parâmetro em análise, os resultados obtidos para valores de resistência não drenada de 25 e 150 kPa ficaram próximos e para 75 e 300 kPa também, principalmente em relação ao esforço transversal. Com relação à rigidez do paramento, os resultados foram mais adequados, no entanto, para uma espessura de 0,3 metros, os deslocamentos para ambos os solos (mole e muito rijo) foram bastante característicos. Para o solo muito rijo, o

traçado da parede ficou extremamente tortuoso, apesar dos deslocamentos serem extremamente pequenos. Já para o solo mole, o deslocamento obtido foi tamanho, cerca de 1% da altura total da parede, que gerou esforços enormes na base da parede.

Comparando os módulos utilizados, é possível perceber que, de maneira geral, o MEF calcula deslocamentos e esforços maiores que o VC. A principal diferença observada neste estudo se deu quando os parâmetros de resistência foram analisados, portanto, como retratado no início do trabalho, a determinação dos parâmetros de resistência do solo de forma coerente e representativa é absolutamente imprescindível para o sucesso de uma estrutura de suporte.

É possível, que as diferenças obtidas entre os módulos estudados ocorram devido às diferentes maneiras de introdução de dados. Dessa forma, um programa pode estar fazendo considerações que o outro não faz. No MEF foi considerada a redução da deformabilidade do solo em profundidade. Além disso, pode ser que a diferença entre a utilização de parâmetros drenados e não drenados também influencie na divergência dos resultados.

Caso haja algum tipo de incerteza em relação aos parâmetros determinados, uma redução da coesão efetiva no MEF sempre levará a um dimensionamento mais conservativo. No entanto, o mesmo não pode ser dito para o módulo VC. Para construções que necessitam de deslocamentos mínimos, o aumento da rigidez de uma parede moldada, de maneira geral, sempre reduz os deslocamentos horizontais. Deve-se ter atenção até que ponto isso é válido, já que por vezes este aumento altera a forma dos deslocamentos mais do que reduz o deslocamento máximo.

5.2. Estudo futuros

Recomenda-se para estudos futuros a modelação de uma estrutura já construída, utilizando os dados da prospecção geotécnica usados no projeto. Dessa forma, é possível comparar os resultados das metodologias de análise com os deslocamentos reais da estrutura, assim como os esforços nas ancoragens.

Além disso, recomenda-se a comparação dos resultados obtidos neste trabalho com resultados obtidos em programas diferentes que utilizam as mesmas metodologias. Sendo possível verificar a concordância do mesmo método entre programas.

É indicado a modelagem de estruturas sujeitas a sobrecargas de forma a analisar seus efeitos. Sobrecargas podem ser utilizadas para simular a presença de edifícios no tardo da cortina ou rodovias no nível da escavação, por exemplo.

Também seria interessante a caracterização geotécnica extensa de um solo, para que seja possível obter todos os diversos parâmetros necessários para o MEF. Isso faria com que a comparação entre metodologias fosse mais real, já que diversos parâmetros deste estudo foram assumidos e não baseados em um solo real.

Sugere-se a variação do ângulo de atrito no módulo MEF mantendo a coesão efetiva constante de forma a analisar sua influência nos resultados. Seria interessante também variar os níveis das ancoragens e comparar os resultados obtidos neste trabalho com dimensionamentos realizados por métodos empíricos, como o apoio fixo no pé da cortina.

REFERÊNCIAS

- BLUM, H. **Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken** Berlin: W. Ernst & Sohn 1931.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. Fifth Edition. McGraw-Hill, 1997. ISBN 0-07-114811-6.
- BRAUER, J. R. Basic Finite Element Concepts. In: BRAUER, J. R. (Ed.). **What Every Engineer Should Know about Finite Element Analysis**. 2nd: Marcel Dekker, Inc, 1993. chap. 2, p.9-23. ISBN 9780824789541.
- BURNETT, D. S. **Finite Element Analysis: From Concepts to Applications**. Addison-Wesley Publishing Company, 1987. ISBN 9780201108064. Available at: <<https://books.google.pt/books?id=wZwQAQAAMAAJ>>.
- CARRETO, J.; SALGADO, F. M. **Estrutura de suporte ancorada ME 41.1 no troço Cêta-Caíde da linha do Douro**. REFER, E.P. - Delegação Norte. 2007
- CARRETO, J.; SALGADO, F. M. **Estudo do colapso do cais de Ferradosa. Modelação numérica**. IPTM - Delegação do Norte e Douro. 2009
- CERNICA, J. N. **Geotechnical Engineering Foundation Design**: John Wiley & Sons, Inc. 1995.
- CLAYTON, C. R. I. et al. **Earth Pressure and Earth-Retaining Structures**. 3rd. Taylor & Francis Group, 2013.
- CLOUGH, G. W.; TSUI, Y. Performance of Tied-Back Walls in Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 100, n. 12, p. 1259-1273, 1974/12/01 1974. Available at: <<https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000128>>. Accessed on: 2021/05/16.
- COULOMB, C. A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. In: (Ed.). **Memoires De La Mathematique Et De Phys**, v.7, 1773. p.343-382.
- DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 4th. PWS Publishing Company, 1998.

DRUCKER, D. C.; PRAGER, W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. *Quart. Appl. Math.*, v. 10, p. 157-165, 1952.

ESTEVEES, J. C. Paredes de contenção mono-escoradas em solos argilosos. Análise considerando o efeito da consolidação. 2008. (Mestrado Integrado em Engenharia Civil 2007/2008). Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

ESTEVEES, J. C.; BORGES, J. L. **Paredes de contenção mono-escoradas em solos argilosos sobreconsolidados: Análise do efeito da altura enterrada da parede.** 12º Congresso Nacional de Geotecnia Guimarães: 659-668 p. 2010.

FERNANDES, M. D. M. **Estruturas Flexíveis Para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento.** 1983. (Doutor). Engenharia Civil, Universidade do Porto

FERNANDES, M. D. M. **Observação e análise por elementos finitos de uma escavação suportada por uma parede moldada ancorada.** Revista Geotecnia: 3-21 p. 1984.

FERNANDES, M. D. M. **Movimentos associados a escavações suportadas por estruturas flexíveis.** 1º Encontro Nacional de Geotecnia. Lisboa: I25-I51 p. 1985.

FERNANDES, M. D. M. **Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica.** 2ª Edição. 2015. 592 ISBN 978-972-752-178-4.

FINE. **GE05.** Guia de Usuário: Fine Ltd 2018.

GOLDBERG, D. T.; JAWORSKI, W. E.; GORDON, M. D. Lateral Support Systems and Underpinning, Volume III: Construction Methods. 1976. Available at: < <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/25310> >.

GUERRA, N. Capítulo 5 - Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-escoradas. <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/OG.htm>, 2009a.

GUERRA, N. **Capítulo 6 - Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-ancoradas.** <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/OG.htm> 2009b.

HANNA, T. H.; M.G., A.-T. Anchor supported walls, research and practice. *Ground Engineering*, v. 5, n. 2, p. 16-20, 1972.

HANNA, T. H.; MATAALLANA, G. A. The behavior of tied-back retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 7, n. 4, p. 372-396, 1970/11/01 1970. ISSN 0008-3674. Available at: < <https://doi.org/10.1139/t70-050> >. Accessed on: 2021/05/16.

JURAN, I.; ELIAS, V. Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures. In: FANG, H.-Y. (Ed.). **Foundation Engineer Handbook**. 2nd: Springer, v.2, 1991. chap. 26, p.868-902.

LANCELOTTA, R. **Geotechnical Engineering**. 2nd Edition. Taylor & Francis, 2009.

PECK, R. B. **Fifty Years of Lateral Earth Support**. Design and Performance of Earth Retaining Structures. Ithaca: 1-7 p. 1990.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. **Foundation Engineering**. 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc., 1974. ISBN 0 471 67586-5.

RANKINE, W. J. On the stability of loose earth. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**, v. 147, p. 9-27, 1857/01/01 1857. Available at: < <https://doi.org/10.1098/rstl.1857.0003> >. Accessed on: 2021/05/17.

REDDY, J. N. **An Introduction to the Finite Element Method**. 2nd. McGraw-Hill, 1993.

ROWE, P. W. ANCHORED SHEET-PILE WALLS. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 1, n. 1, p. 27-70, 1952. Available at: < <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/iicep.1952.10942> >.

SALGADO, F. M. et al. Número mínimo de ensaios em ancoragens. 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães: 10 p. 2010.

TACITANO, M. **Análise de Paredes de Contenção Através do Método Unidimensional Evolutivo**. 2006. (Doutorado). Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas

TERZAGHI, K. Old Earth-Pressure Theories and New Test Results. **Engineering News-Record**, v. 85, n. 14, p. 632-637, 1920.

TERZAGHI, K. Large Retaining Wall Tests. I. Pressure of Dry Sand. **Engineering News-Record**, v. 112, n. 5, p. 136-140, 1934.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, Inc, 1943.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Foundations, retaining and earth structures : the art of design and construction and its scientific basis in soil mechanics**. New York (N.Y.) : McGraw-Hill, 1973. ISBN 0070653771. Available at: < <http://lib.ugent.be/catalog/rug01:000002269> >.

VANECKOVA, V.; LAURIN, J.; PRUSKA, J. **Sheeting Wall Analysis by the Method of Dependent Pressures**. GEOTEC HANOI 2011 - Geotechnics for Sustainable Development Hanoi 2011.

YU, H.-S. **Plasticity and Geotechnics**. 1st Edition. Springer, 2006.

APÊNDICE A – Representação do faseamento construtivo nos módulos do GEO5

As Figuras a seguir, A47 a A54, apresentam a modelagem do faseamento construtivo no módulo verificação de contenções do programa GEO5.

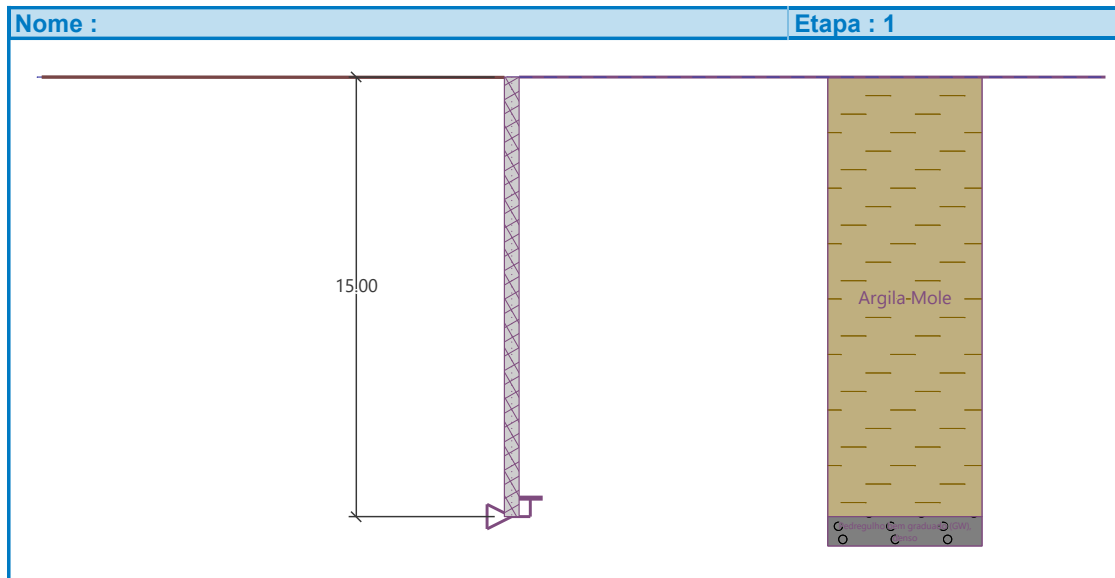


Figura A47 – Fase construtiva 1 – VC.

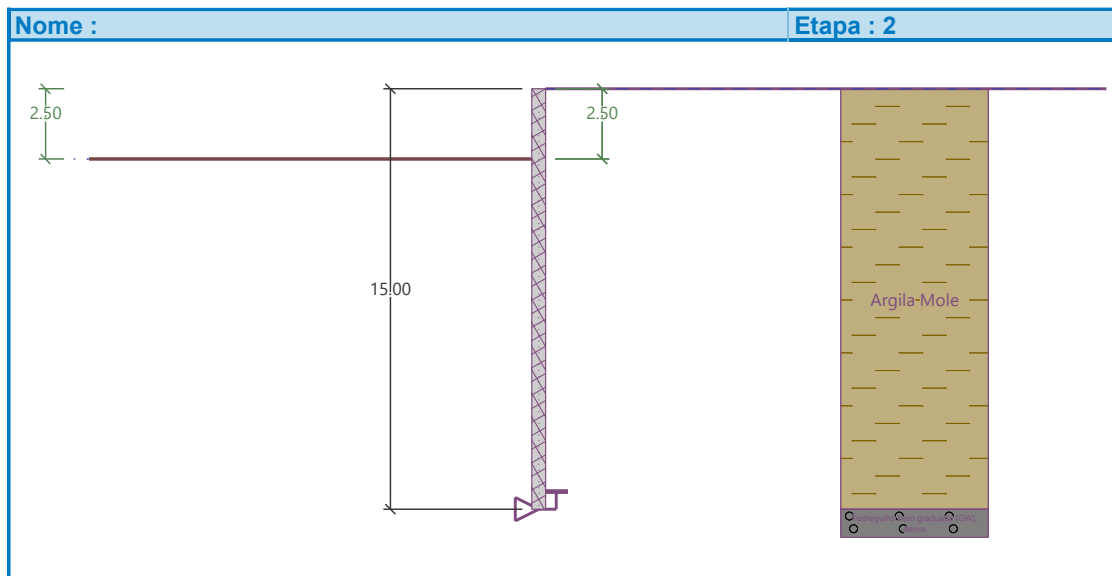


Figura A48 – Fase construtiva 2 – VC.

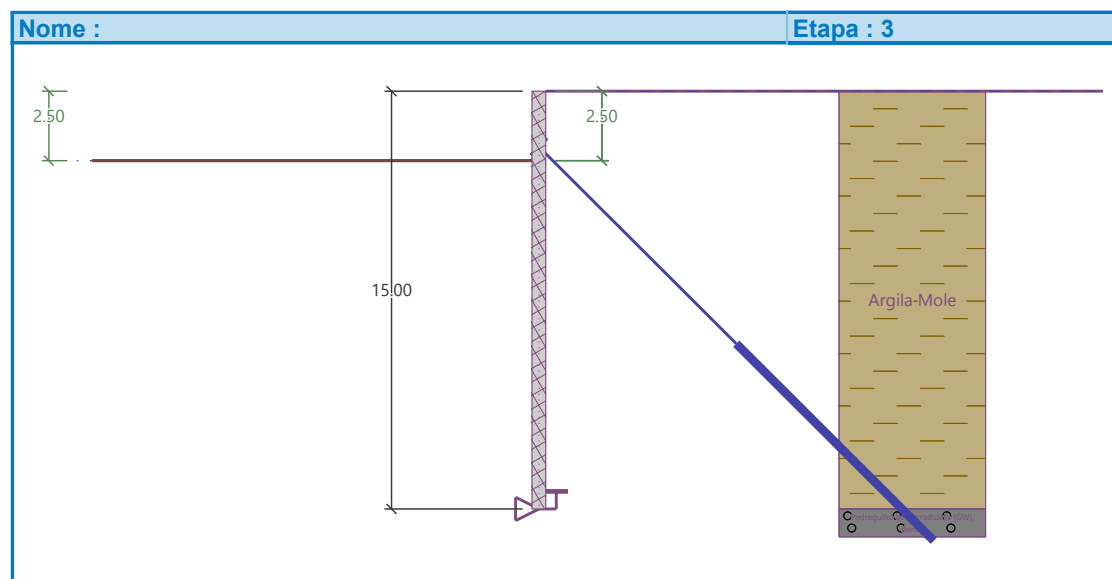


Figura A49 – Fase construtiva 3 – VC.

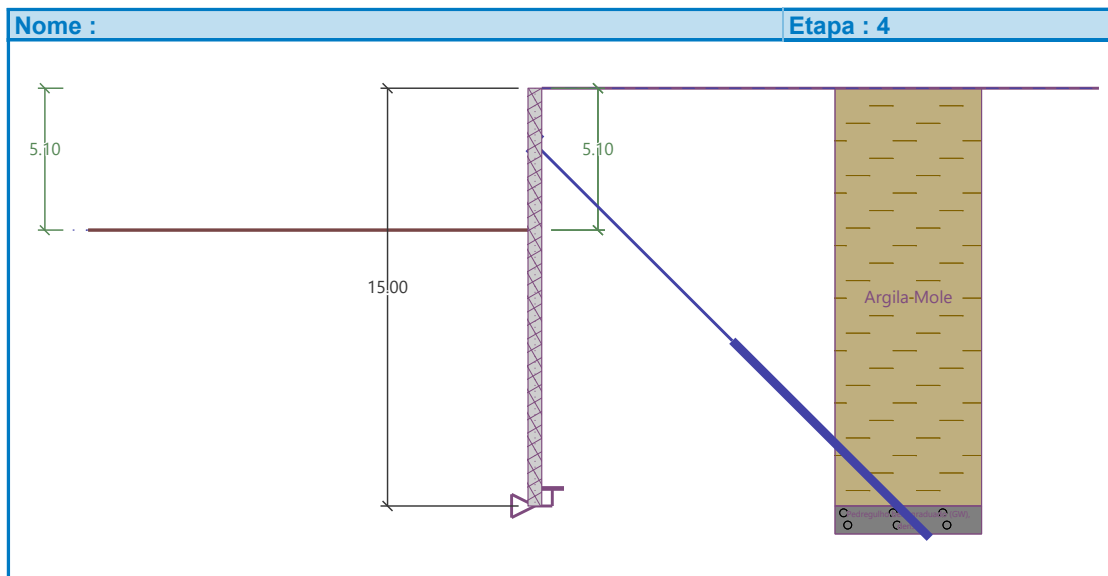


Figura A50 – Fase construtiva 4 – VC.

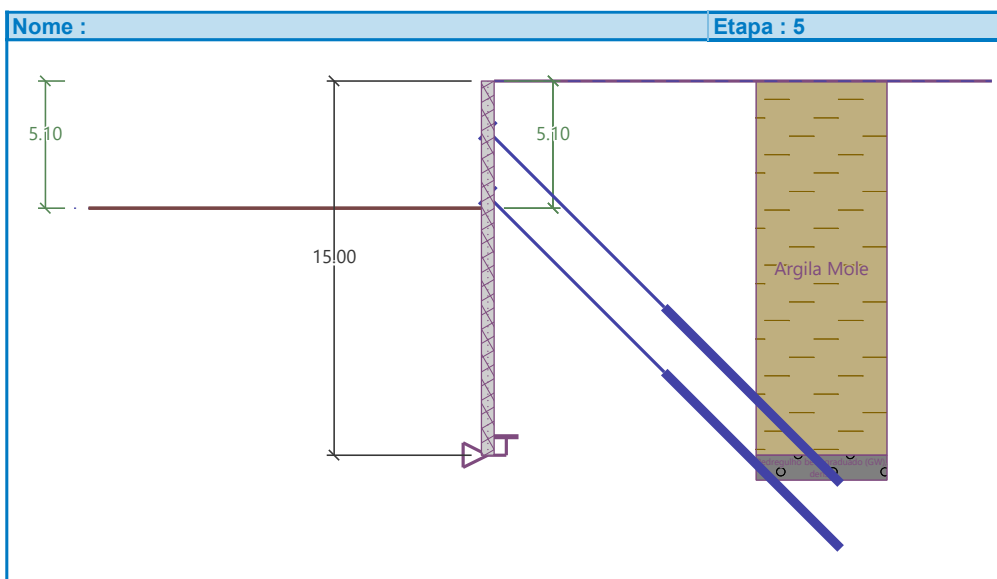


Figura A51 – Fase construtiva 5 – VC.

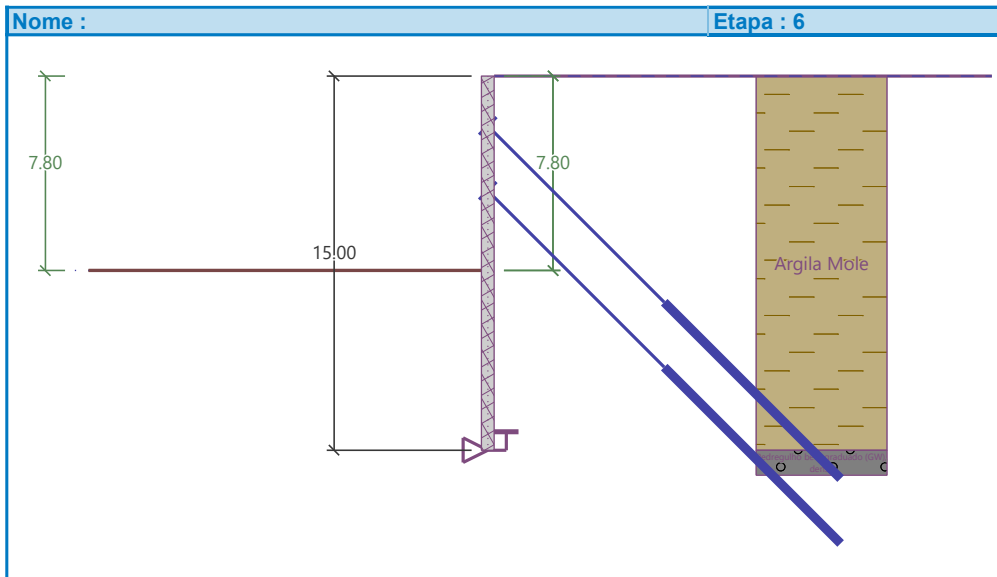


Figura A52 – Fase construtiva 6 – VC.

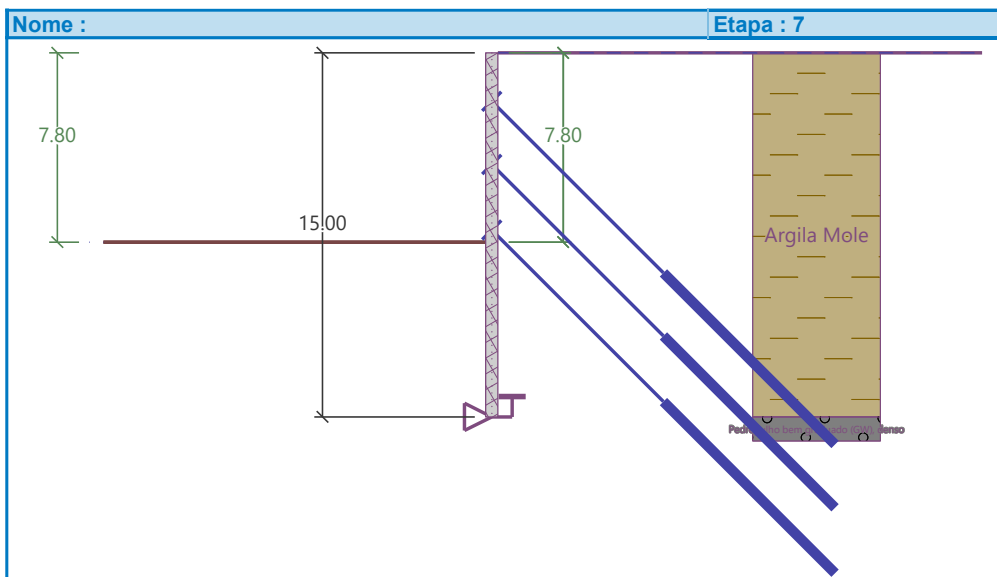


Figura A53 – Fase construtiva 7 – VC.

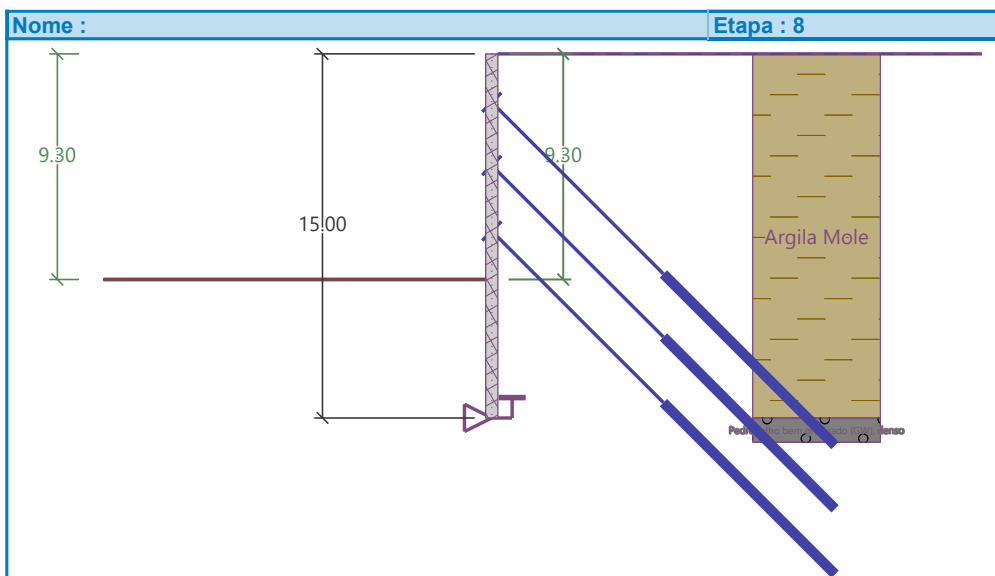


Figura A54 – Fase construtiva 8 – VC.

As Figuras a seguir, A55 a A63, apresentam a malha de elementos finitos e a modelagem do faseamento construtivo no módulo método dos elementos finitos do programa GEO5.

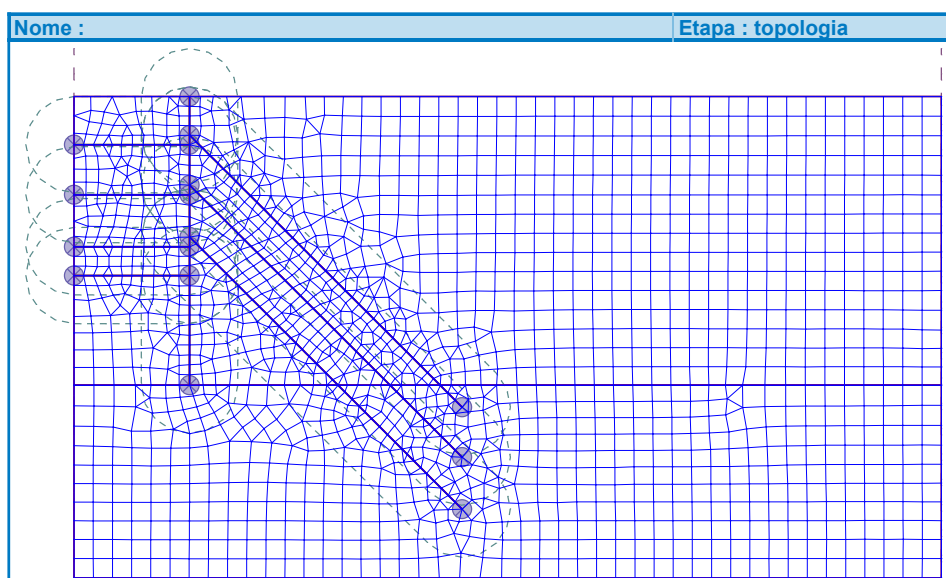


Figura A55 – Malha de elementos finitos.

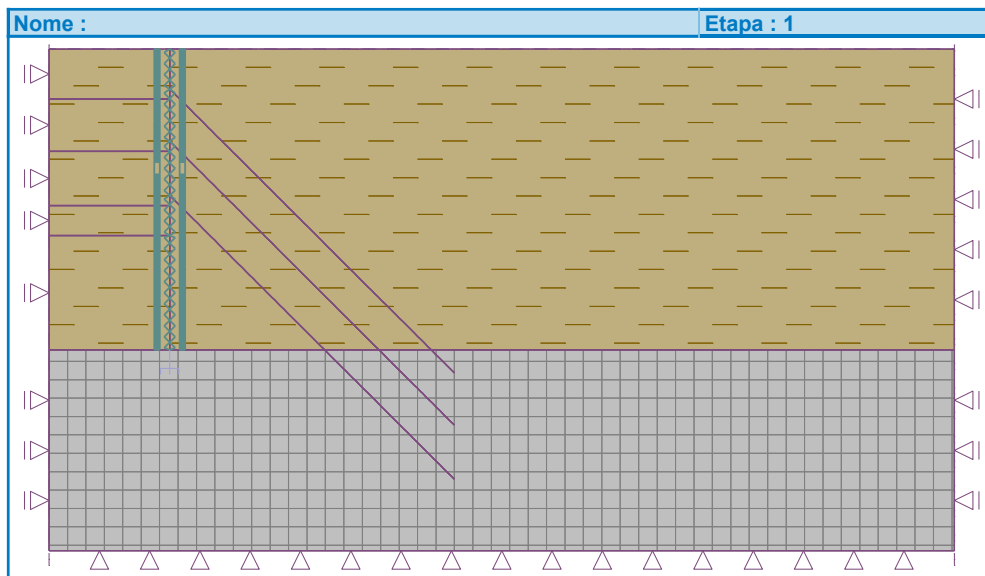


Figura A56 – Fase construtiva 1 – MEF.

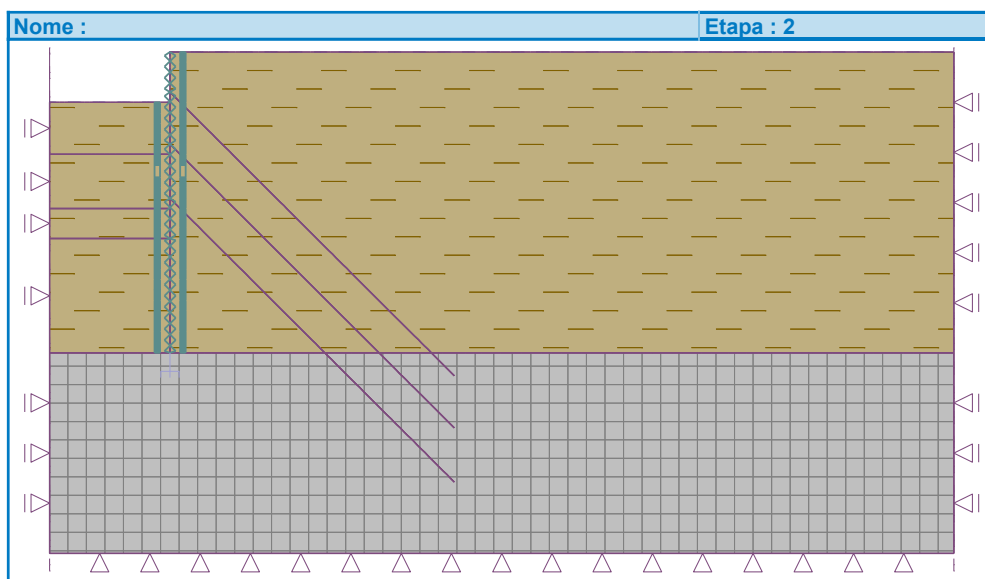


Figura A57 – Fase construtiva 2 – MEF.

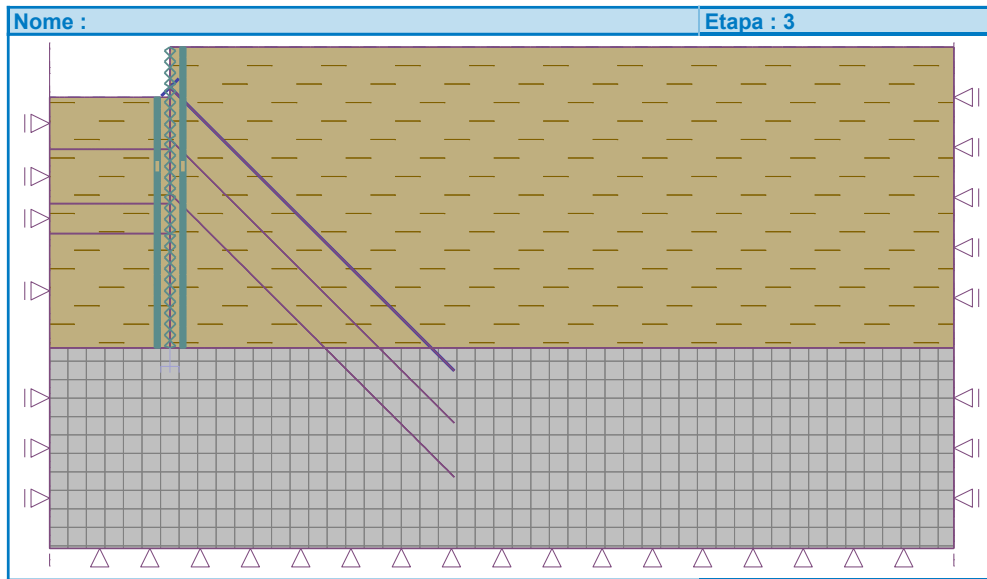


Figura A58 – Fase construtiva 3 – MEF.

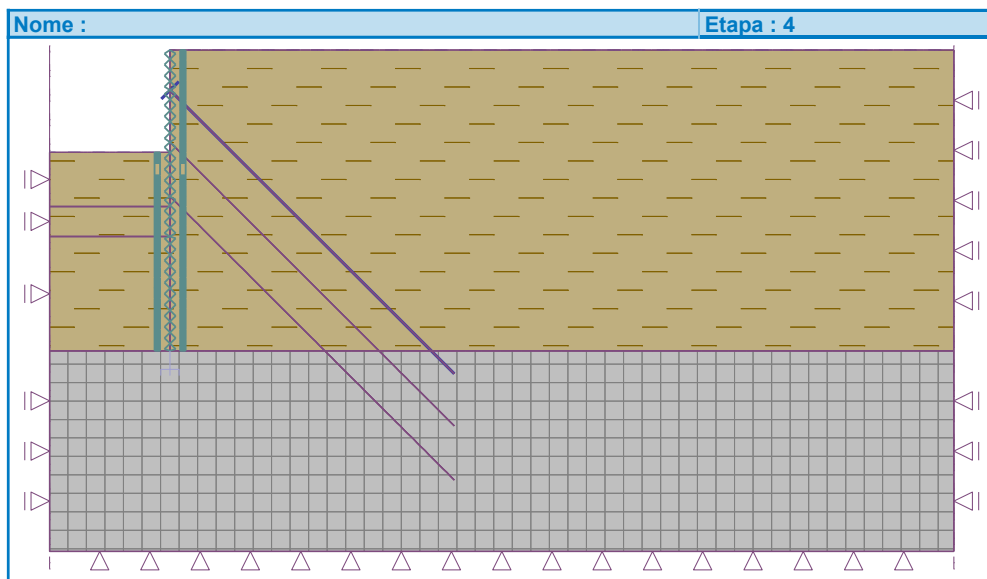


Figura A59 – Fase construtiva 4 – MEF.

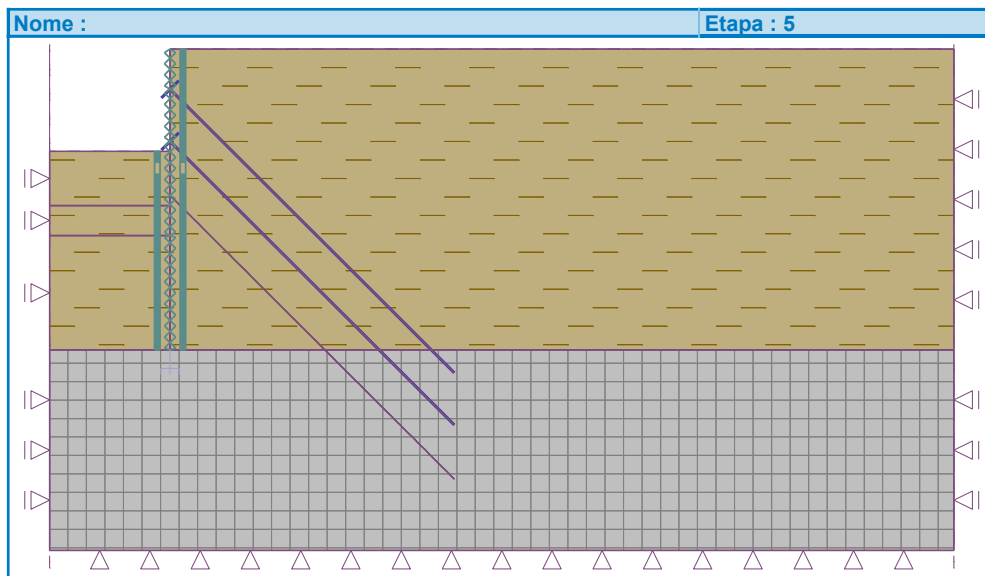


Figura A60 – Fase construtiva 5 – MEF.

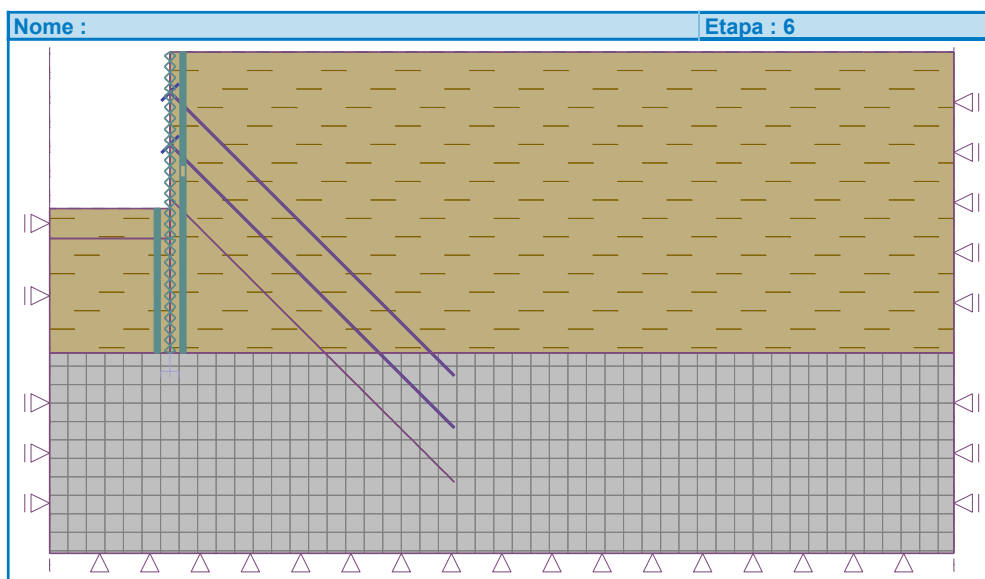


Figura A61 – Fase construtiva 6 – MEF.

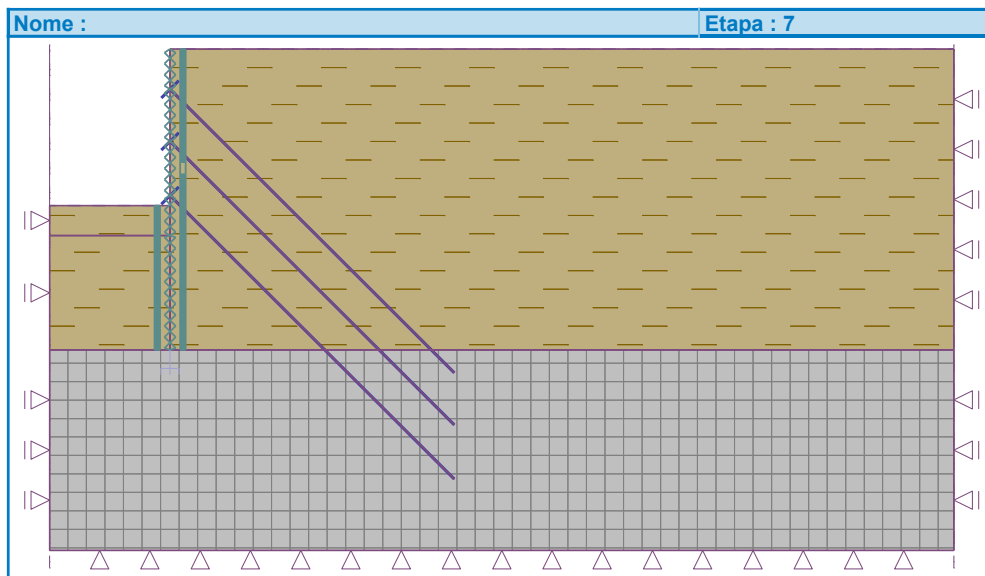


Figura A62 – Fase construtiva 7 – MEF.

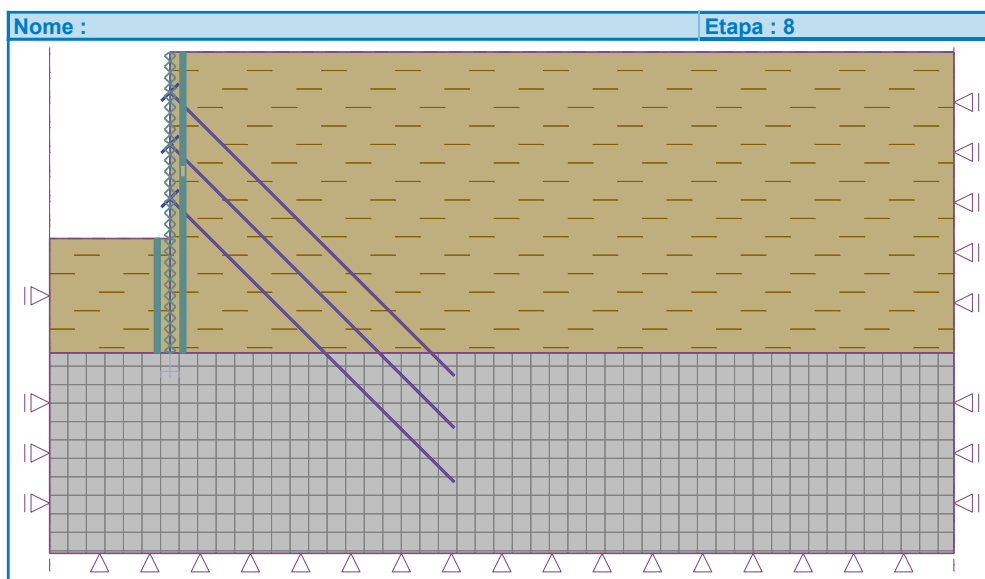


Figura A63 – Fase construtiva 8 – MEF.

APÊNDICE B – Apresentação dos resultados no GEO5

As Figuras a seguir, B64 a B66, ilustram a maneira que o módulo verificação de contenções apresenta os resultados para a última fase construtiva de uma das análises realizadas neste trabalho, de forma a mostrar como o programa apresenta os resultados da análise.

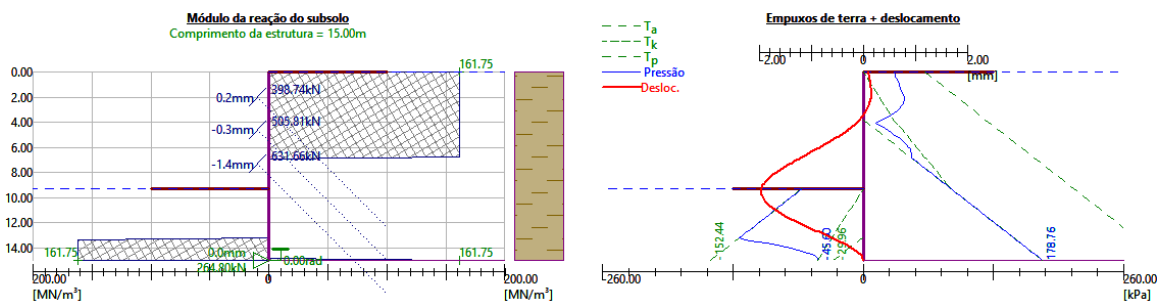


Figura B64 – Apresentação de resultados do módulo VC: Módulo de reação do subsolo e pressões de terra.

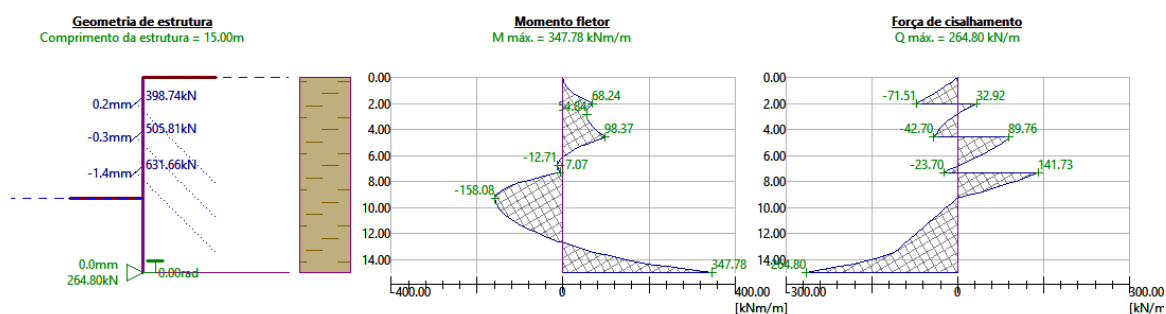


Figura B65 – Apresentação de resultados do módulo VC: Forças internas na estrutura.

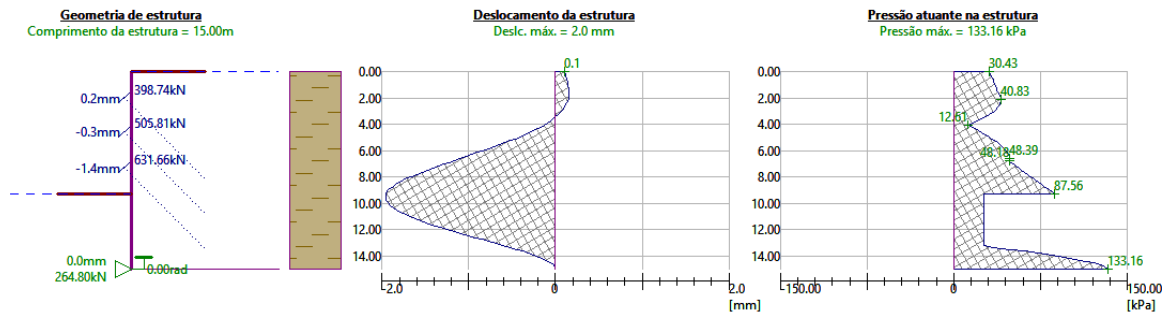


Figura B66 – Apresentação de resultados do módulo VC: Deslocamento horizontal e pressões de terra na estrutura.

As Figuras B67 e B68 ilustram a maneira que o método de elementos finitos apresenta os resultados para a última fase construtiva de uma das análises realizadas neste trabalho, de forma a mostrar como o programa apresenta os resultados da análise.

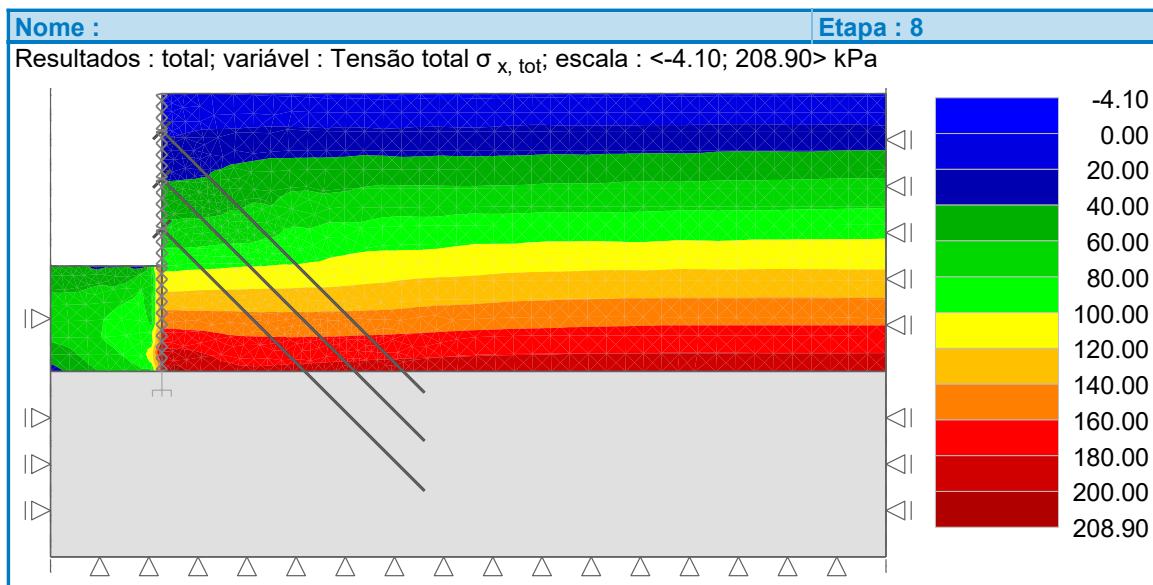


Figura B67 – Apresentação de resultados do módulo MEF – Pressões de terra totais horizontais.

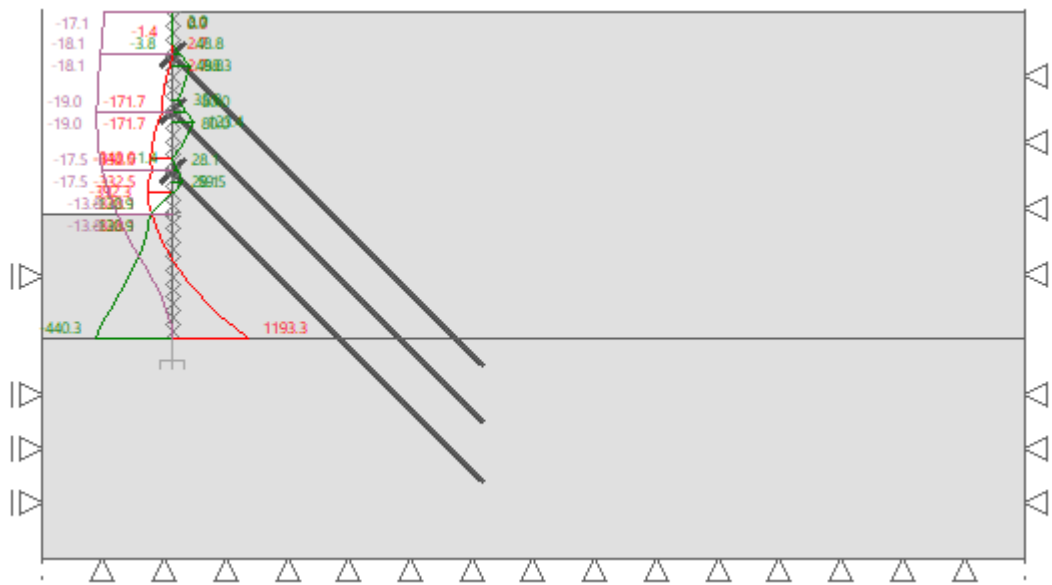


Figura B68 – Apresentação de resultados do módulo MEF: Deslocamentos em mm (cinza), esforço transverso em kN/m (verde) e momento fletor em kNm/m (vermelho) e esforços na estrutura.

APÊNDICE C – Faseamento construtivo

As Figuras a seguir, C69 a C76, apresentam a evolução dos deslocamentos, pressões de terra, esforço transverso e momento fletor para cada uma das fases construtivas que foram unificadas na Figura 34.

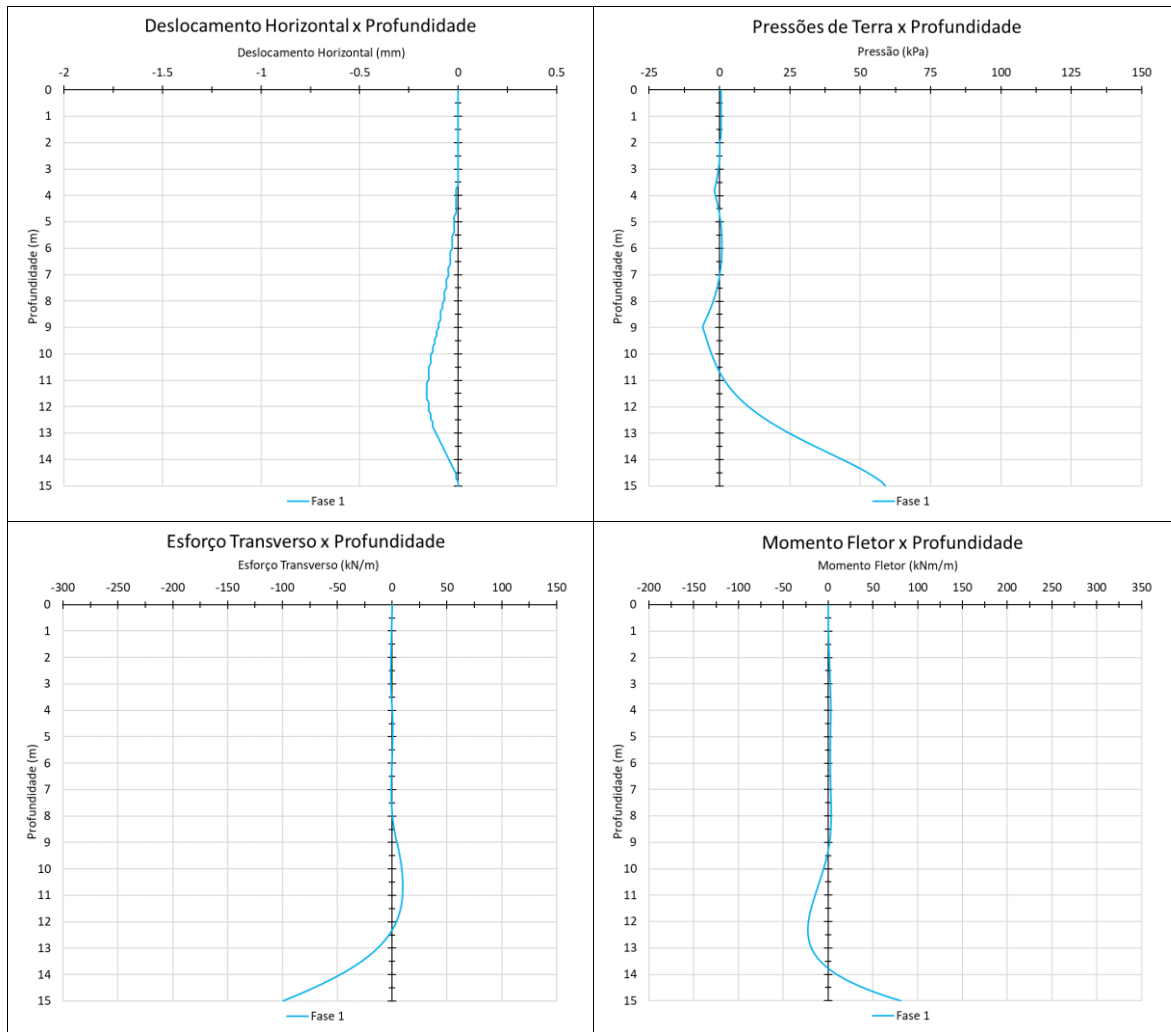


Figura C69 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 1 – VC.

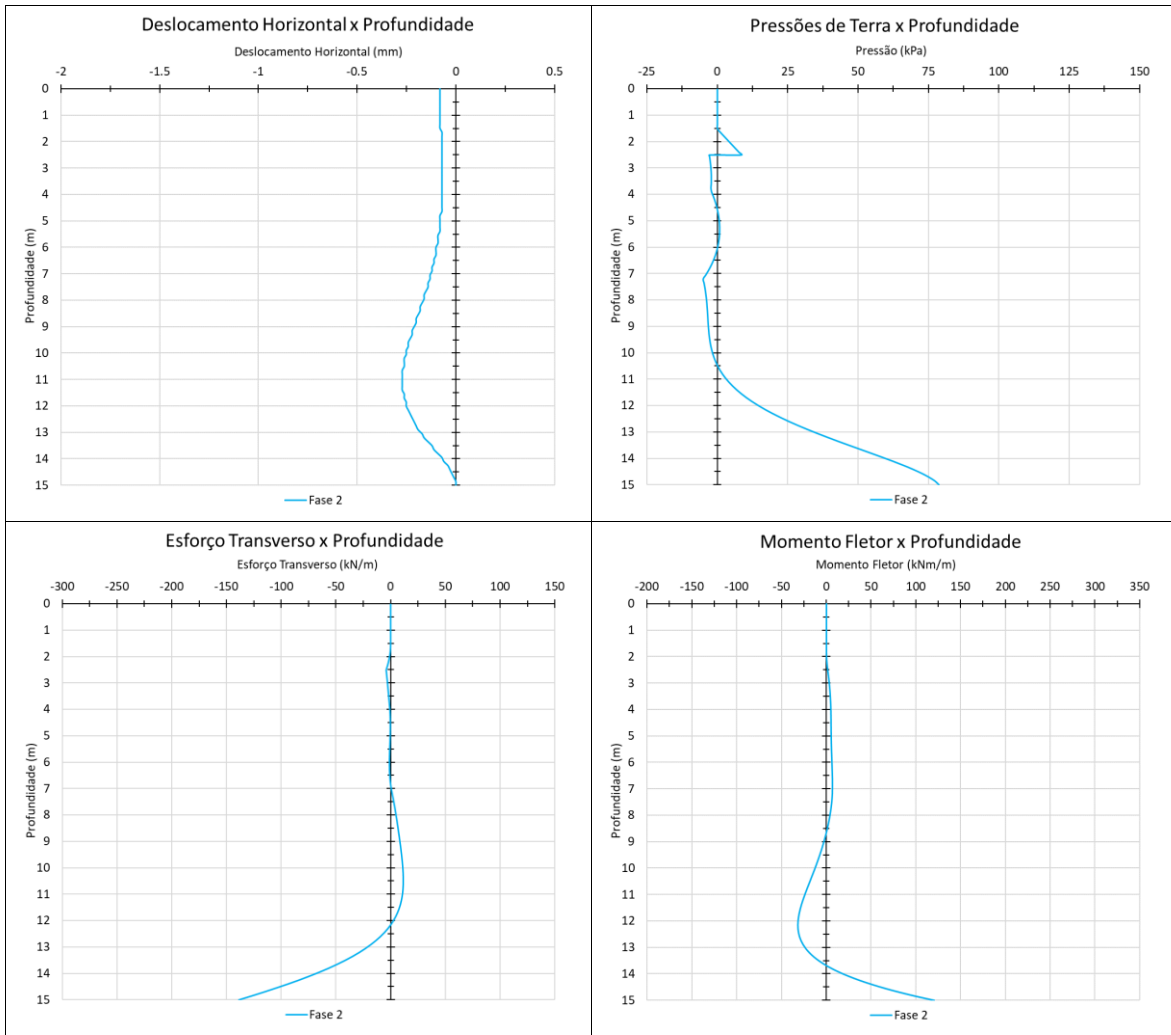
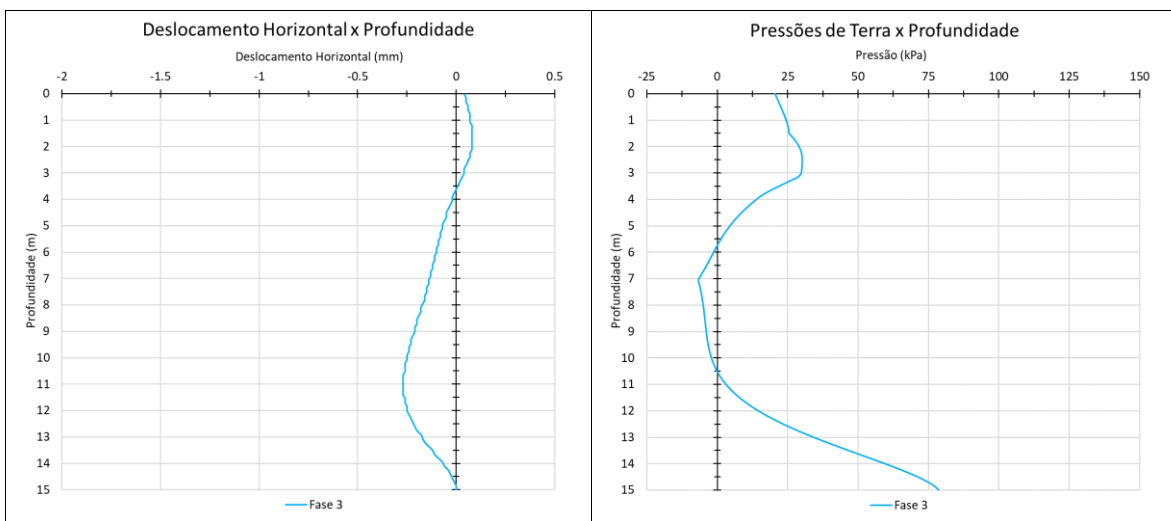


Figura C70 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 2 – VC.



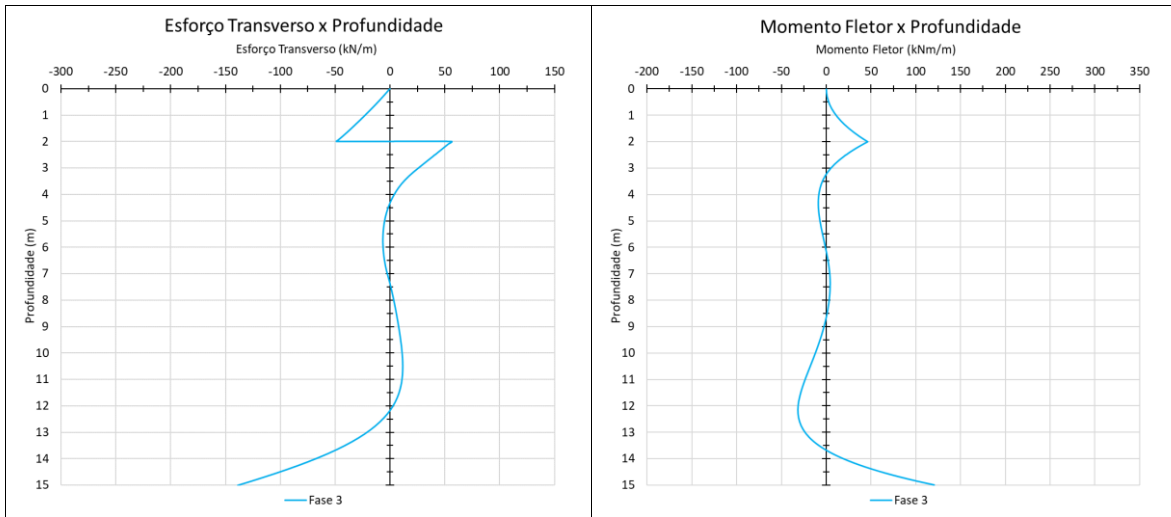


Figura C71 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 3 – VC.

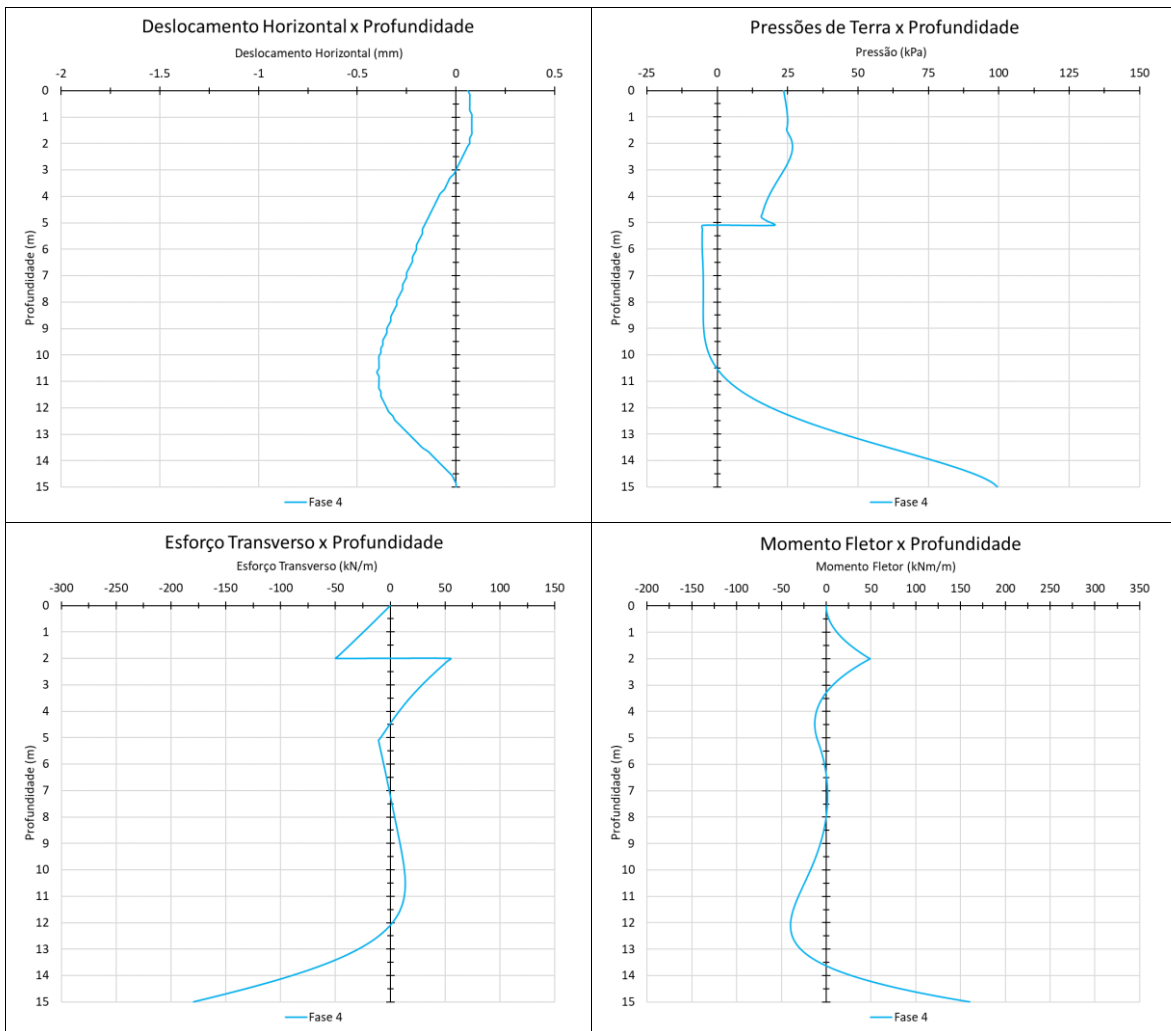


Figura C72 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 4 – VC.

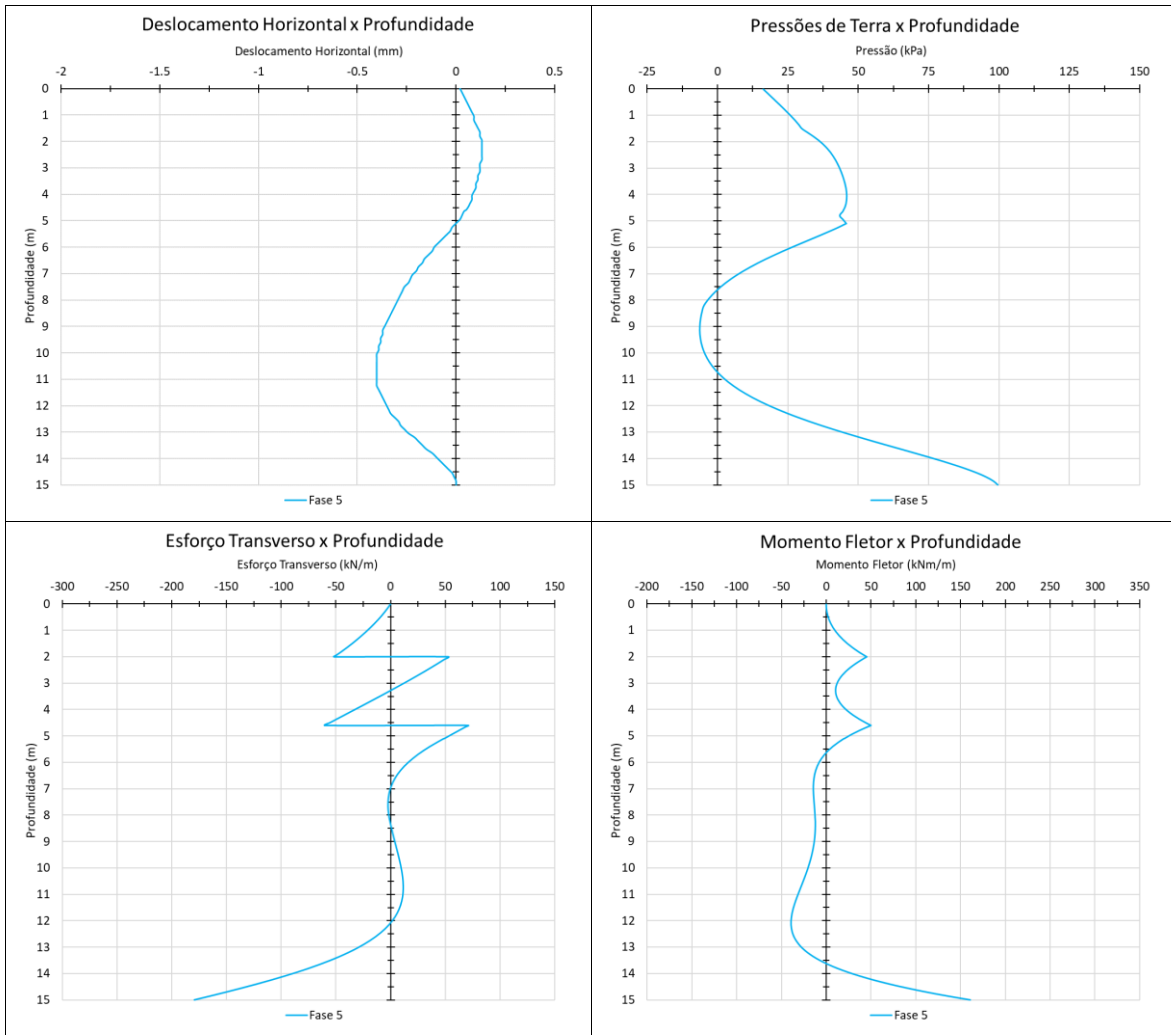
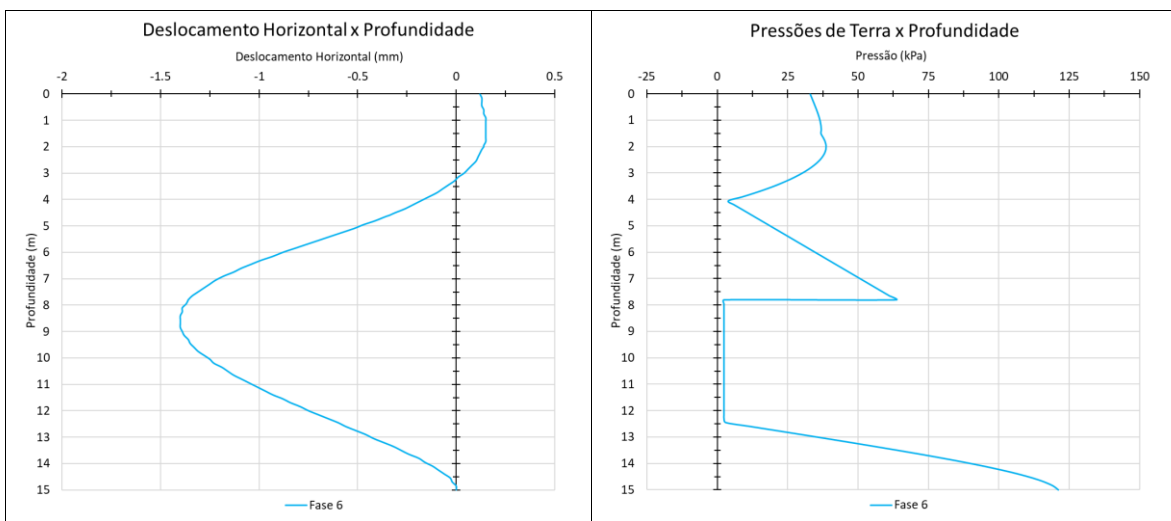


Figura C73 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 5 – VC.



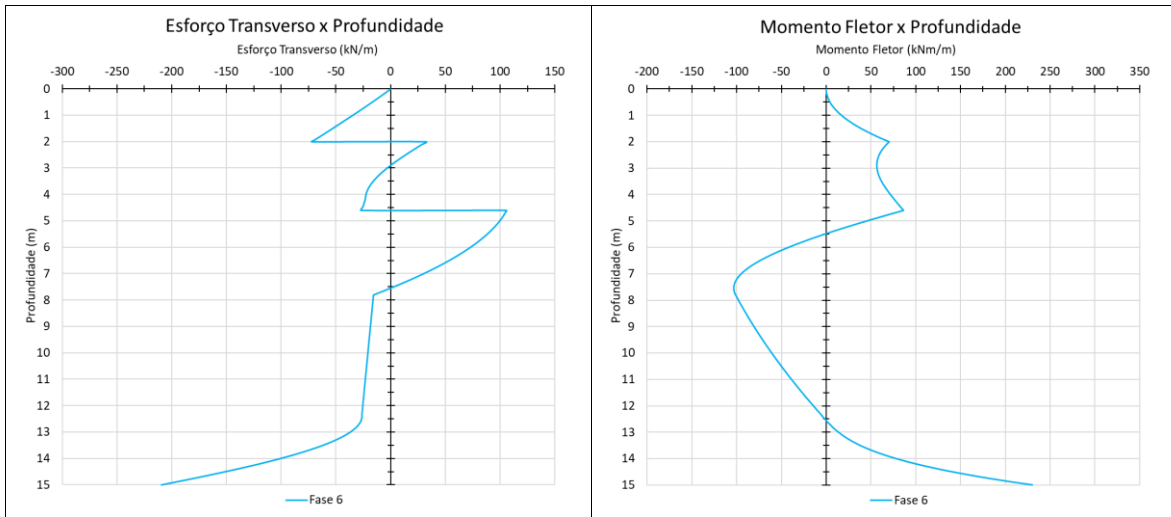
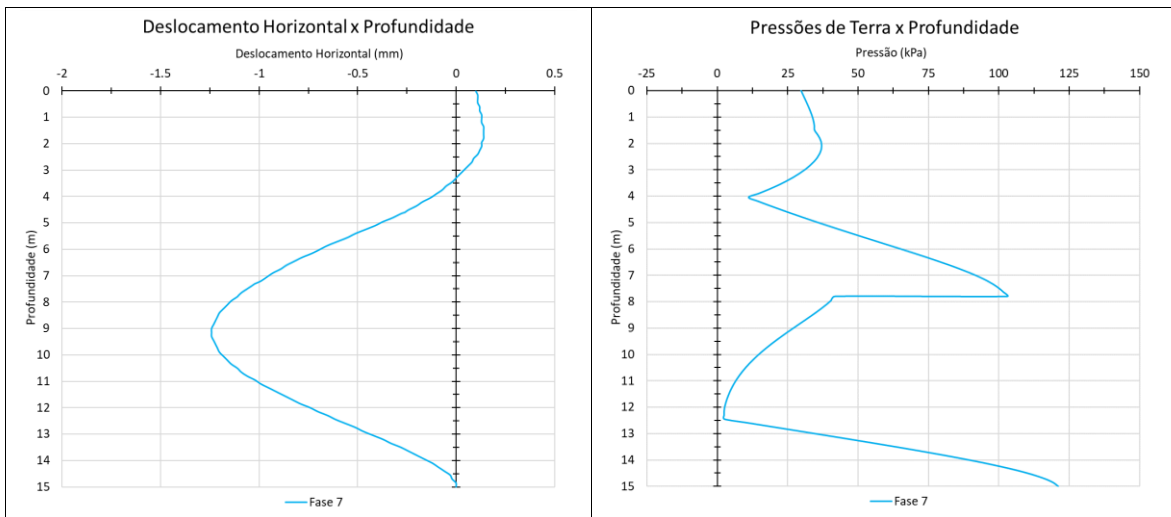


Figura C74 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 6 – VC.



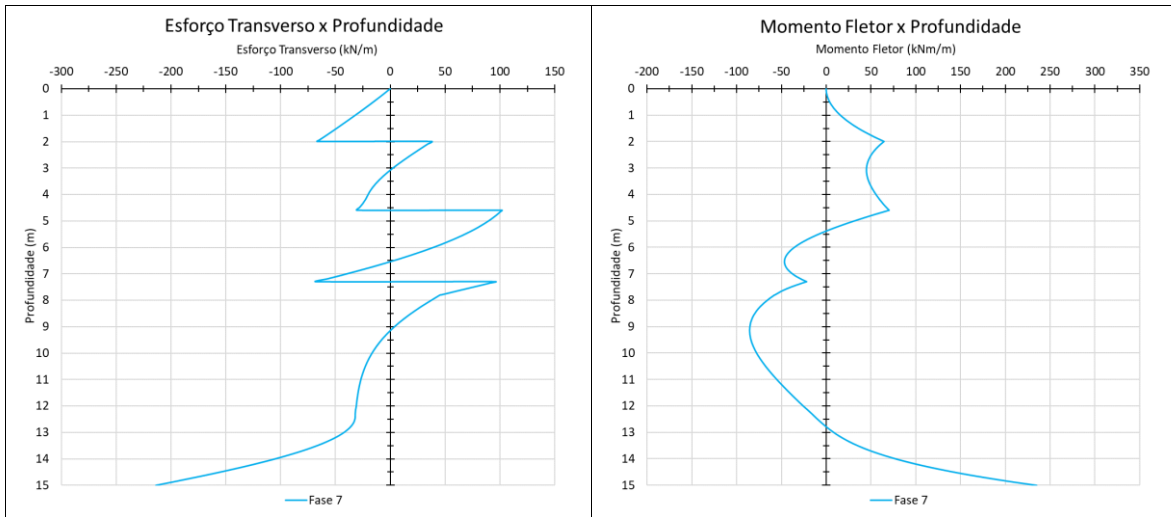


Figura C75 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 7 – VC.

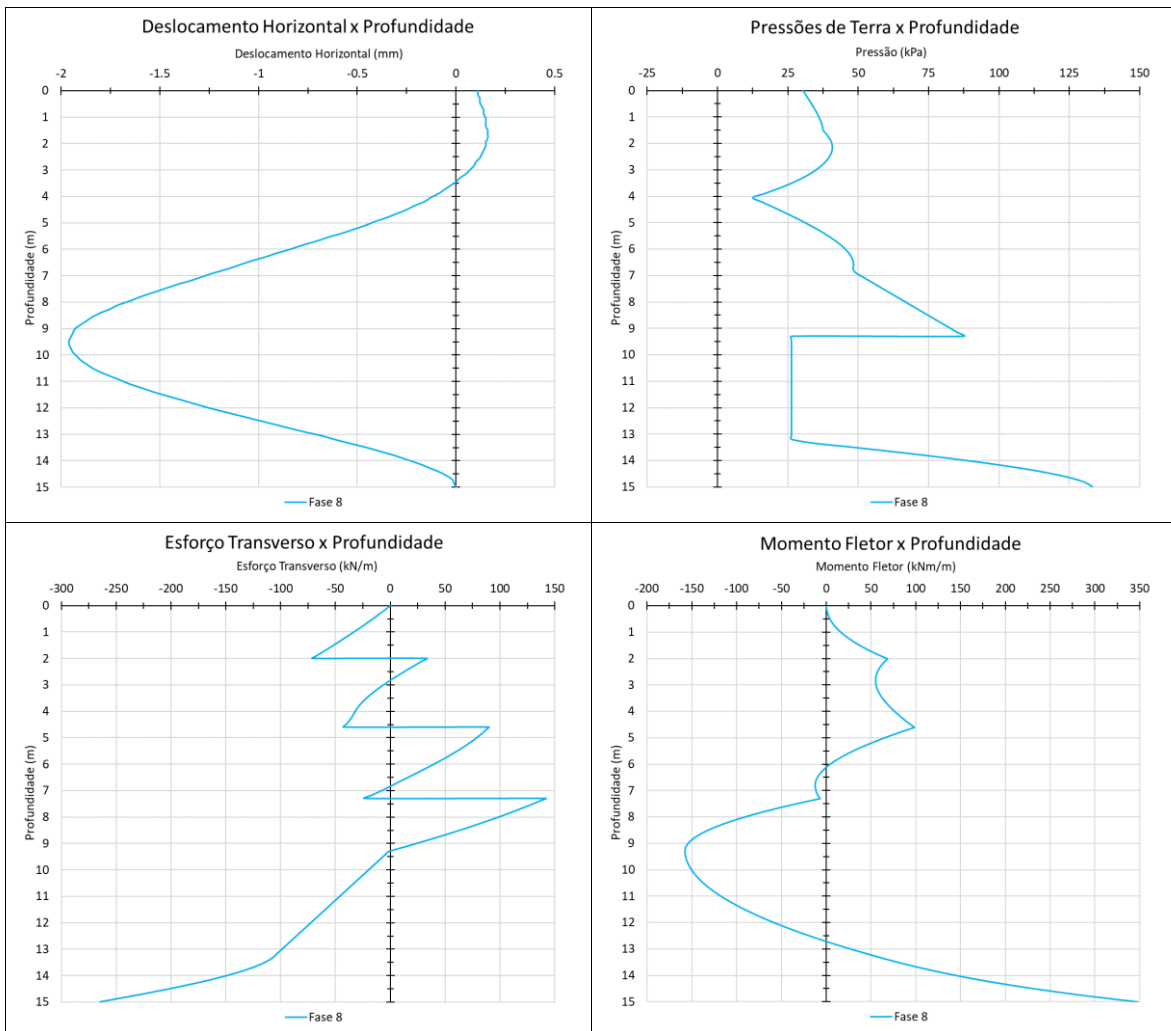


Figura C76 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 8 – VC.

As Figuras a seguir, C77 a C84, apresentam a evolução dos deslocamentos, pressões de terra, esforço transverso e momento fletor para cada uma das fases construtivas que foram unificadas na Figura 37.

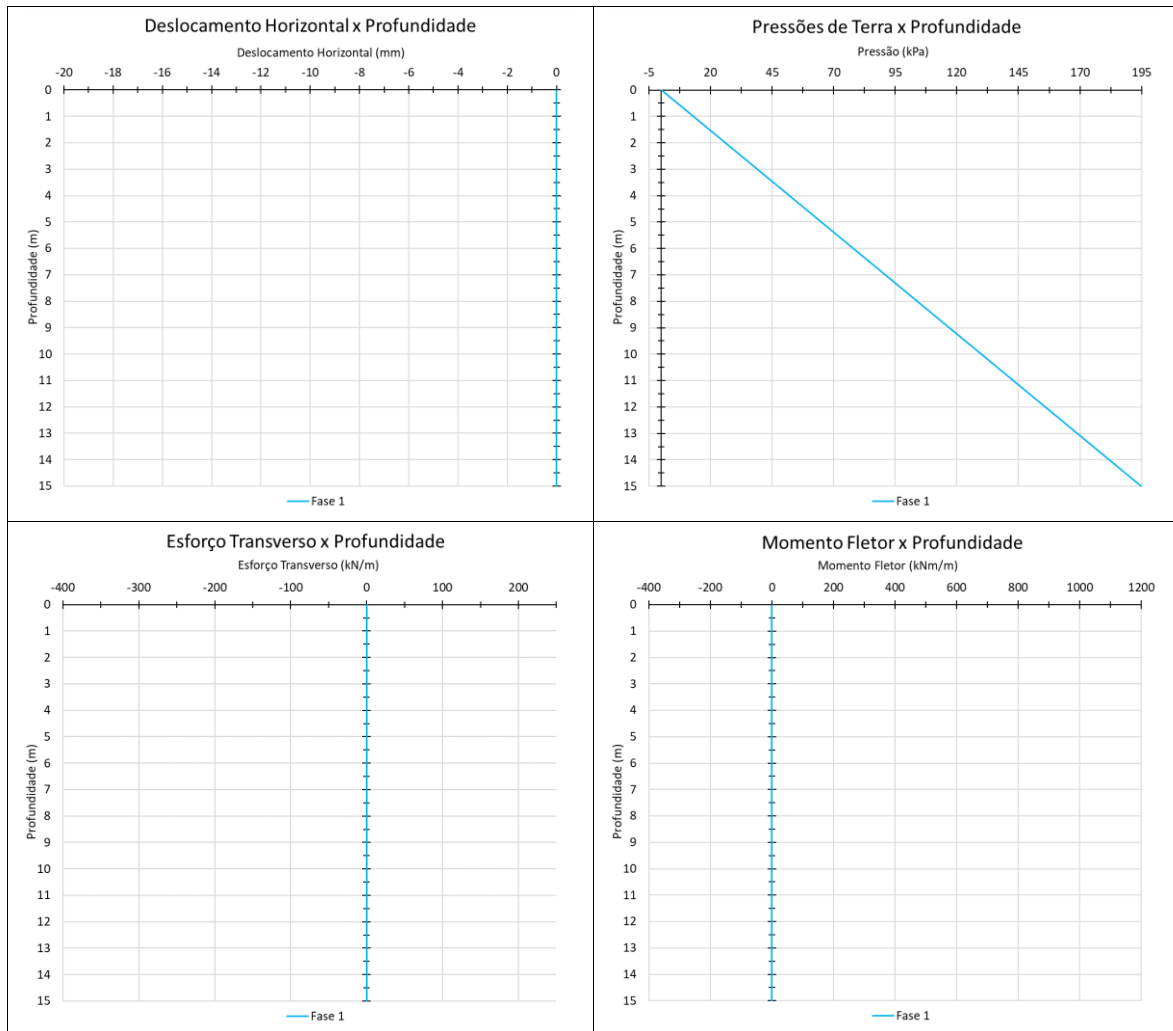


Figura C77 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 1 – MEF.

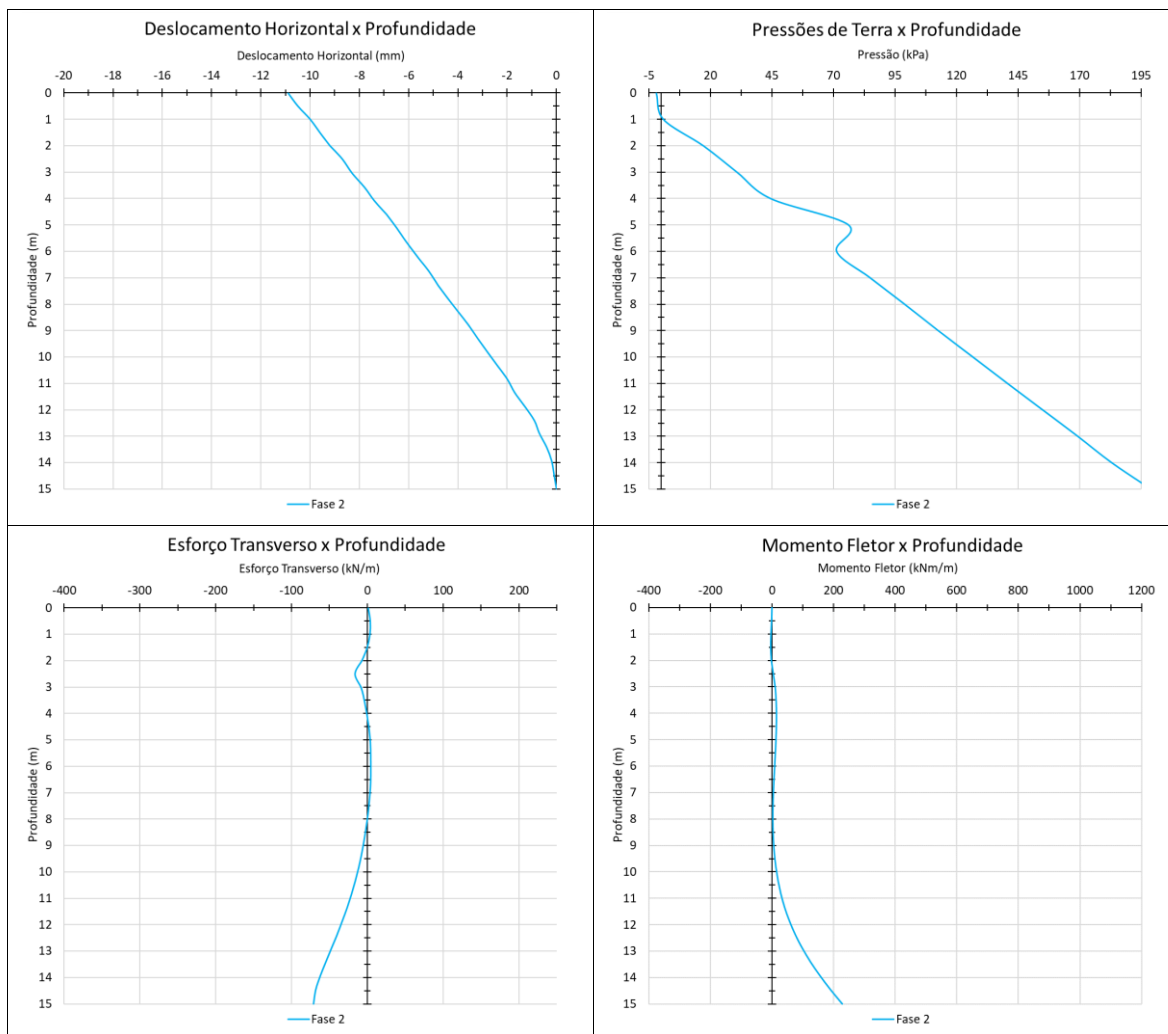
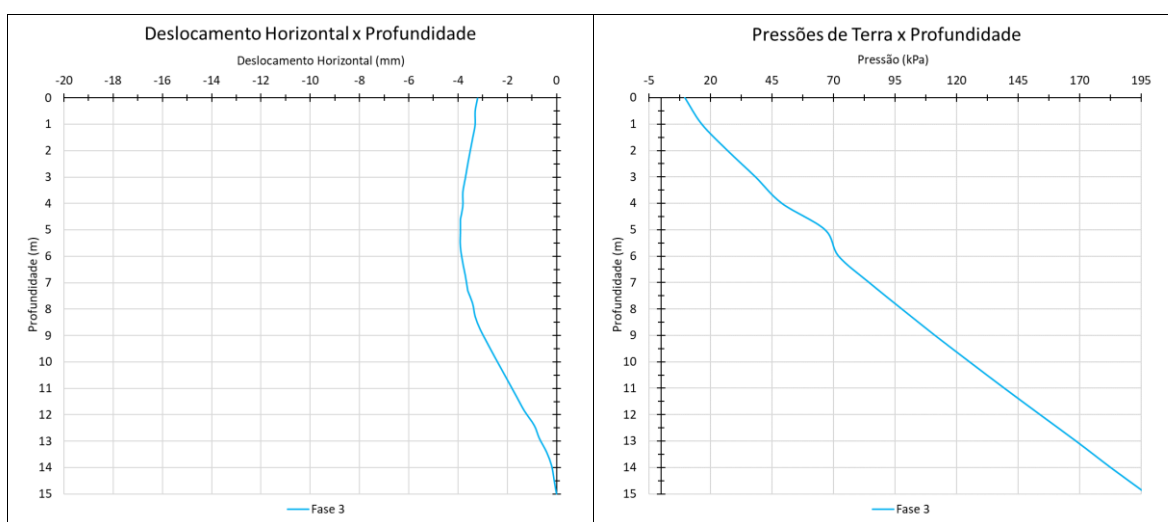


Figura C78 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 2 – MEF.



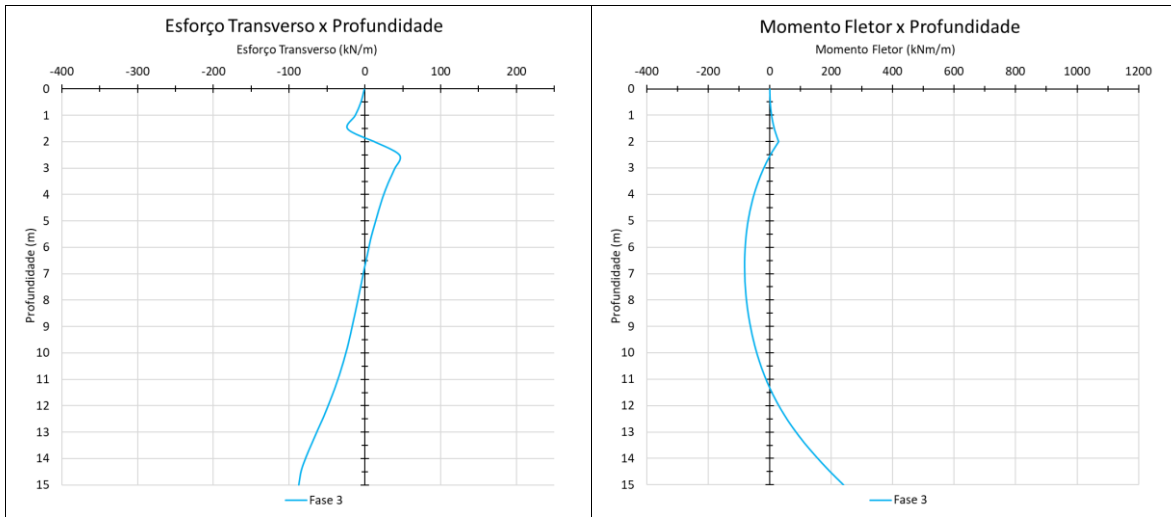


Figura C79 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 3 – MEF.

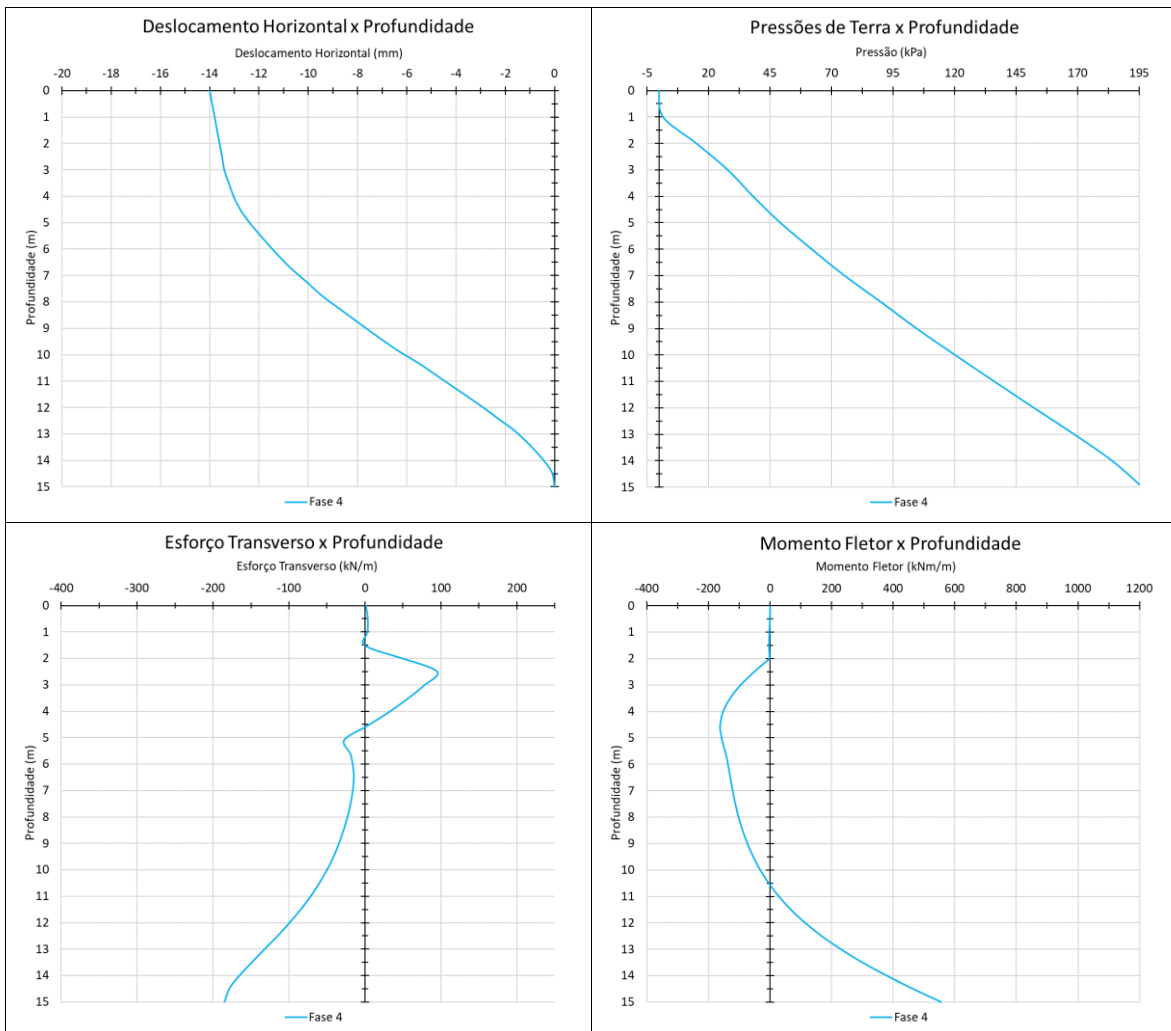


Figura C80 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 4 – MEF.

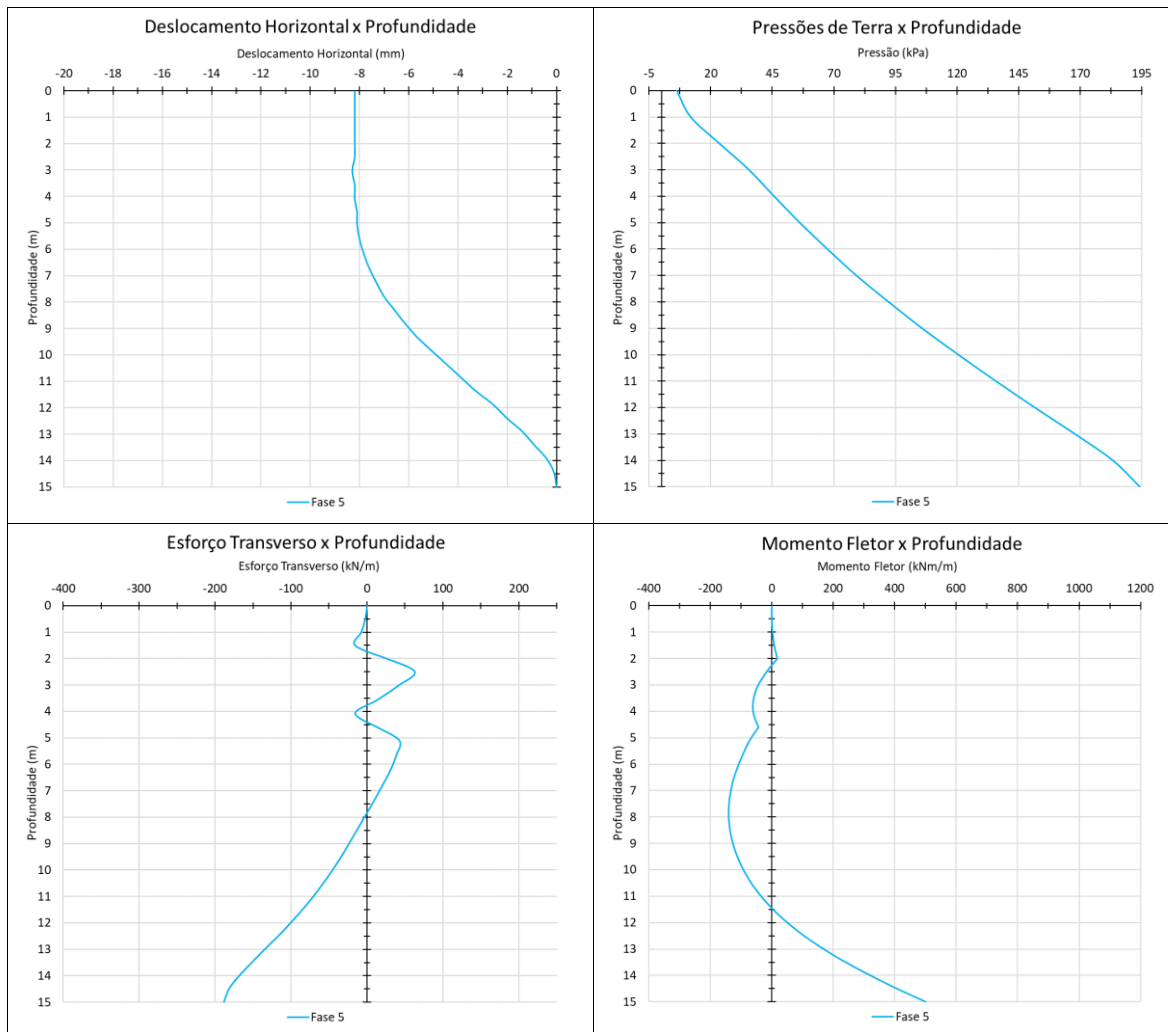
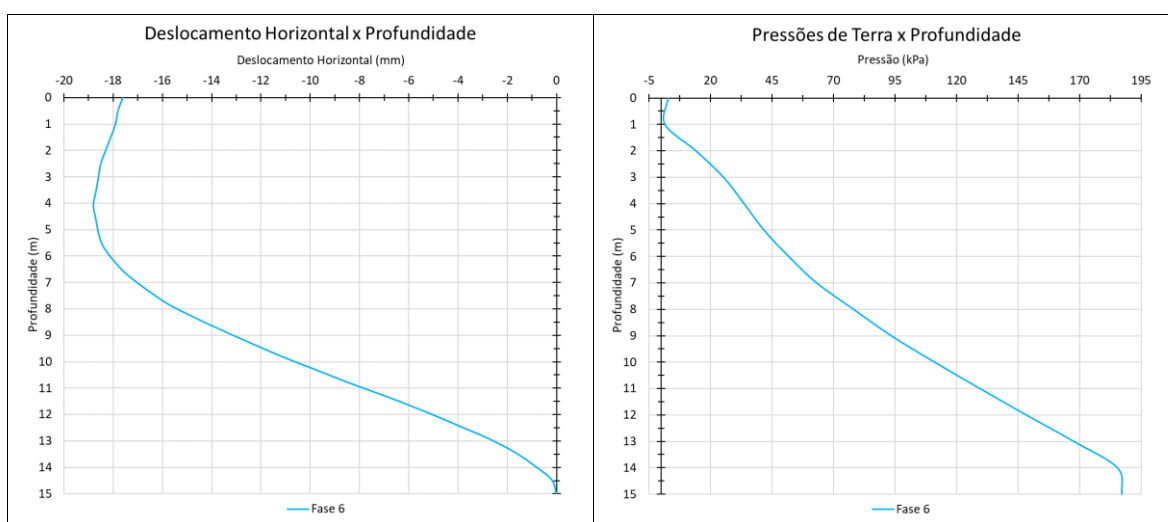


Figura C81 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 5 – MEF.



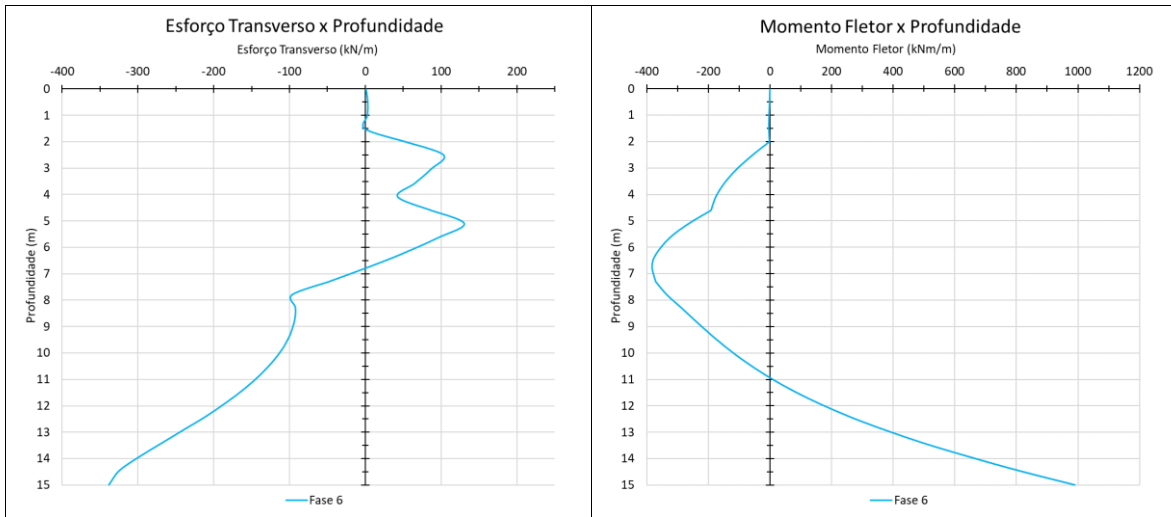


Figura C82 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 6 – MEF.

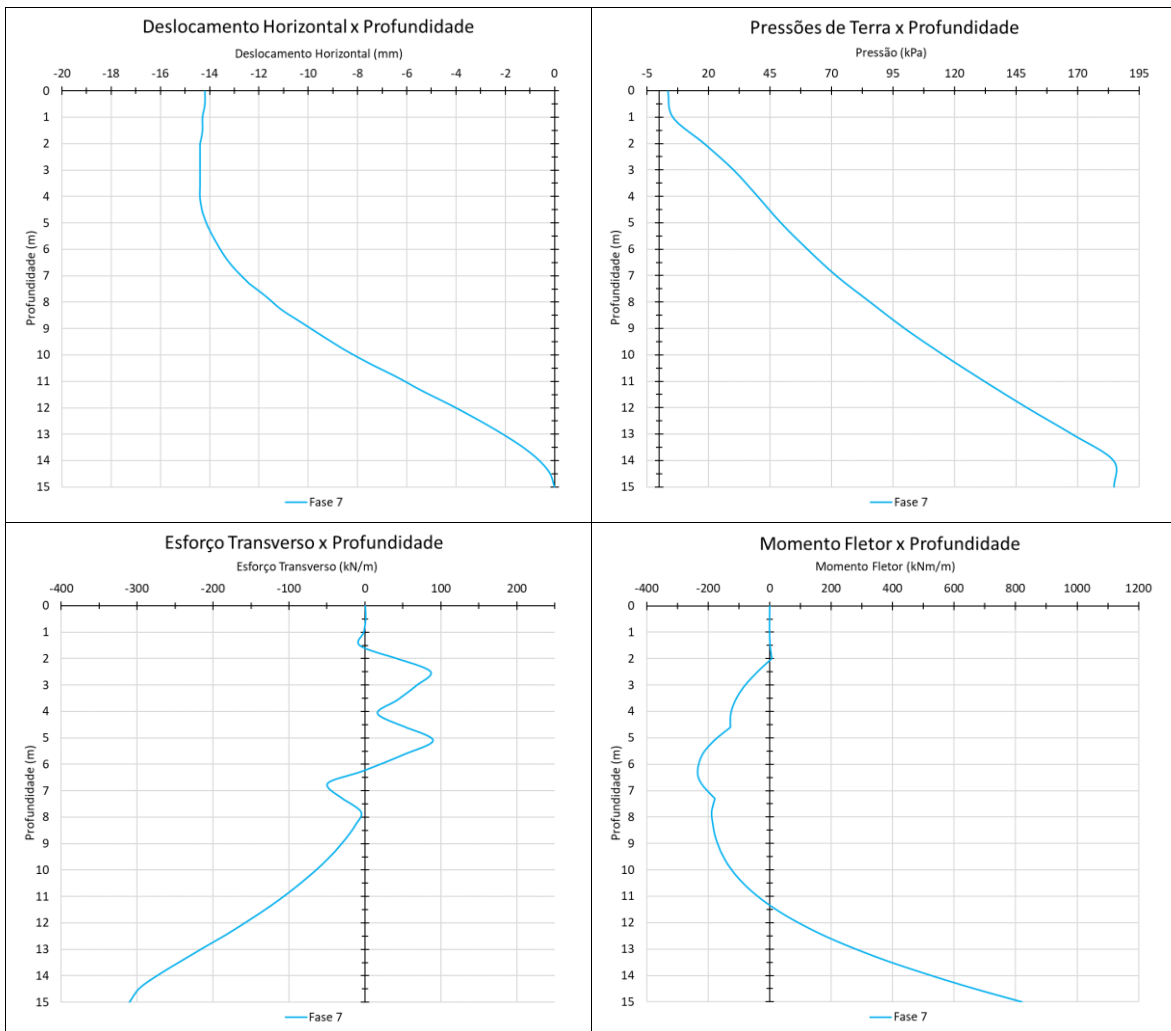


Figura C83 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 7 – MEF.

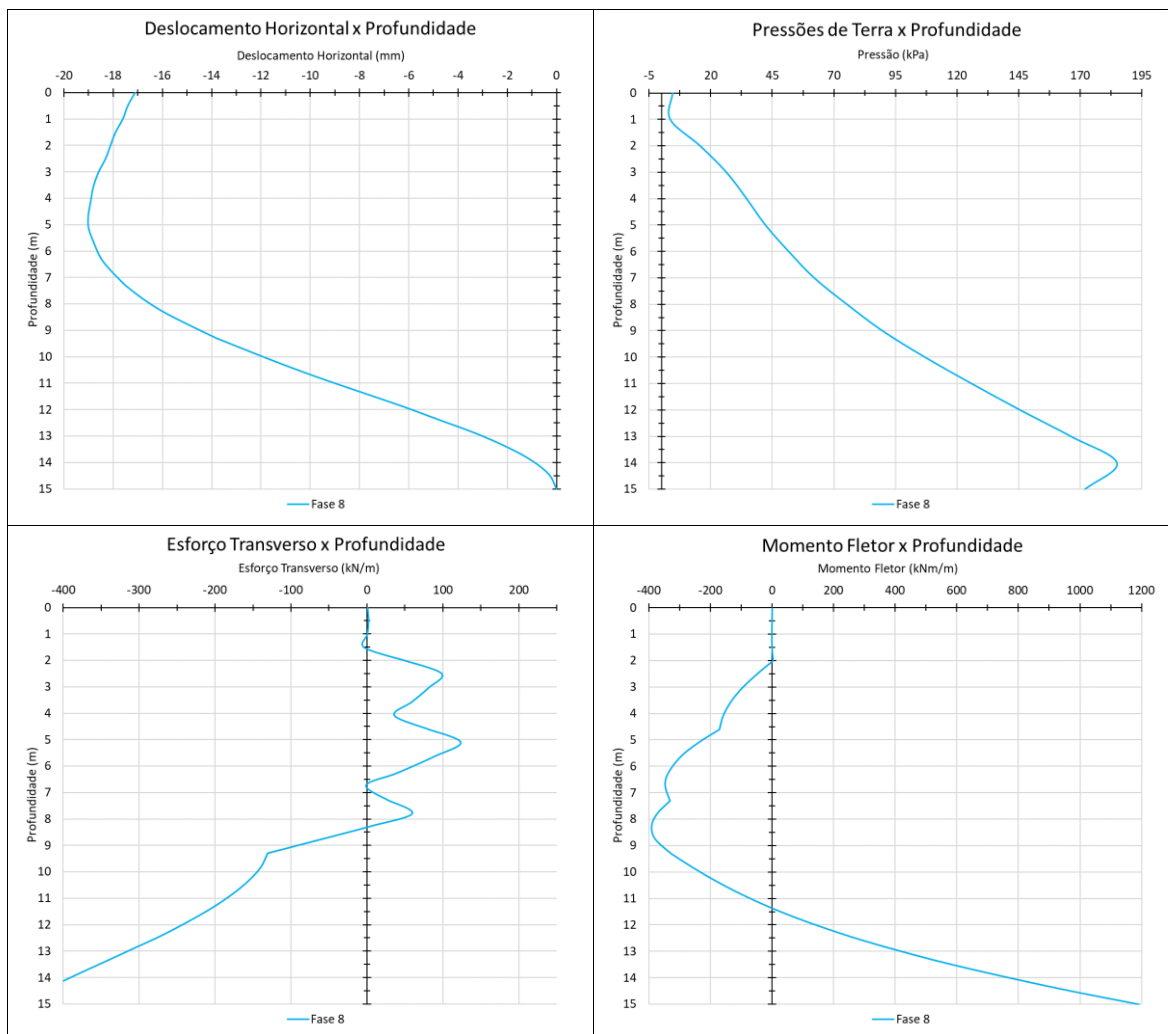


Figura C84 – Deslocamento, pressões de terra e esforços na Fase 8 – MEF.