



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

John Glennedy Bezerra Gurgel

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
ATIRANTADAS EM AREIA**

Natal
2012

John Glennedy Bezerra Gurgel

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
ATIRANTADAS EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Natal
2012

FICHA CATALOGRÁFICA
Catalogação na Fonte
Biblioteca Arnaldo Arsênio de Azevedo - IFRN

G 978 Gurgel, John Glennedy Bezerra.

Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia. / John Glennedy Bezerra Gurgel – Natal, 2012.
143f. ; 30cm.

Dissertação (Mestrado)–Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

1. Contenção 2. Cortina atirantada 3. Areia 4. Análise numérica
I. Título

CDU: 624.137

Ficha catalográfica elaborada pela bibliotecária
Elvira Fernandes de Araújo Oliveira CRB15/294

John Glennedy Bezerra Gurgel

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
ATIRANTADAS EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr. - Examinador Inteno (UFRN)

Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque - Examinador Externo (UNICAMP)

Prof. Dr. Wilson Cartaxo Soares - Examinador Externo (UNIPÊ)

Natal

2012

MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ATIRANTADAS EM AREIA

John Glennedy Bezerra Gurgel

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo numérico através do método dos elementos finitos (MEF) utilizando-se o aplicativo computacional Plaxis 2D, com o objetivo de verificar aspectos do comportamento de estruturas de contenção atirantadas em areia. As análises foram dirigidas ao desenvolvimento dos deslocamentos horizontais, das tensões horizontais e dos esforços internos (esforço cortante e momento fletor) durante o processo construtivo da estrutura. As simulações numéricas incluíram avaliações da influência do comprimento da ficha, do espaçamento horizontal entre os tirantes, da espessura da parede e do comprimento do trecho livre. O perfil de solo utilizado nas simulações numéricas é representativo de uma determinada região da Cidade de Natal – RN, na qual são construídas com frequência contenções do tipo analisado no presente trabalho. Utilizou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para simular o comportamento do solo e o modelo elástico linear para simular o comportamento dos elementos estruturais. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados por meio de ensaios de cisalhamento direto e os parâmetros de deformabilidade foram estimados através de correlações empíricas obtidas de resultados de ensaios SPT executados na região em estudo. Os resultados obtidos mostraram que variações no comprimento da ficha praticamente não influenciam o comportamento da estrutura, no âmbito dos parâmetros avaliados, ao passo que o espaçamento horizontal entre os tirantes apresenta forte influência sobre essas grandezas. Verificou-se também que a espessura da parede apresenta considerável influência sobre os deslocamentos horizontais e sobre os esforços internos e pouca influência sobre as tensões horizontais.

Palavras-chave: Contenção; cortina atirantada; areia; análise numérica; método dos elementos finitos.

NUMERICAL MODELLING OF TIED-BACK RETAINING WALLS IN SAND

John Glennedy Bezerra Gurgel

Advisor: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

ABSTRACT

A numerical study on the behavior of tied-back retaining walls in sand, using the finite element method (FEM) is presented. The analyses were performed using the software Plaxis 2D, and were focused on the development of horizontal displacements, horizontal stresses, shear forces and bending moments in the structure during the construction process. Emphasis was placed on the evaluation of wall embedment, tie-back horizontal spacing, wall thickness, and free anchor length on wall behavior. A representative soil profile of a specific region at the City of Natal, Brazil, was used in the numerical analyses. New facilities built on this region often include retaining structures of the same type studied herein. Soil behavior was modeled using the Mohr-Coulomb constitutive model, whereas the structural elements were modeled using the linear elastic model. Shear strength parameters of the soil layers were obtained from direct shear test results conducted with samples collected at the studied site. Deformation parameters were obtained from empirical correlations from SPT test results carried out on the studied site. The results of the numerical analyses revealed that the effect of wall embedment on the investigated parameters is virtually negligible. Conversely, the tie-back horizontal spacing plays an important role on the investigated parameters. The results also demonstrated that the wall thickness significantly affects the wall horizontal displacements, and the shear forces and bending moments within the retaining structure. However, wall thickness was not found to influence horizontal stresses in the structure.

Key-words: Retaining wall; tied-back wall; sand; numerical analysis; finite element method.

Aos meus pais:
John Kennedy e Maria das Graças

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre ter me iluminado e me dado forças durante a realização do mestrado.

Aos meus pais, pelos inestimáveis esforços despendidos durante toda minha formação.

Ao meu orientador, professor Yuri Daniel Jatobá Costa, pela confiança, disponibilidade, paciência e conhecimentos transmitidos durante todo este período.

Ao professor Olavo Francisco dos Santos Júnior, pela oportunidade nos projetos de pesquisa e extensão durante minha graduação e por ter me conduzido ao caminho da geotecnia.

Aos demais professores do PEC-UFRN, pelas experiências e conhecimentos transmitidos.

Ao colega engenheiro civil Allan Paiva, pela disponibilidade em conceder informações importantes à realização deste trabalho.

Aos colegas Júlio César, Larissa, Veruska, Ilzenete, Mateus e Kiev, pelo companheirismo e pelas trocas de experiências durante o mestrado.

Aos amigos Breno, Bruno, Jairo, João Paulo e Mateus, pelo companheirismo e palavras de incentivos durante minha estadia em Natal/RN.

À Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Norte – FAPERN, pelo apoio financeiro.

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE EQUAÇÕES	xx
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xxii
CAPÍTULO 1	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	1
1.2 OBJETIVO E ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	2
CAPÍTULO 2	4
2.1 TENSÕES HORIZONTAIS EM UM MACIÇO DE SOLO.....	4
2.1.1 Coeficiente de empuxo ao repouso	6
2.1.2 Teoria de Rankine: tensões ativa e passiva.....	7
2.1.3 Teoria do empuxo ativo e do empuxo passivo de Coulomb	10
2.2 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES HORIZONTAIS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO E DETERMINAÇÃO DA FICHA MÍNIMA	12
2.3 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES HORIZONTAIS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ESCORADAS	15
2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ATIRANTADAS	17
2.4.1 Componentes básicos de um tirante.....	18
2.4.1.1 Cabeça	18
2.4.1.2 Trecho livre	18
2.4.1.3 Trecho ancorado.....	19
2.4.2 Classificação dos tirantes	20
2.4.2.1 Classificação quanto à forma de trabalho.....	20
2.4.2.2 Classificação quanto à constituição.....	20

2.4.2.3 Classificação quanto ao sistema de injeção	20
2.4.3 Modos de ruptura em cortinas atirantadas.....	21
2.4.4 Dimensionamento do trecho ancorado	22
2.4.4.1 Método da NBR 5629 (1996)	23
2.4.4.2 Método de Ostermayer (1974).....	23
2.4.4.3 Método de Costa Nunes (1987).....	25
2.4.5 Dimensionamento do trecho livre.....	26
2.4.5.1 Segurança externa	26
2.4.5.2 Segurança interna	27
2.4.5.2.1 Tirante isolado	27
2.4.5.2.2 Ancoragens múltiplas	29
2.5 MODELAGENS NUMÉRICAS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	31
CAPÍTULO 3	36
3.1 FERRAMENTA NUMÉRICA UTILIZADA	36
3.1.1 Informações gerais do programa	36
3.1.2 Geração da malha de elementos finitos.....	37
3.1.3 Principais modelos constitutivos	39
3.1.3.1 Modelo elástico linear	39
3.1.3.2 Plasticidade dos materiais	40
3.1.3.3 Modelo de Mohr-Coulomb	42
3.1.3.4 Modelo <i>Hardening Soil</i>	43
3.1.3.5 Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	43
3.2 LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DA ÁREA EM ESTUDO	44
3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA ÁREA EM ESTUDO.....	45
3.4 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS CAMADAS DE SOLO.....	51
3.5 PARÂMETROS DOS ELEMENTOS CONSTRUTIVOS.....	56

3.6 SITUAÇÕES ANALISADAS	59
3.6.1 Caso 01: altura de contenção de 10 m	59
3.6.1.1 Determinação dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes	59
3.6.1.2 Comprimento da ficha e espaçamento horizontal entre os tirantes ..	62
3.6.1.3 Estágios de construção	62
3.6.2 Caso 02: altura de contenção de 15 m	63
3.6.2.1 Determinação dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes	63
3.6.2.2 Comprimento da ficha e espaçamento horizontal entre os tirantes ..	63
3.6.1.3 Estágios de construção	64
CAPÍTULO 4	65
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	65
4.2 INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DOS TIRANTES	75
4.2.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção	76
4.2.2 Tensões horizontais na estrutura de contenção	76
4.2.3 Esforços internos na estrutura de contenção	79
4.3 COMPORTAMENTO DA CONTENÇÃO AO LONGO DOS ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO	81
4.3.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção	81
4.3.2 Distribuição de tensões horizontais na estrutura de contenção	87
4.3.3 Esforços internos na estrutura de contenção	92
4.4 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA E DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL ENTRE OS TIRANTES	96
4.4.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção	96
4.4.2 Tensões horizontais na estrutura de contenção	103
4.4.3 Esforços internos na estrutura de contenção	111
4.5 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE	120
4.5.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção	120

4.5.2 Tensões horizontais na estrutura de contenção	122
4.5.3 Esforços internos na estrutura de contenção.....	124
4.5 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO.....	126
4.5.1 Comprimento da ficha.....	126
4.5.2 Configuração dos tirantes	126
4.5.3 Obtenção das tensões horizontais na contenção	126
4.5.4 Carga de protensão e espaçamento horizontal entre os tirantes.....	127
CAPÍTULO 5	128
5.1 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO AO LONGO DOS ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO.....	128
5.2 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA.....	129
5.3 INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL ENTRE OS TIRANTES	129
5.4 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE	131
5.5 INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DOS TIRANTES	131
5.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
ANEXOS	137
Relatórios de ensaios SPT realizados no Bairro de Areia Preta	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tensões laterais em muros de contenção: (a) situação em repouso, (b) situação ativa e (c) situação passiva (adaptado de Das, 2007).	4
Figura 2.2 - Variação da magnitude da tensão lateral do solo com o deslocamento no topo da contenção (adaptado de Das, 2007).	5
Figura 2.3 – Teoria de Rankine: estado ativo.....	8
Figura 2.4 – Teoria de Rankine: estado passivo.	10
Figura 2.5 - Empuxo ativo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura e (b) polígono de forças.....	11
Figura 2.6 - Empuxo passivo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura e (b) polígono de forças.....	12
Figura 2.7 - Método de Blum: diagrama resultante de tensões horizontais.....	13
Figura 2.8 - Procedimento para determinação da ficha mínima em estruturas de contenção em balanço (Gurgel et al., 2010).....	14
Figura 2.9 - Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967) e de Tschebotarioff (1951) (após Arends, 1970).....	16
Figura 2.10 - Cortina atirantada.....	17
Figura 2.11 - Esquema típico de um tirante (Yassuda e Dias, 1996).	18
Figura 2.12 - Modos de ruptura em cortinas atirantadas (GeoRio, 2000).	22
Figura 2.13 - Ruptura em cunha e generalizada.	22
Figura 2.14 – Capacidade de carga de ancoragens em solos granulares de acordo com Ostermayer (1974).	24
Figura 2.15 - Capacidade de carga limite de ancoragens em solos argilosos de acordo com Ostermayer (1974).....	25
Figura 2.16 - Superfície de ruptura interna simplificada (Yassuda e Dias, 1996).....	28
Figura 2.17 - Polígono de forças no método de Kranz (1953) (More, 2003).	28

Figura 2.18 - Tirante inferior maior do que o tirante superior (Ranke e Ostermayer, 1968, apud More, 2003).	30
Figura 2.19 - Tirante superior maior do que o tirante inferior (Ranke e Ostermayer, 1968, apud More, 2003).	31
Figura 3.1 - Nós e pontos de tensões do PLAXIS (PLAXIS, 2008).	38
Figura 3.2 - Comportamento de um material elastoplástico.	41
Figura 3.3 - Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb.	42
Figura 3.4 - Envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb.	43
Figura 3.5 - Localização da Cidade de Natal/RN (Silva et al., 2002).	44
Figura 3.6 - Localização da área estudada - seta vermelha indica local de execução das sondagens SPT e coleta das amostras (Fonte: Google Maps, acessado em outubro de 2012).	44
Figura 3.7 – Perfil da seção indicada na Figura 3.6 - escala vertical 5x escala horizontal (modificado de Jesus, 2002).	45
Figura 3.8 - Sedimentos eólicos do Parque das Dunas dispostos sobre os sedimentos das Formação Barreiras (Jesus, 2002).	46
Figura 3.9 - Planta de locação dos furos da sondagem SPT.	47
Figura 3.10 - Perfil de sondagem obtido a partir de um ensaio SPT realizado na área em estudo.	48
Figura 3.11 – Perfil típico do terreno considerado nas simulações numéricas.	49
Figura 3.12 - Curvas granulométricas das Camada I, II e III.	49
Figura 3.13 - Ensaio de cisalhamento direto da camada I: deslocamento horizontal x tensão cisalhante.	53
Figura 3.14 - Ensaio de cisalhamento direto da camada I: deslocamento horizontal x variação do volume.	53
Figura 3.15 - Ensaio de cisalhamento direto da camada I: envoltória de ruptura.	53
Figura 3.16 - Ensaio de cisalhamento direto da camada II: deslocamento horizontal x tensão cisalhante.	54

Figura 3.17 - Ensaio de cisalhamento direto da camada II: deslocamento horizontal x variação do volume.	54
Figura 3.18 - Ensaio de cisalhamento direto da camada II: envoltória de ruptura.....	54
Figura 3.19 - Ensaio de cisalhamento direto da camada III: deslocamento horizontal x tensão cisalhante.....	55
Figura 3.20 - Ensaio de cisalhamento direto da camada III: deslocamento horizontal x variação do volume.	55
Figura 3.21 - Ensaio de cisalhamento direto da camada III: envoltória de ruptura....	55
Figura 3.22 - Relação proposta por Clayton (1986, apud Schnaid, 2000) para determinar o módulo de deformabilidade de solos granulares através de ensaios SPT.	56
Figura 3.23 - Determinação da espessura equivalente da parede de contenção.....	58
Figura 3.24 - Configurações para a escolha dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes – comprimento da ficha igual a 2,00 m.....	60
Figura 3.25 - Geometria do Caso 01.	62
Figura 3.26 - Geometria do Caso 02.	63
Figura 4.1 - Malha de elementos finitos do Caso 01 (comprimento da ficha igual a 2 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e espessura da parede igual a 200 mm).....	66
Figura 4.2 - Malha deformada do Caso 01 (comprimento da ficha igual a 2 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e espessura da parede igual a 200 mm)	67
Figura 4.3 - Deslocamentos horizontais da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, espessura da parede igual a 200 mm e comprimento da ficha igual a 2 m). Deslocamento horizontal máximo igual a 105 mm.	68
Figura 4.4 - Deslocamento vertical da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, espessura da parede igual a 200 mm e comprimento da ficha igual a 2 m). Deslocamento vertical máximo igual a 54 mm. .	69

Figura 4.5 - Tensão efetiva horizontal da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e comprimento da ficha igual a 2 m). Tensão horizontal máxima igual a -397 kN/m^2	71
Figura 4.6 - Tensão efetiva vertical da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e comprimento da ficha igual a 2 m). Tensão vertical máxima igual a -615 kN/m^2	72
Figura 4.7 - Malha de elementos finitos do Caso 02 (comprimento da ficha igual a 3 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m e espessura da parede igual a 200 mm).	73
Figura 4.8 - Malha deformada do Caso 02 (comprimento da ficha igual a 3 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m e espessura da parede igual a 200 mm).	74
Figura 4.9 – Caso 01: deslocamentos horizontais ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.....	77
Figura 4.10 - Caso 01: tensões horizontais atuantes na contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.....	78
Figura 4.11 – Caso 01: tensões horizontais atuantes na contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.....	78
Figura 4.12 – Caso 01: Esforços cortantes atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.	80
Figura 4.13 – Caso 01: momentos fletores atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.	80
Figura 4.14 - Caso 01: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade e em estágios de construção selecionados. (a) $e_h=1,5 \text{ m}$; (b) $e_h=2 \text{ m}$; (c) $e_h=2,5 \text{ m}$ e (d) $e_h=3 \text{ m}$	83
Figura 4.15 - Caso 02: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade e em estágios de construção selecionados. (a) $e_h = 1,5 \text{ m}$; (b) $e_h = 2 \text{ m}$; (c) $e_h = 2,5 \text{ m}$ e (d) $e_h = 3 \text{ m}$	84
Figura 4.16 - Caso 01: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.....	85

Figura 4.17 - Caso 02: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.....	86
Figura 4.18 - Caso 01: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.....	86
Figura 4.19 - Caso 02: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.....	87
Figura 4.20 - Caso 01: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade e em cada estágio de construção. (a) $eh=1,5$ m; (b) $eh=2$ m; (c) $eh=2,5$ m e (d) $eh=3$ m.....	89
Figura 4.21 - Caso 02: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade e em cada estágio de construção. (a) $eh=1,5$ m ; (b) $eh=2$ m; (c) $eh=2,5$ m e (d) $eh=3$ m.....	90
Figura 4.22 - Caso 01: empuxos atuantes na parede de contenção ao longo dos estágios de construção.	91
Figura 4.23 - Caso 02: empuxos atuantes na parede de contenção ao longo dos estágios de construção.	92
Figura 4.24 - Caso 01: diagramas de esforço cortante ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.....	93
Figura 4.25 - Caso 02: diagramas de esforço cortante ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.....	94
Figura 4.26 - Caso 01: diagramas de momento fletor ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.....	95
Figura 4.27 - Caso 02: diagramas de momento fletor ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.....	95
Figura 4.28 - Caso 01: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	97
Figura 4.29 - Caso 01: Deslocamento no topo da estrutura de contenção.	99
Figura 4.30 - Caso 01: Comparação entre os deslocamentos no topo da contenção e os deslocamentos máximos.	99

Figura 4.31 - Caso 02: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	102
Figura 4.32 - Caso 02: Deslocamento no topo da estrutura de contenção.	103
Figura 4.33 - Caso 02: Comparação entre os deslocamentos no topo da contenção e os deslocamentos máximos positivos.	103
Figura 4.34 - Caso 01: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	105
Figura 4.35 - Caso 01: tensões horizontais normalizadas ao longo da profundidade.	106
Figura 4.36 - Caso 01: empuxos que atuam sobre a estrutura de contenção <i>versus</i> espaçamento horizontal entre os tirantes.....	107
Figura 4.37 - Caso 02: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	109
Figura 4.38 - Caso 02: tensões horizontais normalizadas ao longo da profundidade.	110
Figura 4.39 - Caso 02: empuxos que atuam sobre a estrutura de contenção <i>versus</i> espaçamento horizontal entre os tirantes.....	111
Figura 4.40 - Caso 01: esforços cortantes atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	112
Figura 4.41 – Caso 01: Esforços cortantes máximos positivos (ficha 2 m).	113
Figura 4.42 – Caso 01: Esforços cortantes máximos negativos (ficha 2 m).....	114
Figura 4.43 - Caso 01: momentos fletores atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	115
Figura 4.44 - Caso 02: esforços cortantes atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	117
Figura 4.45 - Caso 02: Esforços cortantes máximos positivos (ficha 3 m).	118
Figura 4.46 - Caso 02: Esforços cortantes máximos negativos (ficha 3 m).....	118
Figura 4.47 – Caso 02: momentos fletores atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.....	119

Figura 4.48 - Caso 01: deslocamentos horizontais ao longo da parede de contenção no último estágio de construção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5$ m e (b) $eh = 3$ m.....	120
Figura 4.49 - Caso 01: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção no 1º estágio de construção (escavação total de 1,5 m e sem protensão de tirante) para diferentes espessuras da parede.	122
Figura 4.50 - Caso 01: tensões horizontais ao longo da parede de contenção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5$ m e (b) $eh = 3$ m.....	123
Figura 4.51 - Caso 01: valores dos empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em função de sua espessura.....	123
Figura 4.52 - Caso 01: esforços cortantes ao longo da parede de contenção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5$ m e (b) $eh = 3$ m.....	124
Figura 4.53 - Caso 01: momentos fletores ao longo da parede de contenção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5$ m e (b) $eh = 3$ m.....	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores típicos de δ_a/H e δ_p/H (Das, 2007).....	6
Tabela 2.2 - Coeficientes de proporcionalidade (α) em função do fator de segurança e do ângulo de atrito (Gurgel et al., 2010).....	15
Tabela 2.3 - Coeficientes de ancoragem k_f (NBR 5629, 1996).....	23
Tabela 3.1 – Peso específico dos sólidos das camadas I, II e III.	49
Tabela 3.2 – Frações constituintes do solo das camadas I e II (NBR 6502, 1995) ...	50
Tabela 3.3 – Frações constituintes (NBR 6502, 1995) e índices de consistência da camada III.....	50
Tabela 3.4 - Parâmetros geotécnicos das camadas.	56
Tabela 3.5 - Parâmetros para a parede de concreto.....	57
Tabela 3.6 - Parâmetro para o bulbo dos tirantes.	57
Tabela 3.7 - Parâmetros para o trecho livre dos tirantes.....	57
Tabela 3.8 – Espessuras da parede equivalente à parede executada em estacas escavadas igualmente espaçadas.	58
Tabela 4.1 – Situações dos comprimentos dos trechos livre.	75
Tabela 4.2 - Fator de segurança global.....	76
Tabela 4.3 - Detalhamento dos estágios de construção das simulações do caso 01.	81
Tabela 4.4 - Detalhamento dos estágios de construção das simulações do caso 02.	82
Tabela 4.5 – Caso 01: valores dos empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em cada estágio de construção.	91
Tabela 4.6 - Caso 02: valores dos empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em cada estágio de construção.	92

Tabela 4.7 - Caso 01: valores de empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em função da espessura. Escavação total igual a 10 m e comprimento da ficha igual a 2 m.	123
--	-----

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	06
Equação 2.2	06
Equação 2.3	07
Equação 2.4	07
Equação 2.5	09
Equação 2.6	09
Equação 2.7	09
Equação 2.8	10
Equação 2.9	10
Equação 2.10	11
Equação 2.11	11
Equação 2.12	11
Equação 2.13	12
Equação 2.14	12
Equação 2.15	14
Equação 2.16	23
Equação 2.17	23
Equação 2.18	25
Equação 2.19	26
Equação 2.20	28
Equação 3.1	39
Equação 3.2	39
Equação 3.3	40
Equação 3.4	41

Equação 3.5	42
Equação 3.6	52
Equação 3.7	52
Equação 3.8	57
Equação 3.9	58
Equação 3.10	59
Equação 4.1	79

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

D – diâmetro da estaca.

D_s - diâmetro da perfuração.

E – módulo de Young ou módulo de deformabilidade do solo.

EA – rigidez axial.

E_c – contra-empuxo atuante na base da contenção (Método de Blum).

EI – rigidez a flexão.

F – resultante das forças de cisalhamento e normal na superfície de ruptura.

FS - fator de segurança global.

F_a^{ult} - carga máxima que pode ocorrer no tirante.

$F_a^{trabalho}$ - carga de trabalho do tirante.

H - altura de contenção

I_a - empuxo ativo atuante na parede de contenção.

I_1 - empuxo ativo atuante na cunha.

K_0 - coeficiente de empuxo em repouso.

K_a - coeficiente de empuxo ativo.

K_p - coeficiente de empuxo passivo.

L_b - comprimento do bulbo.

OCR - razão de pré-adensamento.

P - peso próprio da cunha.

P_a - empuxo ativo por unidade de comprimento da contenção.

T - resistência à tração da ancoragem.

T_L - capacidade de carga solo-tirante.

U - perímetro médio da seção transversal do bulbo.

W – peso da cunha de solo ou peso da parede de contenção.

c – coesão solo.

c' – coesão efetiva do solo.

d – espessura da parede de contenção.

e – espaçamento entre as estacas.

eh – espaçamento horizontal entre os tirantes.

f – comprimento da ficha.

h - profundidade do ponto médio do bulbo.

k_f - coeficiente de ancoragem.

n_d - fator de aumento do diâmetro da perfuração pela pressão de injeção.

n_h - fator de redução da profundidade.

n_l - fator de redução do comprimento da ancoragem devido à pressão sobre a mesma não ser uniforme.

s_u - resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

x – distância entre o ponto em que a tensão horizontal passiva é igual à tensão horizontal ativa e a base da contenção (Método de Blum).

z – profundidade no maciço de solo.

Δp - parcela de aumento da pressão normal devido à pressão residual de injeção.

$\sum R$ - somatório dos momentos resistentes na massa de solo.

$\sum A$ - somatório dos momentos atuantes na massa de solo.

ψ - ângulo de dilatância.

α - ângulo que a superfície do terreno forma com a horizontal ou coeficiente de proporcionalidade proposto por Gurgel et al. (2010) ou coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento.

β - ângulo que a cunha de ruptura forma com a horizontal.

δ - deslocamento horizontal da parede de contenção ou ângulo de atrito entre a parede e o solo.

δ_a - deslocamento horizontal no topo da contenção que mobiliza o estado ativo.

δ_p - deslocamento horizontal no topo da contenção que mobiliza o estado passivo.

δ_{topo} - deslocamento horizontal no topo da contenção.

ϕ - ângulo de atrito.

ϕ' - ângulo de atrito efetivo do solo.

γ - peso específico aparente do solo.

γ_d - peso específico aparente seco do solo.

$\gamma_{d(\min)}$ - peso específico do solo no estado mais fofo.

ν - coeficiente de Poisson.

θ - ângulo que a face da contenção forma com a vertical.

σ - tensão normal.

σ' - tensão normal efetiva.

σ_0 - tensão geostática.

σ'_0 - tensão geostática efetiva.

σ'_a - tensão horizontal ativa efetiva.

σ'_c - tensão de pré-adensamento.

σ'_h - tensão horizontal efetiva.

σ'_p - tensão horizontal passiva efetiva.

σ'_v - tensão efetiva vertical.

σ'_z - tensão efetiva no ponto médio da ancoragem.

τ - tensão cisalhante.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

Obras de contenção do terreno são necessárias em projetos de estradas, pontes, canalizações, edificações com subsolos, saneamento e em estabilização de encostas. Dentre as diversas obras de engenharia, as contenções são algumas das que exigem maior criatividade e atenção do engenheiro, tanto na fase de projeto quanto na de acompanhamento da execução, pois apresentam grande interação entre os elementos estruturais e o solo contido.

O elevado crescimento populacional nas áreas urbanas tem exigido a necessidade de execução de escavações cada vez mais profundas, de maneira a tornar o aproveitamento do solo mais eficiente. Essa realidade tem imposto aos engenheiros geotécnicos o grande desafio de equilibrar, através de estruturas de contenção, elevados esforços laterais com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo contido e das estruturas localizadas nas vizinhanças. Em muito desses casos, a utilização de cortinas ou paredes atirantadas se constitui na solução técnica mais adequada (More, 2003).

Na cidade de Natal – RN, por exemplo, as estruturas de contenção, principalmente em subsolos de edificações, constituem-se geralmente em cortinas atirantadas, sendo a parede composta por estacas escavadas igualmente espaçadas. O fechamento entre as estacas é geralmente constituído de alvenaria dobrada (uma vez) de blocos cerâmicos. A alta rigidez das estacas faz com que as tensões no solo entre as estacas sejam aliviadas e transferidas para as estacas, conferindo estabilidade à contenção. Como o solo da região em estudo é em geral muito arenoso (i.e., com pouca ou nenhuma coesão), o fechamento em blocos é importante para impedir desmoronamentos localizados.

Apesar do largo emprego deste tipo de contenção, o empirismo ainda permeia importantes aspectos do seu projeto e da sua prática executiva. Outrossim, ainda é

comum o dimensionamento dessas estruturas considerado-se apenas o Método de Equilíbrio Limite Simplificado, analisando-se apenas a ruptura da massa de solo (estabilidade interna e externa), sem levar em consideração o comportamento mecânico e as deformações sofridas pelo solo e pelos elementos construtivos. Terzaghi (1943) cita que as contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem dos deslocamentos da estrutura. No entanto, a prática corrente nem sempre se utiliza deste conhecimento. Aliado a isso, tem-se o fato de que os esforços atuantes na estrutura variam com os estágios de construção da obra, podendo levar ao subdimensionamento de elementos estruturais em determinada etapa da execução (Mendes, 2010).

Com o advento da informática, o comportamento desse tipo de estrutura pode e deve ser estudado através da utilização de programas computacionais com base em métodos numéricos como o método dos elementos finitos, por exemplo. A utilização desse tipo de ferramenta representa um grande avanço nas soluções de problemas geotécnicos, tendo em vista que os resultados obtidos por meio dessas simulações viabilizam uma melhor compreensão dos fenômenos que ocorrem na interação solo-estrutura de obras geotécnicas.

A inexistência de estudos dessa natureza sobre estruturas de contenção com as características daquelas executadas na cidade de Natal – RN justifica a realização do presente trabalho.

1.2 OBJETIVO E ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo estudar, por meio da realização de simulações numéricas bidimensionais baseadas no método dos elementos finitos, o comportamento de cortinas atirantadas com estacas espaçadas. Este tipo de contenção constitui uma solução empregada com muita frequência na região costeira da cidade de Natal – RN. Foram selecionadas para estudo estruturas de contenção com alturas de 10 e 15 m, as quais representam a maioria dos casos reais existentes na região. Para cada altura selecionada, é realizado um estudo paramétrico que visa analisar a influência de determinadas variáveis sobre os deslocamentos horizontais, as tensões horizontais e os esforços internos que atuam na parede de contenção e no solo contido. Os parâmetros selecionados para análise

são: comprimento da ficha, espaçamento horizontal entre os tirantes, comprimento do trecho livre do tirante e espessura da parede de contenção.

Além deste capítulo introdutório, a presente dissertação divide-se em mais quatro, descritos abaixo:

No Capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica que embasa o trabalho, abordando as teorias clássicas de tensões horizontais em uma massa de solo, a distribuição de tensões horizontais em estruturas de contenção em balanço e em estruturas de contenção escoradas. Os aspectos básicos de cortinas ancoradas, tais como componentes de um tirante, classificação dos tirantes, modos de ruptura em cortinas atirantadas e dimensionamento de cortinas atirantadas também são abordados. No final do Capítulo são apresentados e discutidos alguns estudos numéricos realizados em estruturas de contenção.

O Capítulo 3 trata da metodologia adotada no presente trabalho. Apresenta-se o programa numérico Plaxis 2D e caracteriza-se o problema proposto, indicando-se a localização e a caracterização geotécnica da área em estudo, os parâmetros adotados para as camadas do solo e para os elementos estruturais, além da sequência e dos detalhes das modelagens efetuadas.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos nas simulações numéricas, juntamente com as devidas análises e discussões. Especificamente, é mostrado o comportamento da estrutura de contenção atirantada face à variação dos parâmetros estudados (comprimento da ficha, espaçamento horizontal entre os tirantes, espessura da parede e comprimento do trecho livre).

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas no presente trabalho e fornece sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TENSÕES HORIZONTAIS EM UM MACIÇO DE SOLO

A tensão horizontal que ocorre numa massa de solo pode ser classificada em três tipos: tensão em repouso, tensão ativa e tensão passiva. Cada um desses casos é ilustrado na Figura 2.1.

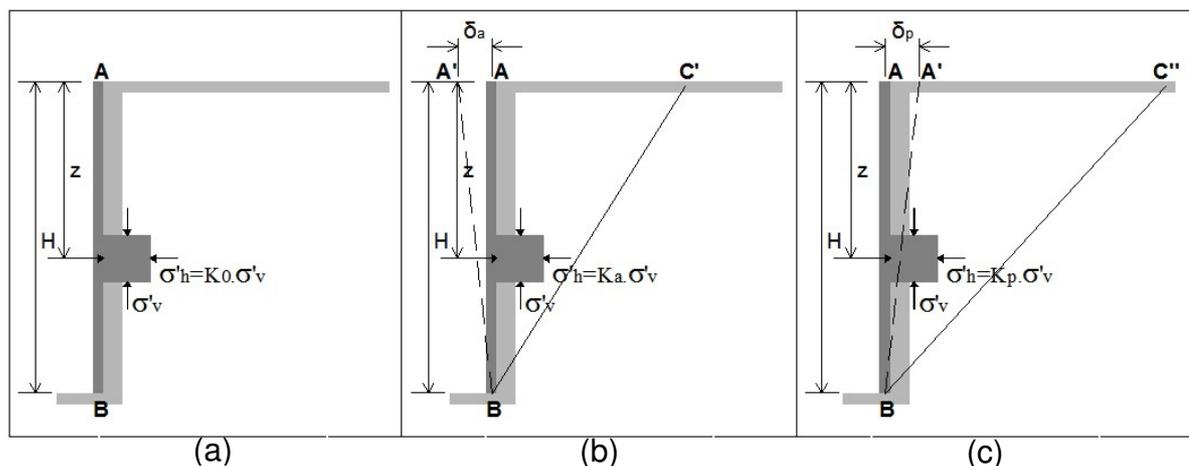


Figura 2.1 – Tensões laterais em muros de contenção: (a) situação em repouso, (b) situação ativa e (c) situação passiva (adaptado de Das, 2007).

A tensão horizontal em repouso é caracterizada pelo estado de equilíbrio estático da massa de solo. Considerando-se uma situação hipotética caracterizada por uma contenção de altura H , com deslocamentos horizontais nulos, conforme mostrado na Figura 2.1a, a tensão efetiva horizontal σ'_h é denominada em repouso e a razão entre esta e a tensão efetiva vertical σ'_v é chamada de coeficiente de empuxo em repouso (K_0).

Se a estrutura de contenção se desloca para fora, i.e., para longe do solo contido, provoca-se uma diminuição das tensões horizontais no maciço, fazendo com que a massa de solo no triângulo ABC' mostrado na Figura 2.1b atinja um estado de equilíbrio plástico. Diz-se então que a massa de solo atingiu a condição ativa. Neste caso, a tensão horizontal σ'_h é denominada tensão horizontal ativa e a

razão entre esta tensão e a tensão vertical σ'_v , é chamada de coeficiente de empuxo ativo (K_a).

No caso oposto, ou seja, se a estrutura se desloca em direção ao solo contido, ocorre um aumento das tensões horizontais no maciço, fazendo com que a massa de solo no triângulo ABC” mostrado na Figura 2.1c também atinja um estado de equilíbrio plástico. Diz-se que o solo atingiu a condição passiva. Neste caso, a tensão horizontal σ'_h é denominada tensão horizontal passiva e a razão entre esta tensão e a tensão vertical σ'_v é denominada coeficiente de empuxo passivo (K_p).

A variação da tensão horizontal (σ'_h) com o deslocamento horizontal (δ) medido no topo de uma estrutura de contenção, normalizado pela altura da estrutura (H), pode ser observada na Figura 2.2. A condição ativa é mobilizada para um deslocamento δ_a , o qual representa o instante em que o equilíbrio plástico é alcançado. Da mesma forma, o estado passivo é atingido para um deslocamento δ_p . Observa-se que a mobilização do estado ativo é alcançada com deslocamentos menores do que os deslocamentos necessários à mobilização da condição passiva.

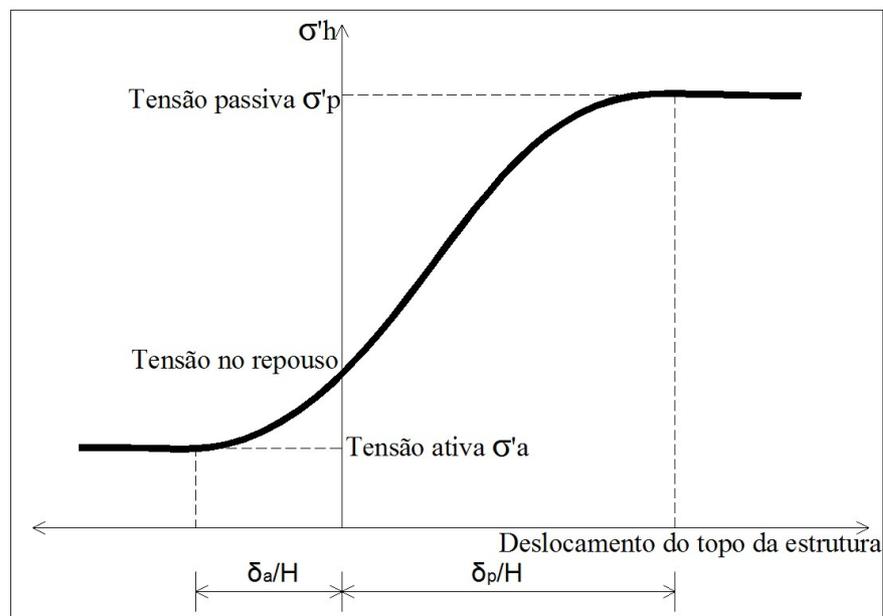


Figura 2.2 - Variação da magnitude da tensão lateral do solo com o deslocamento no topo da contenção (adaptado de Das, 2007).

De acordo com Das (2007), o deslocamento lateral necessário à mobilização do estado passivo é, em geral, duas vezes maior do que o deslocamento necessário

à mobilização do estado ativo para o caso de solos argilosos e, de cinco a dez vezes, para o caso de solos arenosos. Valores típicos de δ/H para diversos tipos de solo, propostos por Das (2007), são mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valores típicos de δ_a/H e δ_p/H (Das, 2007).

Tipo do Solo	δ_a/H	δ_p/H
Areia fofa	0,001 – 0,002	0,01
Areia compacta	0,0005 – 0,001	0,005
Argila Mole	0,02	0,04
Argila rijá	0,01	0,02

Craig (2007) cita que, para os casos de areias compactas, o deslocamento necessário à mobilização do estado passivo é oito a dezesseis vezes maior do que o deslocamento necessário à mobilização do estado ativo. Para os casos de areias fofas, Craig (2007) indica que o deslocamento necessário à mobilização do estado passivo é dez a quinze vezes maior do que o deslocamento necessário à mobilização do estado ativo.

2.1.1 Coeficiente de empuxo ao repouso

O coeficiente de empuxo ao repouso (K_0) no caso de solos granulares pode ser estimado pela Equação 2.1 (Jaky, 1944).

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad 2.1$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito do solo na condição drenada.

No entanto, ensaios de laboratório demonstraram que a Equação 2.1 apresenta bons resultados para areias de menor compactidade. Para o caso de areias mais compactas, a Equação 2.1 pode subestimar grosseiramente o valor do coeficiente de empuxo ao repouso. Por essa razão, recomenda-se a utilização da relação expressa na Equação 2.2 (Sherif et al., 1984):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right) 5,5 \quad 2.2$$

em que γ_d é o peso específico seco da areia e $\gamma_{d(\min)}$ é o peso específico seco da areia no estado mais fofo possível.

A Equação 2.3 mostra uma relação que determina o coeficiente de empuxo ao repouso levando-se em consideração o pré-adensamento do solo (Mayne e Kulhawy, 1982).

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')(OCR)^{\text{sen}\phi'} \quad 2.3$$

sendo OCR definido na Equação 2.4.

$$OCR = \frac{\sigma_c'}{\sigma_v'} \quad 2.4$$

em que OCR é a razão de pré-adensamento, σ_c' é a tensão de pré-adensamento e σ_v' é a tensão efetiva vertical a que o solo está submetida. Verifica-se, para os casos de solos normalmente adensados (i.e. $OCR = 1$), que a Equação 2.3 se resume à Equação 2.1.

2.1.2 Teoria de Rankine: tensões ativa e passiva

A Figura 2.3a apresenta uma estrutura de contenção que tem o ângulo de atrito entre a parede e o solo desprezado. Antes da sua construção, um determinado elemento de solo no maciço situado a uma profundidade z encontrava-se em repouso, atuando nele uma tensão vertical σ_v' e uma tensão horizontal $\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_v'$. Esse estado de tensão é representado na Figura 2.3b pelo círculo de Mohr *a*. Com a progressão dos estágios de construção, a estrutura AB desloca-se para a esquerda e assume a posição A'B', de maneira que a tensão horizontal é aliviada. À medida que o deslocamento da contenção δ aumenta, a tensão horizontal atuante na massa de solo diminui gradualmente até chegar ao equilíbrio plástico. O estado de tensão do solo quando o mesmo atinge o equilíbrio plástico é representado, na Figura 2.3b, pelo círculo de Mohr *b*, que intercepta, de forma tangencial, a envoltória de ruptura (ponto D). Nesse instante, a tensão horizontal atuante no solo é igual a σ_a' e diz-se que o mesmo atingiu o estado ativo de Rankine.

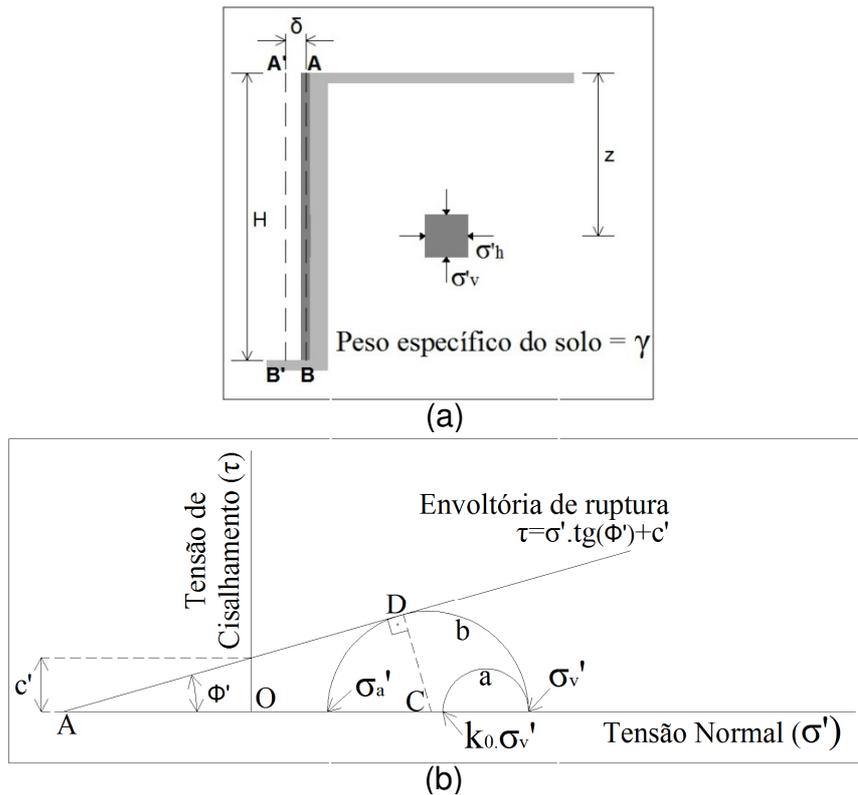


Figura 2.3 – Teoria de Rankine: estado ativo.

Da Figura 2.3, tem-se:

$$\operatorname{sen} \phi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

mas

$$CD = \text{raio do círculo de ruptura} = \frac{\sigma_v' - \sigma_a'}{2}$$

$$AO = c' \cdot \cot g \phi'$$

$$OC = \frac{\sigma_v' + \sigma_a'}{2}$$

portanto,

$$\operatorname{sen} \phi' \frac{\frac{\sigma_v' - \sigma_a'}{2}}{c' \cdot \cot g \phi' + \frac{\sigma_v' + \sigma_a'}{2}}$$

ou

$$\left(c' \cdot \cot g \phi' + \frac{\sigma_v' + \sigma_a'}{2} \right) \operatorname{sen} \phi' = \frac{\sigma_v' - \sigma_a'}{2}$$

ou

$$\sigma_a' = \sigma_v' \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'}$$

mas

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= \gamma z \\ \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} &= \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \end{aligned}$$

e

$$\frac{\cos \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} = \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

então, chega-se a:

$$\sigma_a' = \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad 2.5$$

Para solos puramente granulares (i.e. $c'=0$) o coeficiente de empuxo ativo de Rankine é determinado pela Equação 2.6.

$$K_a = \frac{\sigma_a'}{\gamma z} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} \quad 2.6$$

Agora, assume-se que a estrutura de contenção se desloca para a direita em vez de se deslocar para a esquerda, atingindo a posição A'B', como mostra a Figura 2.4a. Nesse caso, a tensão horizontal atuante no elemento de solo situado a uma profundidade z aumenta à medida que o deslocamento horizontal δ aumenta, até o estado plástico ser atingido. Este estado é caracterizado na Figura 2.4b pelo círculo de Mohr b , o qual toca a envoltória de ruptura no ponto D. Observa-se que a tensão horizontal, denominada σ_p' , é maior que a tensão vertical σ_v' . Nesta situação, diz-se que o solo atingiu o estado passivo de Rankine.

A tensão passiva de Rankine (σ_p') é obtida por meio da expressão descrita na Equação 2.7. A obtenção da Equação 2.7 é análoga à obtenção da Equação 2.5.

$$\sigma_p' = \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad 2.7$$

Para solos puramente granulares, tem-se que o coeficiente de empuxo passivo de Rankine é determinado pela Equação 2.8.

$$K_p = \frac{\sigma_p'}{\gamma z} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} \quad 2.8$$

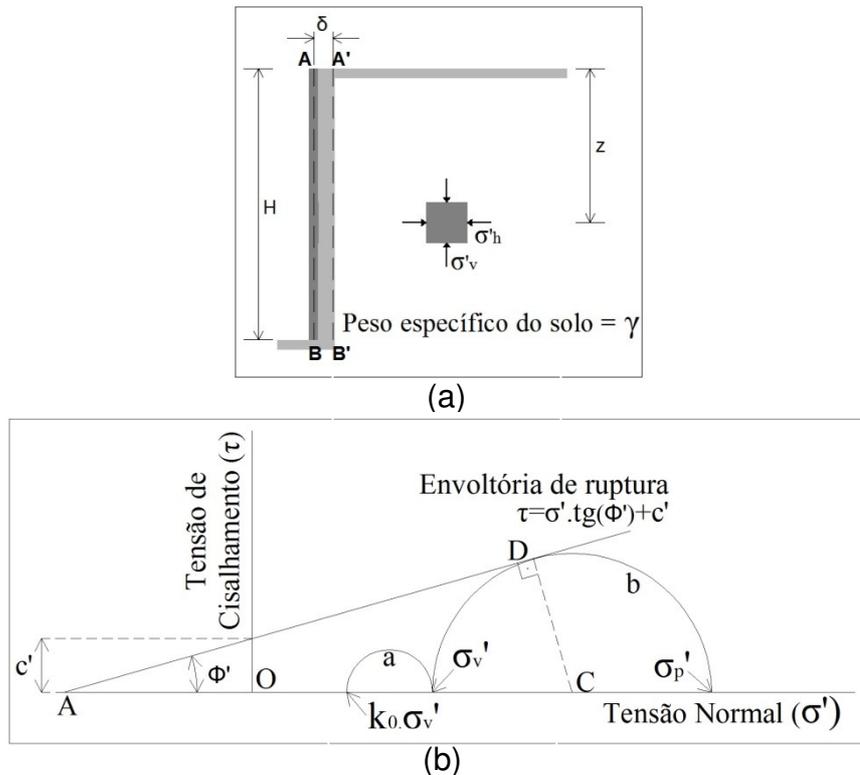


Figura 2.4 – Teoria de Rankine: estado passivo.

2.1.3 Teoria do empuxo ativo e do empuxo passivo de Coulomb

Na teoria do empuxo ativo de Coulomb, as seguintes hipóteses são assumidas: superfície de ruptura plana e solo sem coesão. O atrito δ existente entre a parede e o solo é levado em consideração. Considera-se que a estrutura de contenção suporta um solo granular, cuja superfície forma um ângulo α com a horizontal (Figura 2.5a). BC é uma superfície tentativa de ruptura. Na consideração da estabilidade da cunha provável de ruptura ABC, as seguintes forças estão envolvidas (por unidade de comprimento da contenção): o peso da cunha de solo (W); a resultante das forças de cisalhamento e normal na superfície de ruptura BC (F); e o empuxo ativo por unidade de comprimento da contenção (P_a).

Aplicado-se a lei dos senos no triângulo apresentando na Figura 2.5b, tem-se:

$$P_a = \frac{\operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\operatorname{sen}(90 + \theta + \delta - \beta + \phi')} W \quad 2.9$$

A Equação 2.9 pode ser escrita na forma apresentada na Equação 2.10:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\beta - \phi')}{\cos^2 \theta \sin(\beta - \alpha) \sin(90^\circ + \theta + \delta - \beta + \phi')} \right) \quad 2.10$$

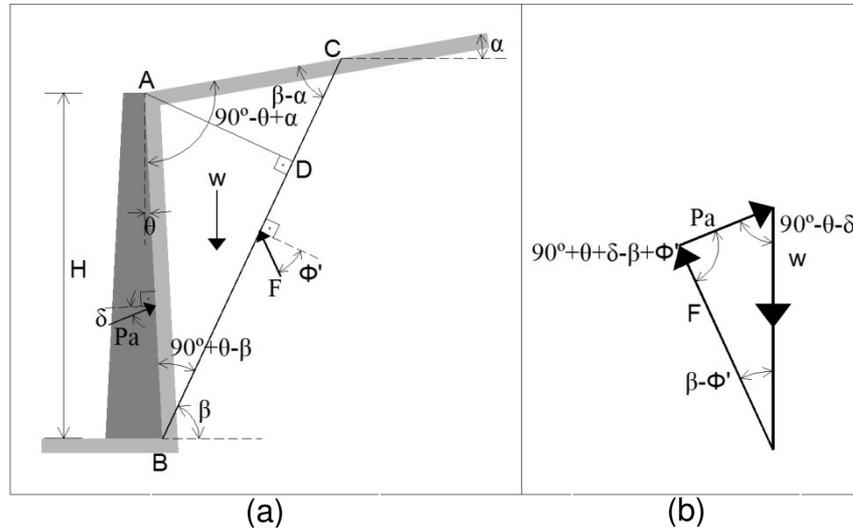


Figura 2.5 - Empuxo ativo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura e (b) polígono de forças.

Na Equação 2.10, o empuxo ativo (P_a) depende apenas da variável β . Os demais parâmetros ($\gamma, H, \theta, \alpha, \phi'$ e δ) são constantes. Para se encontrar o valor máximo de P_a deve-se derivá-lo em função de β e depois igualá-lo a zero. Fazendo-se isso, tem-se:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad 2.11$$

em que K_a é definido pela Equação 2.12.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2(\theta) \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2} \quad 2.12$$

Observa-se que quando $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$ e $\delta = 0^\circ$, o coeficiente de empuxo ativo de Coulomb torna-se igual a $\frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')}$, que é o mesmo coeficiente de empuxo de Rankine supramencionado (Equação 2.6).

A Figura 2.6a mostra uma estrutura contendo um solo não coesivo com superfície inclinada, similar à estrutura apresentada na Figura 2.5. O polígono de

forças para o equilíbrio da cunha ABC para o estado passivo é mostrado na Figura 2.6b.

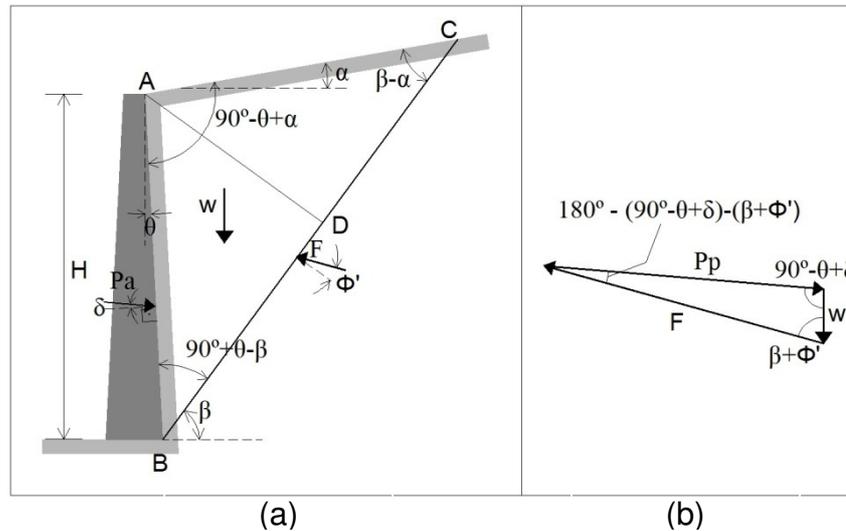


Figura 2.6 - Empuxo passivo de Coulomb: (a) cunha tentativa de ruptura e (b) polígono de forças.

Realizando-se procedimentos similares àqueles seguidos no caso do empuxo ativo, tem-se que o empuxo passivo de Coulomb é determinado pela Equação 2.13.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \mathcal{M}^2 \quad 2.13$$

em que K_p é determinado pela Equação 2.14.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right)^2} \quad 2.14$$

Verifica-se que quando $\theta = 0^\circ$, $\alpha = 0^\circ$ e $\delta = 0^\circ$, o coeficiente de empuxo passivo de Coulomb torna-se igual a $\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$, que é o mesmo coeficiente de empuxo passivo de Rankine supramencionado (Equação 2.8).

2.2 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES HORIZONTAIS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO E DETERMINAÇÃO DA FICHA MÍNIMA

Uma estrutura de contenção em balanço resiste ao empuxo de terra por meio do seu engaste no solo (comprimento da ficha). Dessa maneira, faz-se necessário

que se tenha uma ficha mínima para se obter o equilíbrio da contenção com uma margem de segurança adequada.

Um procedimento amplamente usado para determinar a ficha mínima em cortinas de contenção em balanço é o método de Blum (Bowles, 1996), esquematizado na Figura 2.7. Acima da cota da escavação há mobilização de empuxo ativo. As tensões horizontais crescem linearmente com a profundidade. Abaixo do fundo da escavação considera-se, além do empuxo ativo, a existência do empuxo passivo, o qual deverá ser integralmente mobilizado, por tratar-se da utilização da menor ficha possível. Considera-se também que a distribuição das tensões passivas ao longo da profundidade ocorre de forma linear.

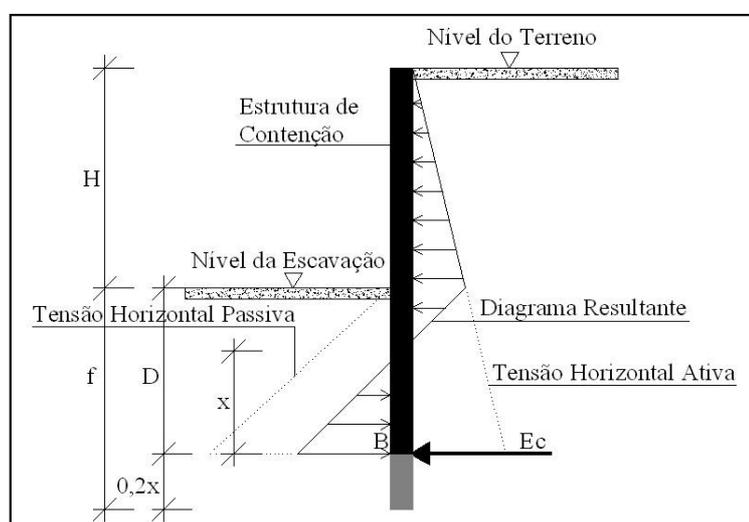


Figura 2.7 - Método de Blum: diagrama resultante de tensões horizontais.

A Figura 2.7 apresenta um diagrama resultante de tensões horizontais, utilizado para determinar a ficha mínima pelo método de Blum. D representa a ficha calculada, x representa a distância entre o ponto em que a tensão horizontal passiva é igual a tensão horizontal ativa e o ponto B. O método considera um acréscimo na ficha de $0,2x$, conforme mostrado na Figura 2.7. Esse acréscimo tem como objetivo garantir o equilíbrio das forças horizontais (existência de um contra-empuxo E_c atuante no ponto B) no caso do empuxo passivo disponível ser inferior ao calculado (Marzionna et al., 1996).

O valor da ficha é calculado considerando o equilíbrio dos momentos das forças em relação ao ponto B. O fator de segurança é normalmente adotado como igual ou maior a 1,5 para contenções provisórias e 2,0 para obras permanentes.

Gurgel et al. (2010) propuseram um procedimento alternativo para se determinar a ficha mínima em estruturas de contenção em balanço executadas em areias não submersas. Gurgel et al. (2010) consideram uma redução do empuxo passivo em 67%, tendo em vista que os deslocamentos horizontais necessários à mobilização do estado passivo são bem maiores do que os deslocamentos horizontais necessários à mobilização do estado ativo (Das, 2007 e Craig, 2007). Considerando-se o equilíbrio dos momentos das forças em relação ao ponto B (Figura 2.8), foram encontrados os coeficientes de proporcionalidade α apresentados na Tabela 2.2. A ficha mínima é determinada através da Equação 2.15.

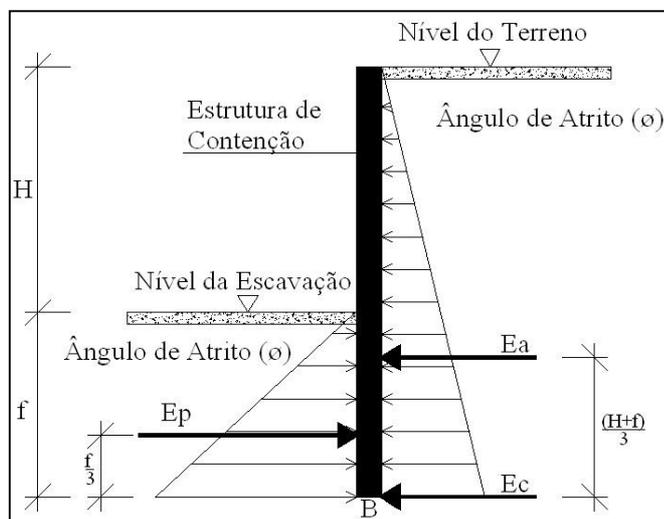


Figura 2.8 - Procedimento para determinação da ficha mínima em estruturas de contenção em balanço (Gurgel et al., 2010).

$$f = \alpha.H \quad 2.15$$

Em que f é a ficha mínima e H é a altura da escavação.

Comparações com o método de Blum mostraram que o procedimento proposto por Gurgel et al. (2010) fornece valores de ficha mínima um pouco maiores (1,07 a 1,34 vezes) do que os valores calculados pelo método de Blum. Quanto maior o ângulo de atrito do solo, menor é a diferença entre as fichas encontradas por ambos os procedimentos.

Pode-se observar, através da Tabela 2.2, que os valores do coeficiente α mostram a sensibilidade do comprimento da ficha em relação ao valor do ângulo de atrito, mostrando que um erro na determinação do ângulo de atrito acarreta em erros consideráveis na determinação do comprimento da ficha. Essa sensibilidade existe

em qualquer método utilizado, haja vista todos esses métodos levarem em consideração o valor do ângulo de atrito, que, no caso do solo granular, é o parâmetro que descreve o comportamento do solo no tocante à resistência ao cisalhamento.

Tabela 2.2 - Coeficientes de proporcionalidade (α) em função do fator de segurança e do ângulo de atrito (Gurgel et al., 2010).

Φ	Fator de Segurança							
	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20
28°	1,9075	2,0606	2,2137	2,3668	2,5199	2,6729	2,8260	2,9791
29°	1,7886	1,9218	2,0550	2,1883	2,3215	2,4548	2,5880	2,7213
30°	1,6820	1,7985	1,9151	2,0316	2,1481	2,2646	2,3812	2,4977
31°	1,5832	1,6855	1,7879	1,8902	1,9926	2,0950	2,1973	2,2997
32°	1,4892	1,5794	1,6697	1,7600	1,8503	1,9406	2,0308	2,1211
33°	1,3984	1,4783	1,5583	1,6382	1,7181	1,7981	1,8780	1,9580
34°	1,3104	1,3814	1,4525	1,5235	1,5946	1,6656	1,7366	1,8077
35°	1,2255	1,2889	1,3522	1,4156	1,4789	1,5422	1,6056	1,6689
36°	1,1447	1,2014	1,2581	1,3147	1,3714	1,4281	1,4847	1,5414
37°	1,0696	1,1204	1,1712	1,2221	1,2729	1,3238	1,3746	1,4255
38°	1,0019	1,0477	1,0934	1,1392	1,1849	1,2307	1,2765	1,3222
39°	0,9440	0,9853	1,0266	1,0679	1,1092	1,1505	1,1918	1,2331
40°	0,8985	0,9358	0,9732	1,0106	1,0479	1,0853	1,1226	1,1600

2.3 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES HORIZONTAIS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ESCORADAS

As estruturas de contenção em balanço apresentam movimento de rotação em torno de um ponto situado abaixo do nível da escavação. Por este motivo, considera-se que os estados ativos e passivos são mobilizados e, por conseguinte, podem ser utilizadas as teorias clássicas de Rankine ou de Coulomb para determinação dos empuxos, que consideram a distribuição linear de tensões horizontais ao longo da profundidade da estrutura de contenção (Marzionna et al., 1996). No caso de estruturas de contenção escoradas, o movimento de rotação da estrutura não ocorre abaixo do nível da escavação, o que pode alterar significativamente a distribuição linear de tensões considerada pelas teorias clássicas. Verifica-se que as estruturas de contenção escoradas apresentam uma distribuição mais uniforme de tensões horizontais ao longo da profundidade.

Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951) realizaram medições experimentais de tensões horizontais atuantes em paredes estroçadas. Os resultados foram apresentados em forma de diagramas empíricos para areias e argilas. Arends (1970) comparou os diagramas empíricos propostos por Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951), apresentando os diagramas mostrados na Figura 2.9.

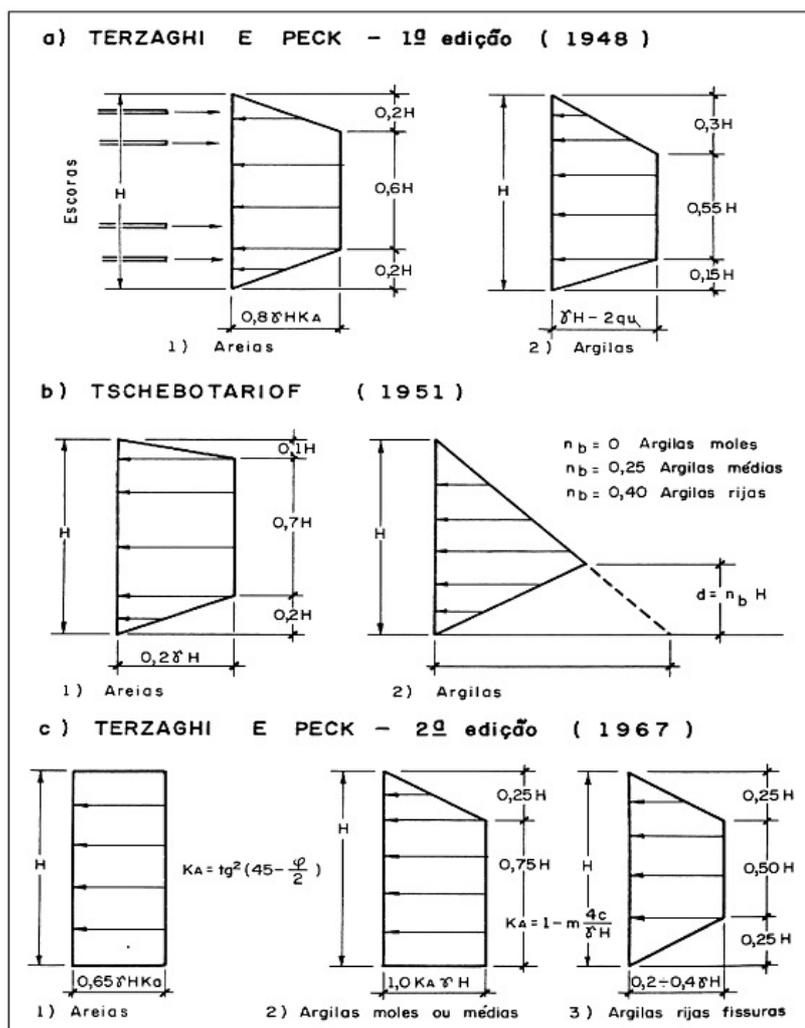


Figura 2.9 - Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967) e de Tschebotarioff (1951) (após Arends, 1970).

Os diagramas de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Tschebotarioff (1951) ainda são muito utilizados no dimensionamento de estruturas estroçadas, sendo também estendidos aos casos de estruturas atirantadas (Martins et al., 2002). No entanto, as tensões horizontais nas estruturas atirantadas tendem a ser maiores do que nas estruturas estroçadas, principalmente naqueles casos em que os tirantes são excessivamente protendidos. Esses diagramas possibilitam uma boa

visualização qualitativa do problema, principalmente no que se refere à distribuição relativamente uniforme das tensões horizontais ao longo da parede. De todo modo, é importante ressaltar as limitações desses diagramas, tendo em vista que foram obtidos a partir de medições experimentais que não levaram em consideração vários aspectos construtivos que podem influenciar as tensões horizontais atuantes em parede de apoios múltiplos.

2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ATIRANTADAS

Segundo o Manual Técnico da GeoRio (2000), uma cortina atirantada compreende uma parede de concreto armado, de espessura em geral entre 200 e 300 mm, dimensionada em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas (Figura 2.10). A parede de concreto pode ser contínua ou composta por elementos independentes, como estacas espaçadas. As ancoragens injetadas podem ser definidas como peças introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante), forma-se um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através de barras ou cordoalhas e da cabeça do tirante. A função básica do tirante consiste então, em transmitir um esforço externo de tração ao terreno. Essa transmissão se dá unicamente por meio do bulbo de ancoragem (NBR 5629, 1996).

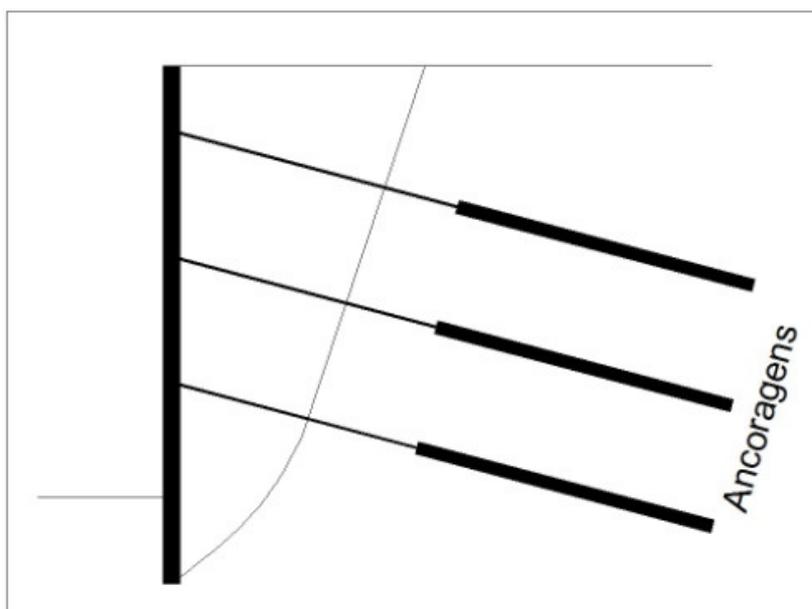


Figura 2.10 - Cortina atirantada.

2.4.1 Componentes básicos de um tirante

Um tirante é formado por três componentes básicos: cabeça, trecho livre e trecho ancorado. Essa divisão pode ser observada na Figura 2.11.

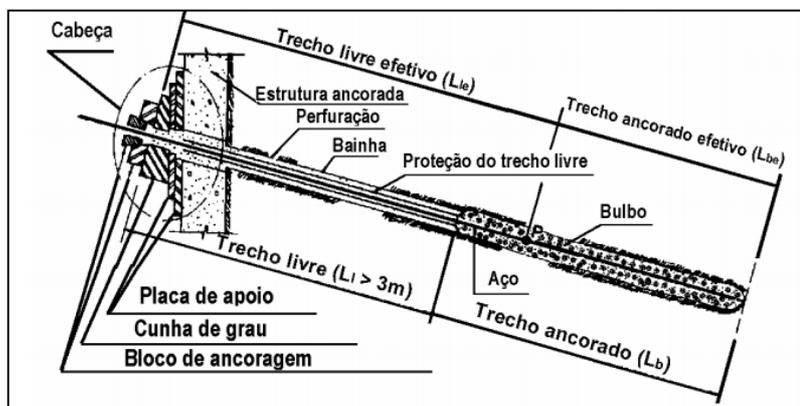


Figura 2.11 - Esquema típico de um tirante (Yassuda e Dias, 1996).

2.4.1.1 Cabeça

A cabeça do tirante permite que a carga aplicada seja conduzida à estrutura, podendo ser apresentada com diferentes configurações, a depender do tipo de protensão e da constituição do tirante utilizado. Conforme mostra a Figura 2.11, a cabeça do tirante é formada pelos seguintes elementos:

- Placa de apoio: distribui as tensões sobre a estrutura;
- Cunha de grau: responsável pela angulação, em relação à cabeça, do eixo do tirantes;
- Bloco de ancoragem: permite a fixação do elemento tracionado à cabeça.

Para tirantes constituídos por uma única barra, o bloco de ancoragem é composto por uma porca e uma contra-porca, devendo-se, segundo Yassuda e Dias (1996), atentar ao correto posicionamento desses elementos em relação ao alinhamento da barra, visto que o assentamento da porca em um plano que não seja perpendicular ao eixo da barra, pode ocasionar esforços de tração e flexão simultâneos e a conseqüente ruptura do aço.

2.4.1.2 Trecho livre

O trecho livre permite a transmissão da carga aplicada na cabeça ao trecho de ancoragem, não possuindo qualquer ligação mecânica com o terreno. Pode ser constituído por barras, fios ou cordoalhas de aço, que devem ser isoladas por

bainhas plásticas (tubos ou mangueiras), a fim de impedir o contato direto da ferragem com o solo.

O comprimento desse trecho é determinado de acordo com o projeto. Segundo Craizer (1990), quanto maior o comprimento do trecho livre, maior a estabilidade do sistema, porém, maior será o custo da ancoragem, devendo-se então utilizar um comprimento que possibilite estabilidade suficiente associada a custos razoáveis. De acordo com a NBR 5629 (1996), o comprimento do trecho livre não deve ser inferior a 3 m.

Com relação à proteção do trecho livre, as bainhas plásticas devem ser preenchidas com material inerte ou por calda de cimento após a protensão, a fim de evitar corrosão. No caso de fios e cordoalhas de um tirante permanente, devem-se usar bainhas plásticas individuais e coletivas. No caso de tirante provisório, é suficiente a colocação de um único tipo de bainha (coletiva ou individual).

2.4.1.3 Trecho ancorado

A função do trecho ancorado é transmitir a solicitação do tirante para o terreno, através do envolvimento da barra de aço por uma calda de cimento, formando então o bulbo de ancoragem. O comprimento da ancoragem depende do tipo de solo e da carga aplicada.

Frequentemente, a calda de cimento é obtida pela mistura de água e cimento Portland na proporção 1:2 em peso. A NBR 5629 (1996) não recomenda fator água/cimento superior a 0,5.

O comprimento necessário para ancorar o aço na calda de cimento é significativamente menor do que o necessário para ancorar o bulbo no solo, visto que o cimento e o solo apresentam características mecânicas bem diferentes. O aço deve receber uma pintura anticorrosiva, que não prejudica significativamente a sua aderência com a calda de cimento, e um recobrimento mínimo de 20 mm de calda no contato com o terreno (NBR 5629, 1996). De forma geral, para que o aço receba um envolvimento completo pela calda no trecho ancorado, é usual o emprego de espaçadores plásticos em intervalos de 2 a 3 m para manter um distanciamento mínimo entre o tirante e o solo.

2.4.2 Classificação dos tirantes

A NBR 5629 (1996) distingue, de acordo com a vida útil, dois grupos de tirantes: os provisórios e os permanentes. O primeiro grupo engloba os tirantes que serão utilizados por um tempo não superior a dois anos, ao passo que os que possuem tempo de utilização superior a dois anos constituem os tirantes permanentes.

Essa distinção se faz necessária em virtude dos efeitos mais intensos da corrosão em longo prazo. Assim, a norma prevê um maior fator de segurança para tirantes permanentes (mínimo de 1,75), bem como proteções anti-corrosivas mais rígidas. O fator de segurança mínimo para tirantes provisórios é 1,50.

Yassuda e Dias (1996) classificam, ainda, os tirantes quanto à forma de trabalho, à constituição e ao sistema de injeção.

2.4.2.1 Classificação quanto à forma de trabalho

Os tirantes podem ser instalados mediante protensão inicial (ativos), ou sem a aplicação de carga no início de sua operação (passivos). Neste último caso, o tirante só começa a atuar quando a estrutura a qual está ligado desloca-se.

Os tirantes ativos são os mais empregados porque reduzem as deformações da estrutura. Palma (1979) ressalta ainda que este tipo de tirante possibilita o controle da carga aplicada, garantindo maior segurança.

2.4.2.2 Classificação quanto à constituição

O aço constitui o material resistente à tração para a grande maioria dos tirantes, podendo-se utilizar qualquer tipo de aço, desde que aceito pelas normas estruturais brasileiras para concreto armado ou protendido.

Atualmente, pode-se utilizar, em lugar do aço, material sintético obtido a partir de fibra de aço carbono, fibra de vidro, entre outros. Contudo, mesmo não apresentando problemas de corrosão e possuindo elevada resistência à tração, esses materiais alternativos são pouco empregados.

2.4.2.3 Classificação quanto ao sistema de injeção

Pode-se utilizar injeção em um único estágio ou em estágios múltiplos. O estágio único é o procedimento comum para o caso de tirantes monobarras com

baixa carga de solicitação, ao passo que no processo em estágios múltiplos, a injeção é viabilizada graças a um sistema auxiliar de injeção constituído por um tubo com válvulas do tipo manchete.

Quando se utiliza injeção em estágios múltiplos, a primeira fase corresponde à injeção de calda a baixa pressão (injeção de bainha), até que a mesma atinja a boca da perfuração. Após essa injeção, procede-se com as injeções sobre pressão denominadas primária, secundária, etc., até que se obtenha uma pressão de injeção desejada. Os estágios devem ser repetidos após um intervalo de cerca de 10 horas.

2.4.3 Modos de ruptura em cortinas atirantadas

A Figura 2.12 mostra os modos de ruptura que podem ocorrer em uma cortina atirantada. A descrição de cada tipo é feita a seguir:

- Puncionamento da base – O solo de fundação que suporta a base da cortina tem baixa capacidade de suporte, geralmente inferior a 20 kPa ou com índice de resistência à penetração N_{SPT} inferior a 10;

- Ruptura de fundo da escavação – Pode ocorrer quando uma camada de solo mole existir abaixo do nível de escavação;

- Ruptura global – É dividida em dois casos: ruptura em cunha, de maior risco durante o processo de escavação, ou ruptura generalizada e profunda (Figura 2.13). O primeiro pode ser analisado pelo método das cunhas e, o segundo, pelo método de equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal.

- Deformação excessiva – É possível ocorrer durante a construção, antes da protensão das ancoragens. Uma vez executada a obra, dificilmente ocorre, pois as cortinas ancoradas são rígidas o suficiente;

- Ruptura do tirante – Pode ocorrer se os componentes do tirante forem individualmente inadequados ou devido à ocorrência de sobrecarga nas ancoragens durante a construção, quando nem todos os níveis de ancoragem foram ainda instalados;

- Ruptura da cortina – ocorrência de ruptura por flexão devido ao dimensionamento estrutural inadequado ou ruptura por puncionamento das ancoragens. Ambos os casos são pouco comuns.

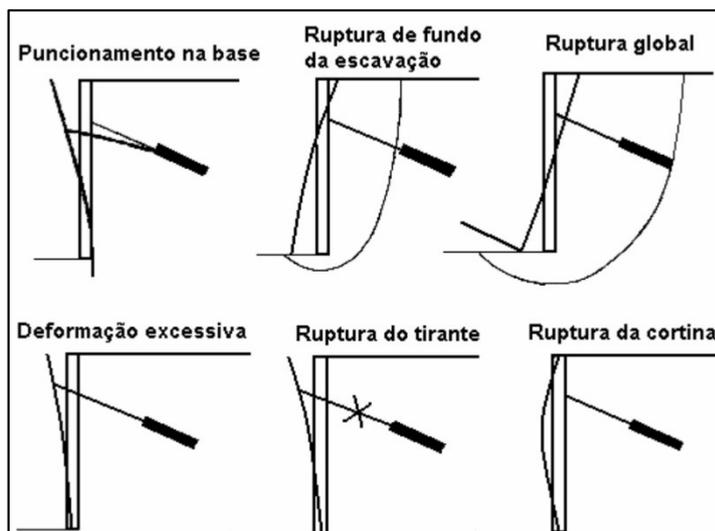


Figura 2.12 - Modos de ruptura em cortinas atirantadas (GeoRio, 2000).

As rupturas por deformação excessiva das ancoragens ou da estrutura da parede são consideradas como internas e as demais, externas (GeoRio, 2000).

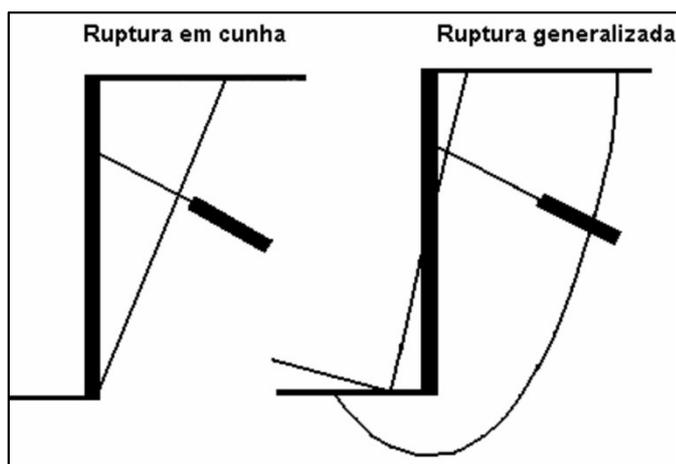


Figura 2.13 - Ruptura em cunha e generalizada.

2.4.4 Dimensionamento do trecho ancorado

A capacidade de carga de um tirante depende de diversos parâmetros, como por exemplo, das dimensões do bulbo, do peso do solo acima, da pressão de injeção e dos parâmetros de resistência do solo circundante (Yassuda e Dias, 1996).

De maneira geral, os métodos disponíveis para determinação da capacidade de carga de ancoragens em solo consideram que a resistência da ancoragem deve-se exclusivamente à resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-bulbo, sem consideração dos efeitos do processo construtivo, e incluindo a influência do procedimento de injeção de modo apenas qualitativo.

2.4.4.1 Método da NBR 5629 (1996)

A NBR 5629 (1996) recomenda a utilização das Equações 2.16 e 2.17 (para solos arenosos e argilosos, respectivamente) para estimativa preliminar da capacidade de carga de ancoragem.

$$T = \sigma_z' \cdot U \cdot L_b \cdot k_f \quad 2.16$$

$$T = \alpha \cdot U \cdot L_b \cdot s_u \quad 2.17$$

em que: T = resistência à tração da ancoragem; σ_z' = tensão efetiva no ponto médio da ancoragem; U = perímetro médio da seção transversal do bulbo; L_b = comprimento do bulbo; k_f = coeficiente de ancoragem, indicado na Tabela 2.3; α = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento; s_u = resistência ao cisalhamento não drenada do solo argiloso.

O parâmetro α é igual 0,75 para $s_u \leq 40kPa$ e igual a 0,35 para $s_u \geq 100kPa$. Para s_u entre esses dois valores, deve-se interpolar linearmente.

Tabela 2.3 - Coeficientes de ancoragem k_f (NBR 5629, 1996)

Solos	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito Compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2
Areia grossa e Pedregulho	1,0	2,0	3,0

2.4.4.2 Método de Ostermayer (1974)

Ostermayer (1974) propôs ábacos que correlacionam o comprimento do trecho ancorado (bulbo) com a capacidade de carga da ancoragem, com base na análise dos resultados de aproximadamente 300 ensaios realizados na Alemanha, em ancoragens com diâmetro de perfuração entre 100 e 200 mm e cobertura de solo superior a 4 m.

A Figura 2.14 apresenta a variação da capacidade de carga do tirante com o comprimento do trecho ancorado, obtida por Ostermayer para solos granulares, sem especificação do procedimento de injeção ou dos valores da pressão de injeção.

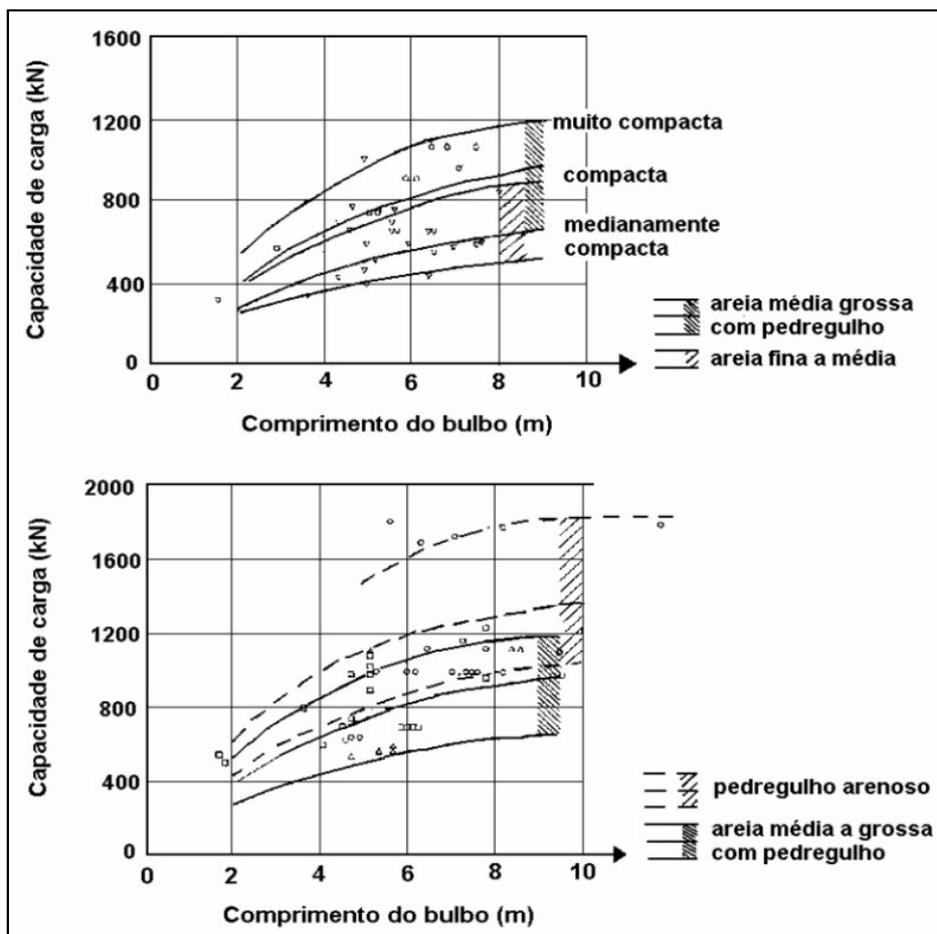


Figura 2.14 – Capacidade de carga de ancoragens em solos granulares de acordo com Ostermayer (1974).

Para solos coesivos (siltes e argilas medianamente plásticos, argilas altamente plásticas), Ostermayer (1974) também apresentou (Figura 2.15) a variação da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo com o comprimento do bulbo, por unidade de comprimento, para ancoragens executadas com e sem reinjeção. Na Figura 2.15, a variação da resistência ao cisalhamento é apresentada em função da pressão de reinjeção, com calda de cimento preparada na proporção água/cimento = 0,4.

Os gráficos destas figuras mostram que a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, por unidade de comprimento, cresce com o valor da pressão de reinjeção e diminui com o aumento do trecho ancorado. Na prática, para cálculos preliminares, podem-se adotar valores constantes da resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento, independentemente do comprimento do bulbo. Na Figura 2.15, a influência da calda de cimento é estimada apenas qualitativamente, dependendo da técnica de injeção empregada (com e sem reinjeção).

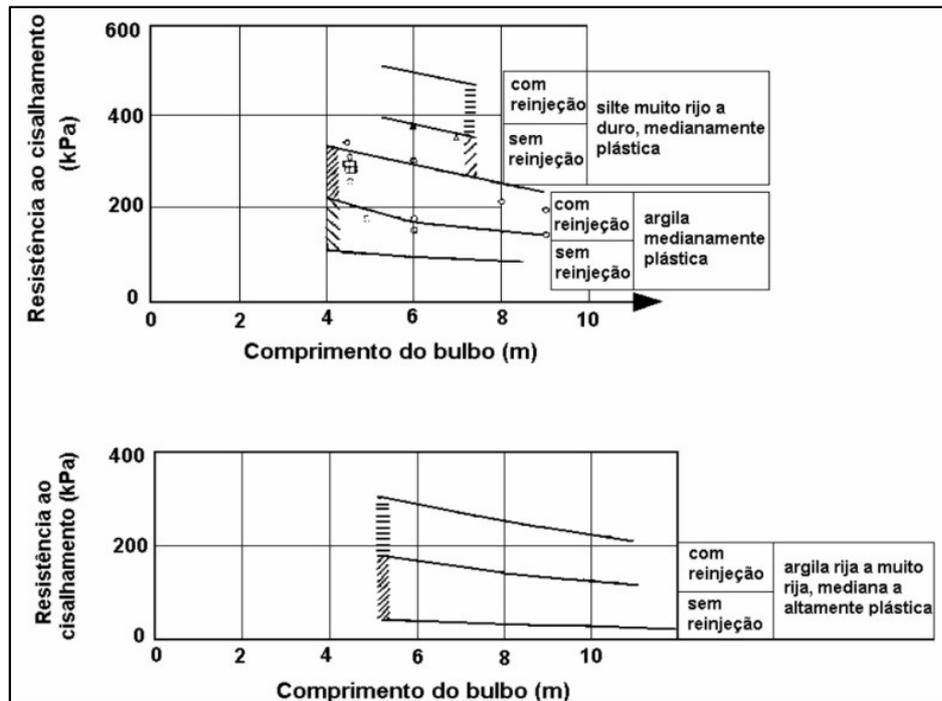


Figura 2.15 - Capacidade de carga limite de ancoragens em solos argilosos de acordo com Ostermayer (1974).

2.4.4.3 Método de Costa Nunes (1987)

Costa Nunes (1987) desenvolveu uma equação semi-empírica (Equação 2.18) com base na formulação de Ostermayer (1974), a qual considera o efeito da pressão residual de injeção diretamente sobre o valor do atrito lateral do bulbo:

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot n_d \cdot L_s \cdot n_l (c + (\gamma \cdot h \cdot n_h + \Delta p) \operatorname{tg} \phi) \quad 2.18$$

em que:

T_L - capacidade de carga do bulbo;

D_s - diâmetro da perfuração;

n_d - fator de aumento do diâmetro da perfuração pela pressão de injeção;

n_l - fator de redução do comprimento da ancoragem devido à pressão sobre a mesma não ser uniforme (para comprimentos até 8 m, $n_l = 1$);

n_h - fator de redução da profundidade (para profundidades maiores que 9 m, $n_h = 1$);

L_s - Comprimento do trecho ancorado (bulbo);

c - aderência entre a calda e o solo. Pode-se usar c igual à coesão real do solo;

h - profundidade do ponto médio do bulbo;

ϕ - ângulo de atrito do solo;

Δp parcela de aumento da pressão normal devido à pressão residual de injeção (5 a 10 vezes o valor γh);

Vale lembrar que o valor de Δp é limitado ao valor de ruptura hidráulica do terreno, variável em função do tipo de solo da profundidade (Yassuda e Dias, 1996).

2.4.5 Dimensionamento do trecho livre

O trecho livre de um tirante deve ser dimensionado de modo que a estabilidade global do sistema parede-macijo-ancoragem seja garantida, devendo-se, para tanto, analisar os aspectos relacionados à segurança contra a ruptura de superfícies potenciais externas e internas.

2.4.5.1 Segurança externa

O trecho livre de um tirante deve ser dimensionado de modo a atender à condição de estabilidade geral do maciço, ou seja, a ruptura do sistema como um monólito ao longo de uma superfície de deslizamento admitida. Normalmente, a verificação consiste em se garantir um fator de segurança adequado, definido pela Equação 2.19.

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MA} \quad 2.19$$

Onde $\sum MR$ é o somatório dos momentos resistentes na massa de solo e $\sum MA$ é o somatório dos momentos atuantes na massa de solo.

A NBR 5629 (1996) admite, para esta análise, um fator de segurança mínimo de 1,5.

O cálculo da estabilidade pode ser realizado utilizando-se qualquer método disponível, como, por exemplo, os que admitem superfície de ruptura plana, como o de Cullman; circular, como os de Fellenius, Taylor e Bishop; ou superfícies quaisquer, como o de Janbu.

Quando o bulbo se encontra completamente dentro da superfície de deslizamento, o tirante não possui nenhuma influência na estabilidade do maciço com relação ao mecanismo de ruptura geral, pois este causa um esforço interno à massa de solo potencialmente instável.

Caso o bulbo do tirante encontre-se além da superfície de ruptura, duas situações podem ocorrer:

a) O bulbo está localizado muito além da superfície potencial de ruptura analisada: neste caso, os esforços originados no bulbo não influenciam diretamente o desenvolvimento de tensões de contato na superfície potencial de ruptura.

b) O bulbo encontra-se próximo à superfície potencial de ruptura analisada: para esta situação, os esforços originados pelo bulbo influem diretamente nas tensões junto à superfície potencial de ruptura, devendo os mesmos ser levados em consideração nos cálculos da análise da estabilidade, sendo incorporados à parcela dos esforços resistentes.

2.4.5.2 Segurança interna

Nesta análise, parte-se do princípio de que a estabilidade do conjunto parede-terreno-ancoragem é ultrapassada, ocorrendo a ruptura do maciço ao longo de um plano que passa pelo pé da ficha da parede e o bulbo, provocada pela massa de solo atrás da parede de contenção. O comprimento do trecho livre do tirante deve ser dimensionado de modo a evitar a ocorrência de tal fenômeno.

A análise da estabilidade é feita através do equilíbrio limite da cunha que pode vir a ser mobilizada. Esse tipo de análise foi originalmente postulada por Kranz (1953) para cortinas de estacas-prancha. O método foi inicialmente desenvolvido para o caso de ancoragem isolada, sendo posteriormente estendido ao caso de se ter mais de um nível de tirantes no sistema de contenção.

2.4.5.2.1 Tirante isolado

A verificação da segurança de um tirante isolado é realizada considerando-se uma superfície de deslizamento formada por dois planos (Figura 2.16). O primeiro inicia no pé da ficha da parede e chega até o ponto médio do bulbo, ao passo que o segundo plano parte verticalmente do ponto médio do bulbo e intercepta a superfície do terreno.

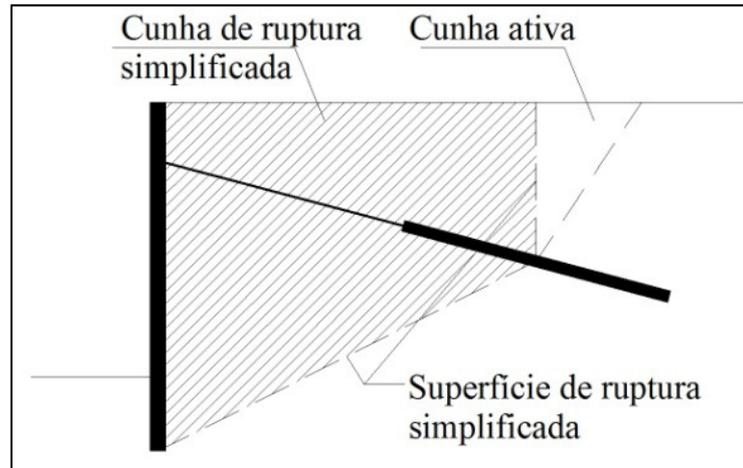


Figura 2.16 - Superfície de ruptura interna simplificada (Yassuda e Dias, 1996).

A verificação da estabilidade do sistema de contenção é realizada através do equilíbrio limite da cunha que pode vir a ser mobilizada, conforme mostra a Figura 2.17. Através da consideração dos valores e direções das diversas cargas atuantes na cunha em questão, é possível estabelecer o polígono de forças do qual é deduzida a força de ancoragem compatível com a segurança da massa. O fator de segurança definido por Kranz é determinado pela Equação 2.20. É importante salientar que a análise acima discutida restringe-se a solo homogêneo, ou seja, admite-se que toda cunha encontra-se em um único material.

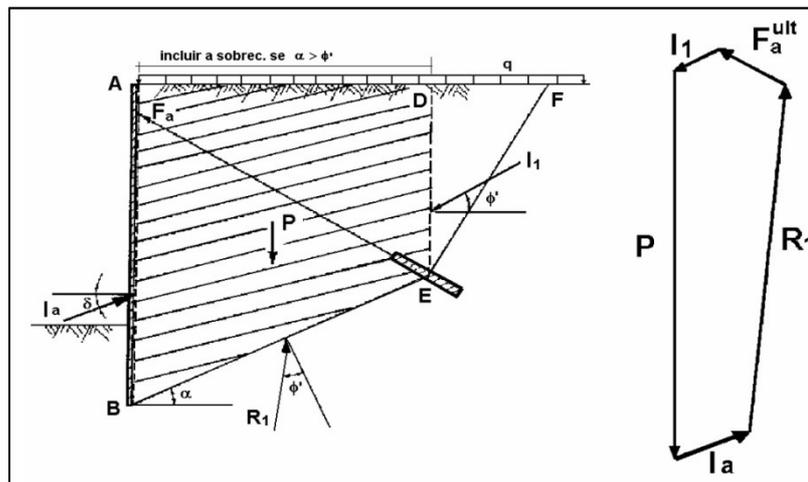


Figura 2.17 - Polígono de forças no método de Kranz (1953) (More, 2003).

$$FS = \frac{F_a^{ult}}{F_a^{trabalho}} \quad 2.20$$

Onde:

I_a é o empuxo ativo atuante na parede de contenção

I_1 é o empuxo ativo atuante na cunha

P é o peso próprio da cunha

ϕ é o ângulo de atrito interno do solo

δ é o ângulo de atrito entre a parede e o solo

F_a^{ult} é a carga máxima que pode ocorrer no tirante

$F_a^{trabalho}$ é a carga de trabalho do tirante

2.4.5.2.2 Ancoragens múltiplas

Para os casos em que o sistema de contenção apresenta mais de uma linha de tirantes, são válidos os mesmos princípios anteriormente expostos. Nesta análise, é possível a consideração de diversas superfícies de deslizamento, passando por apenas um tirante ou ligando os pontos médios dos bulbos das ancoragens envolvidas. Dessa forma, faz-se necessária a análise de diversas situações possíveis.

A seguir serão abordadas algumas situações que contemplam ancoragens duplas, podendo ser extrapoladas para o número de inclusões que se deseje, sem dificuldades.

- a) O tirante do nível superior possui comprimento livre menor que o do nível inferior, ficando seu bulbo dentro da cunha do tirante inferior. Para este caso, duas análises são possíveis: i) a cunha de deslizamento para pelo centro do bulbo do tirante superior (Figura 2.18a); ii) a cunha passa pelo centro do bulbo do tirante inferior (Figura 2.18b).

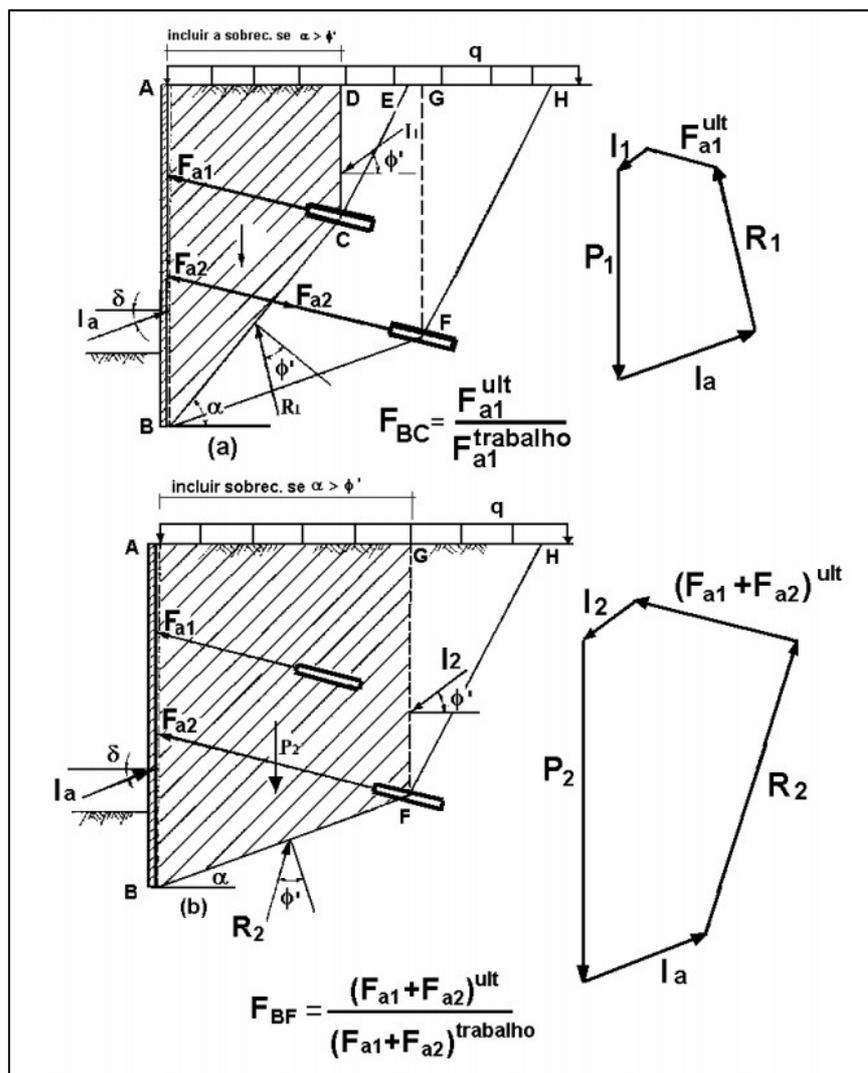


Figura 2.18 - Tirante inferior maior do que o tirante superior (Ranke e Ostermayer, 1968, apud More, 2003).

- b) O tirante do nível superior tem comprimento livre maior que o do tirante do nível inferior, ficando seu bulbo fora da cunha de deslizamento do tirante inferior. Neste caso, dois casos são possíveis: i) a cunha de deslizamento passa pelo bulbo do tirante superior (Figura 2.19a); ii) a cunha de deslizamento passa pelo bulbo do tirante inferior (Figura 2.19b).

Os fatores de segurança dos casos aqui apresentados estão expressos nas Figuras 2.18 e 2.19.

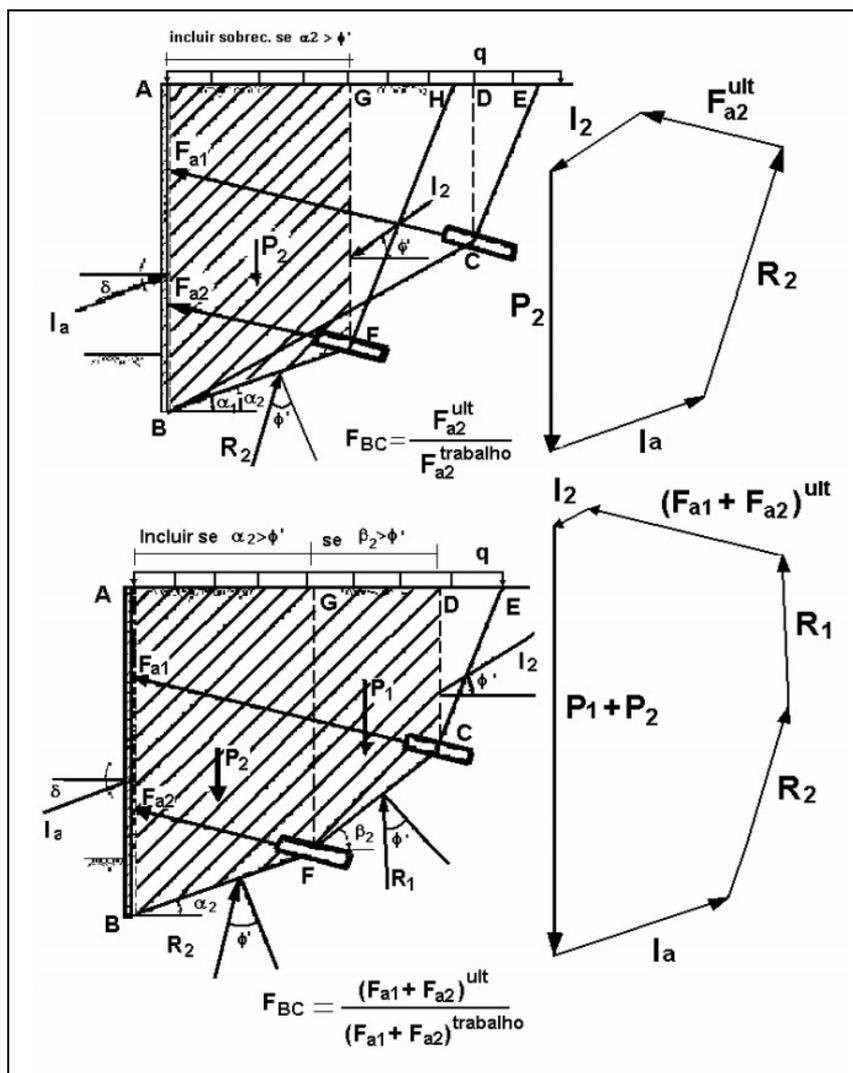


Figura 2.19 - Tirante superior maior do que o tirante inferior (Ranke e Ostermayer, 1968, apud More, 2003).

2.5 MODELAGENS NUMÉRICAS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

O comportamento das estruturas de contenção atirantadas é influenciado por vários fatores, tais como: propriedades do solo a ser contido, altura da escavação, espessura da parede de contenção, comprimento dos tirantes, inclinação dos tirantes, espaçamento horizontal e vertical entre os tirantes, etc. Levando-se em consideração tal complexidade, é indicado a utilização de ferramentas numéricas para avaliar o comportamento dessas estruturas, tendo em vista que, mesmo com recursos de instrumentação e de aquisição de dados mais confiáveis, permanecem as dificuldades decorrentes da representatividade de medições experimentais em cortinas atirantadas, que em geral são concebidas e dimensionadas para condições

de trabalho extremas, não representativas, portanto, das condições prevalecentes durante a maior parte da vida útil da obra (Martins et al., 2002). Adicionalmente a isso, medições de tensões e de deslocamentos em estruturas de contenção atirantadas não consideram, em geral, as variações prévias de tensões e de deslocamentos do solo durante as fases construtivas intermediárias, o que só seria possível medir experimentalmente através de sistema de instrumentação. Além disso, tensões totais são muito difíceis de serem medidas em estruturas de contenção. Diante de tal importância, análises numéricas nesses tipos de estruturas têm sido cada vez mais frequentes.

Martins et al. (2002) realizaram simulações numéricas em estruturas de contenção atirantadas e compararam os resultados de tensões horizontais sobre a parede com os diagramas empíricos propostos por Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951) (Figura 2.9). Os autores evidenciaram que os referidos diagramas empíricos mostram-se adequados para estimativas de empuxos em paredes com apoios múltiplos, para fins de projeto, desde que as ancoragens não sejam indevidamente tracionadas em excesso.

More (2003) desenvolveu simulações numéricas bidimensionais baseadas no método dos elementos finitos para avaliar a influência de alguns parâmetros (comprimento da ficha, espessura da parede, carga de protensão e inclinação dos tirantes) sobre os deslocamentos horizontais sofridos pela parede de uma contenção atirantada. O autor constatou que o comprimento da ficha praticamente não influencia os deslocamentos horizontais sofridos pela parede. O autor também verificou que o topo da contenção é o trecho cujos deslocamentos horizontais são mais influenciados pelas variações da espessura da parede. De modo geral, quanto menor a espessura da parede, maiores os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura. No que se refere à inclinação dos tirantes com a horizontal, evidenciou-se que, quanto menor essa inclinação, maiores são os deslocamentos horizontais apresentados pela contenção. Por último, observou-se que os deslocamentos horizontais da parede são significativamente influenciados pela carga de protensão dos tirantes, de maneira que, quanto maior o valor dessa carga, menores são os deslocamentos.

Mendes (2010) utilizou um programa numérico baseado no método dos elementos finitos para avaliar, através de um estudo paramétrico, a influência da

espessura da cortina e do espaçamento vertical entre os tirantes sobre as tensões horizontais, os deslocamentos horizontais e os momentos fletores que ocorrem em estrutura de contenção atirantada executada em solo puramente granular. Com relação às tensões horizontais sobre a parede, o autor comparou os resultados obtidos com os diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Tschebotarioff (1951) e constatou que os referidos diagramas apresentam distribuição e magnitude de tensões condizentes com os valores encontrados por meio das simulações realizadas.

Medeiros (2005) realizou simulações numéricas em estruturas de contenção em balanço e em estruturas grampeadas, do tipo estacas justapostas assentes no solo poroso de Brasília e comparou os resultados com valores de deslocamentos no topo da parede obtidos a partir de medições em campo. Medeiros (2005) utilizou vários modelos constitutivos (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb modificado e Cam-Clay modificado) para simular o comportamento da massa de solo e classificou o modelo de Mohr-Coulomb como o mais adequado em suas análises, pois apresentou resultados compatíveis com os medidos em campo e demandou um menor tempo computacional.

Mota (2008) desenvolveu um estudo de retroanálise numa estrutura de contenção em balanço composta por perfis metálicos (tipo I) assentes em solo sem coesão. Foi utilizado um programa computacional baseado no método dos elementos finitos. O objetivo do estudo foi determinar os parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo, de maneira que os deslocamentos dos perfis metálicos fossem compatíveis com os deslocamentos medidos numa estrutura real. Mota (2008) comparou os valores de ângulos de atritos encontrados na retroanálise com os valores de ângulos de atritos obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios triaxiais do tipo CD. Verificou-se que os valores encontrados na retroanálise foram condizentes com aqueles obtidos nos ensaios triaxiais, enquanto os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto apresentaram magnitudes diferentes.

Hashash e Whittle (2002) estudaram, através de simulações numéricas por elementos finitos, a evolução das tensões sobre uma parede diafragma executada em uma espessa camada de argila mole e apresentaram um exemplo quantitativo referente ao mecanismo de transferência de carga e ao fenômeno do arqueamento

que ocorrem nessas estruturas. Comparações entre os resultados obtidos através das simulações numéricas e os resultados apresentados pelos métodos clássicos mostraram que as tensões sobre a parede diafragma podem ser maiores do que as tensões que os métodos clássicos preveem. Medições de campo realizadas em uma estrutura de contenção corroboraram os resultados provenientes das análises numéricas (Hashash e Whittle, 2002).

Liang e Yamin (2009) utilizaram um programa computacional baseado no método dos elementos finitos para fazer uma análise tridimensional em um talude de areia sobre um substrato rochoso, contido por estacas escavadas igualmente espaçadas. Essas análises tinham o objetivo de estudar o comportamento do arqueamento que ocorre na massa de solo arenoso que circunda as estacas. A partir dos resultados obtidos nas simulações numéricas, foi realizado um estudo paramétrico para analisar a influência de parâmetros inerentes às estacas e ao solo nos deslocamentos horizontais no topo das estacas e no coeficiente de segurança global da estrutura. Liang e Yamin (2009) evidenciaram, por exemplo, que o fator de segurança global do talude aumenta de forma significativa quando a relação entre o espaçamento entre as estacas e diâmetro da estaca é menor do que 4.

Hong et al. (2003) estudaram a interação solo-estrutura em escavações escoradas com estacas metálicas espaçadas, solidarizadas com vigas horizontais de madeira. Foram realizadas simulações numéricas em duas e três dimensões, comparando-se os resultados de cada modelo. Percebeu-se que quanto maior o espaçamento entre as estacas metálicas maior é a diferenças dos resultados entre os dois modelos. Essa discrepância entre os resultados dos modelos pode ocorrer por vários motivos. Primeiramente, o modelo em duas dimensões leva em consideração o perfeito engastamento entre as estacas metálicas e o solo abaixo do nível da escavação, quando na verdade há deslocamentos horizontais das estacas nessa localização. Em segundo lugar, as análises bidimensionais não levam em consideração a diferença de rigidez entre as estacas metálicas e as vigas de madeira. Quanto maior o espaçamento entre as estacas, maior é a divergência obtida com as análises bidimensionais.

Santos Josefino et al. (2009) utilizaram o programa Plaxis 2D para analisar a influência do comprimento do trecho livre, do comprimento de ancoragem, da carga de protensão, da espessura do trecho ancorado e da rigidez do trecho livre sobre os

deslocamentos da estrutura de contenção atirantada. Os autores verificaram, por exemplo, que a espessura e o comprimento do trecho ancorado praticamente não influenciam os deslocamentos da cortina. A rigidez do trecho livre apresenta pequena influência sobre os deslocamentos da parede. No que diz respeito ao comprimento do trecho livre, os autores constataram que o aumento deste diminui os deslocamentos da contenção.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

3.1 FERRAMENTA NUMÉRICA UTILIZADA

A ferramenta numérica utilizada foi o programa computacional geotécnico denominado PLAXIS 2D versão 9.0, que foi desenvolvido pela Universidade Tecnológica de Delft, Holanda. O PLAXIS 2D é um programa de elementos finitos que foi desenvolvido especificamente para análises de deformações e estabilidade em projetos de engenharia geotécnica. Os procedimentos simples de entrada gráfica de dados, a rápida geração da malha de elementos finitos, a agilidade na realização dos cálculos e a forma bem detalhada de como os resultados são apresentados, são algumas das vantagens do programa, o que facilita a análise e o entendimento do comportamento do problema geotécnico estudado.

A seguir são apresentadas as principais características do programa PLAXIS. No entanto, devido à complexidade do programa, só serão abordados os aspectos relevantes às simulações do problema analisado (estruturas de contenção atirantada).

3.1.1 Informações gerais do programa

O PLAXIS é um programa de elementos finitos que foi desenvolvido especificamente para análises de projetos de engenharia geotécnica. No caso da versão 2D, versão utilizada, o programa realiza análises considerando o estado plano de deformação ou análises axissimétricas.

O programa é compatível com o Sistema Operacional Windows e consta dos seguintes módulos: PLAXIS *Input*, PLAXIS *Calculations*, PLAXIS *Output* e PLAXIS *Curves*.

O PLAXIS *Input* é o módulo em que todos os dados de entrada são inseridos no programa. É neste módulo que se insere a geometria do problema, se dispõem os elementos construtivos, se definem as condições de contorno, os carregamentos externos, os deslocamentos prescritos, as condições iniciais de tensões, o tipo de

modelo (estado plano de deformação ou axissimétrico), a condição de drenagem dos materiais e os modelos constitutivos e os parâmetros dos materiais. É neste módulo também que ocorre a geração automática da malha de elementos finitos.

O PLAXIS *Calculations* executa os cálculos de tensões e deformações que são resultantes do carregamento do problema. O cálculo termina quando um número de interação pré-estabelecido é alcançado ou quando o nível de carregamento admissível é atingido. É nesse módulo onde são definidos os estágios de construção, seja por aplicação de cargas externas, pela aplicação de deslocamentos prescritos, pela instalação e/ou protensão de elementos construtivos ou pela escavação de solo. Podem-se realizar os seguintes tipos de cálculos: análises plásticas, análises de adensamento e análises do fator de segurança global do problema, que ocorre pela redução dos parâmetros de resistência do solo até a ruptura ser atingida.

É através do PLAXIS *Output* que o usuário obtém os resultados das simulações realizadas no programa. Os principais resultados fornecidos pelo programa são: deformações, deslocamentos, tensões totais ou efetivas; tabelas que mostram os valores das deformações, deslocamentos ou tensões em todos os nós da malha de elementos finitos e gráficos de forças, tensões, deslocamentos e deformações que agem nos elementos construtivos. Podem-se visualizar também os pontos que atingiram a zona de plastificação.

O PLAXIS *Curves* é o módulo que apresenta a evolução dos deslocamentos, das deformações, das tensões, das forças ou das poropressões em pontos predeterminados. É utilizado quando se deseja comparar resultados das simulações com resultados medidos em campo, permitindo uma aferição/validação dos modelos e dos parâmetros considerados.

3.1.2 Geração da malha de elementos finitos

O programa PLAXIS permite uma geração da malha de elementos finitos automática, sendo formada por elementos triangulares com 6 ou 15 nós. Os elementos de 15 nós apresentam relações de interpolação de quarta ordem para os deslocamentos, sendo a matriz de rigidez avaliada por integração numérica, usando um total de doze pontos de Gauss (pontos de tensão), ao passo que os elementos de 6 nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os

deslocamentos. Para estes, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). O elemento de 15 nós fornece uma melhor precisão se comparado com o elemento de 6 nós. Entretanto, demanda uma maior quantidade de tempo, o que faz com que, às vezes, seja mais interessante a utilização do elemento de 6 nós, haja vista este último apresentar bons resultados em grande parte dos problemas geotécnicos. Nas simulações realizadas no presente trabalho, utilizaram-se elementos triangulares de 15 nós. A Figura 3.1 mostra tipos de elementos disponíveis no PLAXIS.

A precisão dos resultados depende da forma e das dimensões dos elementos que formam a malha de elementos finitos. Malhas mais refinadas tendem a resultados mais acurados. No entanto, quanto mais refinada for a malha, maior será o consumo de memória, podendo elevar consideravelmente o tempo da simulação. Com relação a esse aspecto, o PLAXIS permite o refinamento da malha em locais de maior interesse do usuário. Os refinamentos locais podem ocorrer através da seleção de pontos, de linhas ou de polígonos fechado, ou seja, o refinamento ocorrerá somente ao redor dos elementos previamente selecionado pelo usuário.

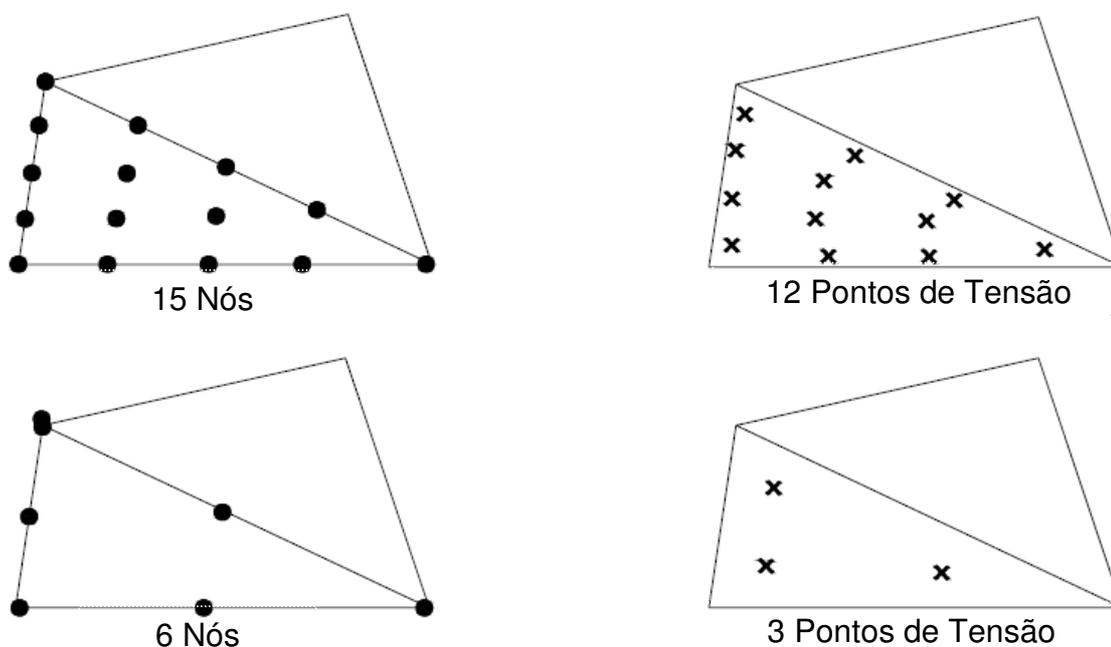


Figura 3.1 - Nós e pontos de tensões do PLAXIS (PLAXIS, 2008).

3.1.3 Principais modelos constitutivos

A escolha do modelo a ser utilizado nas simulações do comportamento dos materiais que compõem o problema geotécnico é de suma importância para que os resultados obtidos sejam condizentes com a realidade. Sabe-se que os solos tendem a se comportar de uma forma não linear quando submetidos a carregamentos, porém, esse tipo de comportamento pode ser modelado considerando-se vários níveis de tensões.

O Plaxis 2D versão 9 apresenta vários modelos constitutivos que podem ser utilizados para simular o mais diversos tipos de materiais. Esta seção descreve os principais modelos disponíveis no programa, fazendo uma abordagem teórica sobre cada um deles, bem como destacando suas principais aplicações e limitações. Maior ênfase é dada ao Modelo de Mohr-Coulomb, tendo em vista que esse é o modelo utilizado no presente trabalho para simular o comportamento das camadas de solo.

3.1.3.1 Modelo elástico linear

As relações mais simples que se podem estabelecer entre tensões e deformações são as da elasticidade linear, que são conhecidas como equações da Lei de Hooke, que em um material isotrópico, são escritas conforme as Equações 3.1 e 3.2.

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}\tag{3.1}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\tau_{yz}}{G} \\ \gamma_{xz} &= \frac{\tau_{xz}}{G}\end{aligned}\tag{3.2}$$

em que:

ε_x , ε_y , ε_z são as componentes de deformação normal segundo os eixos x, y e z respectivamente;

σ_x , σ_y , σ_z são as componentes de tensão normal segundo os eixos x, y e z, respectivamente;

γ_{xy} , γ_{yz} , γ_{xz} são as componentes de deformação cisalhante nos planos xy, yz e xz, respectivamente;

τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{xz} são as componentes de tensão cisalhante nos planos xy, yz e xz, respectivamente;

E é o módulo de deformabilidade do material;

G é o módulo de deformabilidade transversal do material;

ν é o coeficiente de Poisson do material.

O módulo de deformabilidade transversal é dado em função do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson, conforme mostrado na Equação 3.3.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 3.3$$

O modelo elástico linear é válido somente para materiais em que se verifica uma razão constante entre tensões e deformações (Equações 3.1 e 3.2 para o caso particular de materiais isotrópicos). No caso dos solos, essa razão constante é verificada em baixos níveis de deformação, ou seja, esse modelo é indicado somente quando o solo está submetido a baixos níveis de tensões, o que inviabiliza, na maioria dos casos, sua utilização para modelar o comportamento dos solos. De todo modo, o modelo elástico linear pode ser usado adequadamente para simular o comportamento de elementos estruturais ou de camadas rochosas (Plaxis, 2008), requerendo apenas o conhecimento de dois simples parâmetros: módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson. No presente trabalho, o modelo elástico linear foi usado para simular o comportamento dos elementos estruturais do problema.

3.1.3.2 Plasticidade dos materiais

No comportamento dos materiais elásticos, as deformações são univocamente determinadas pelas tensões (e vice-versa). Em plasticidade, entretanto, as deformações não são univocamente determinadas pelas tensões, mas

dependem também da história do carregamento, ou de como o estado de tensão foi obtido.

O comportamento plástico é caracterizado pelo aparecimento de deformações, que a partir de determinados níveis de tensões, se tornam irreversíveis, mesmo que haja total descarregamento.

A Figura 3.2 apresenta um diagrama tensão-deformação convencional de um corpo de prova, de comportamento elastoplástico, submetido a um estado de tensão unidimensional. Inicialmente o comportamento é elástico, no trecho OA, com módulo de elasticidade E até que a tensão normal atinja o valor σ_0 , característico do material, em que o escoamento se inicia. O subsequente aumento da tensão normal, a partir do ponto A, provoca o incremento da deformação, segundo o módulo tangente E_T . Dessa forma, após o escoamento inicial, a relação entre tensão e deformação passa a ser expressa conforme mostra a Equação 3.4.

$$d\sigma = E_T \cdot d\varepsilon \quad 3.4$$

Quando E_T é igual a zero, diz-se que o material tem comportamento elastoplástico perfeito. Quando E_T é diferente de zero, a tensão de escoamento se altera à medida em que a deformação plástica progride. Essa característica é denominada endurecimento do material.

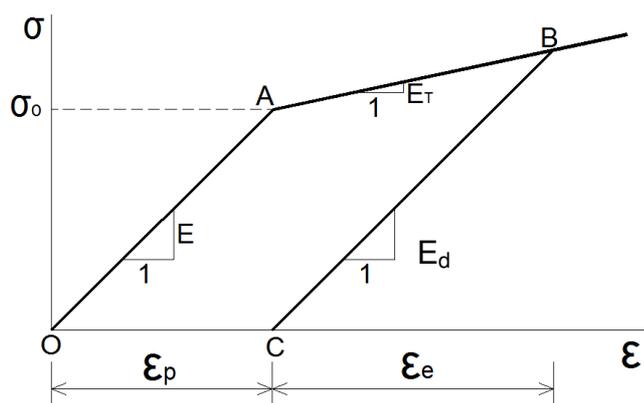


Figura 3.2 - Comportamento de um material elastoplástico.

Imaginando-se que ocorra descarga total a partir do ponto B do gráfico da Figura 3.2, observa-se que há um resíduo de deformação plástica ε_p (ponto C). Recarregando-se a partir de C a resposta será elástica até que a tensão normal atinja o valor σ_B , em que novo escoamento ocorre.

3.1.3.3 Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elastoplástico perfeito, ou seja, assume que o material comporta-se como elástico linear até atingir o escoamento, não havendo a ocorrência do endurecimento devido ao fluxo plástico. Não há acréscimo de tensão na zona de plastificação (após o escoamento), conforme mostra o gráfico da Figura 3.3.

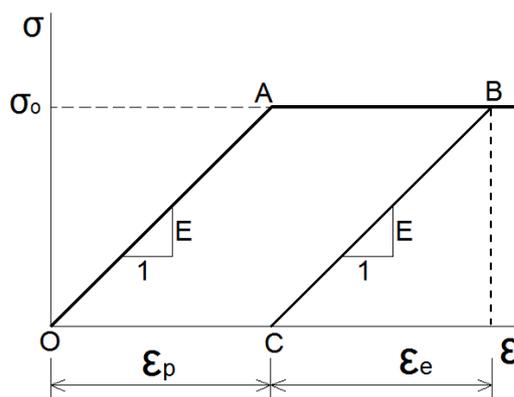


Figura 3.3 - Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb.

O critério de Mohr-Coulomb considera que o escoamento ocorre quando, em qualquer plano que passa por um ponto no interior do material, a tensão cisalhante atinge um valor que depende linearmente da coesão c e da tensão normal σ ao referido plano, segundo mostra a Equação 3.5.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\phi) \quad 3.5$$

Os valores de σ e τ que satisfazem a Equação 3.5 são representados por duas retas que iniciam no ponto $A (-c \cdot \operatorname{cotg}(\phi); 0)$ e têm inclinação $\pm \phi$ em relação ao eixo σ , como mostra a Figura 3.4. Se o estado de tensões definidos pelas tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 é tal que os círculos de Mohr que os representam encontram-se dentro de uma região delimitada pelas duas retas (AB e AB') sem, no entanto, tocá-las, o corpo encontra-se em regime elástico. O escoamento ocorrerá sempre que o maior círculo tocar as duas retas, conforme mostra a Figura 3.4.

O modelo de Mohr-Coulomb é extensivamente empregado na análise de resistência de solos (Velloso et al., 1996). O programa PLAXIS requer cinco parâmetros de entrada para simular o comportamento de um material pelo modelo de Mohr-Coulomb: módulo de deformabilidade (E), coeficiente de Poisson (ν),

ângulo de atrito (ϕ), coesão (c) e ângulo de dilatância (ψ). Este último parâmetro é requerido para modelar incrementos de deformação volumétrica plástica.

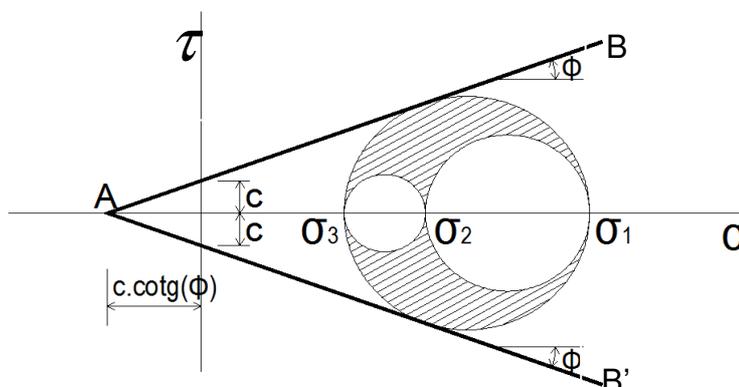


Figura 3.4 - Envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb.

3.1.3.4 Modelo *Hardening Soil*

O modelo *Hardening Soil* é um avançado modelo que simula o comportamento dos solos. Assim como o modelo de Mohr-Coulomb, o estado de tensão é descrito em função do ângulo de atrito, ângulo de dilatância e coesão. Entretanto, a rigidez do solo é descrita através de outros parâmetros, que são: rigidez de carregamento triaxial, rigidez de descarregamento triaxial e rigidez de carregamento oedométrico.

3.1.3.5 Modelo *Soft Soil Creep*

O modelo *Hardening Soil* é adequado para todos os tipos de solo, porém não leva em consideração os efeitos viscosos, ou seja, deformação secundária. O modelo *Soft Soil Creep* tem a peculiaridade de levar em conta a fluência do solo, ou seja, a deformação secundária. Esse método é mais usado em argilas e siltes moles e turfas, pois esses são os tipos de solos que apresentam deformação secundária de forma mais significativa. As características básicas do referido modelo são: rigidez dependente do nível de tensões, compressão secundária (dependência do tempo), história de tensões de pré-adensamento e comportamento de ruptura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

A Figura 3.7 mostra o perfil topográfico da região estudada. Na crista da encosta localiza-se o Bairro de Mãe Luiza, ocupado por residências de classe média ou baixa. Em algumas situações, a ocupação ocorre de forma irregular, com as residências avançando sobre a encosta. Ao lado do bairro de Mãe Luiza está o Parque das Dunas.

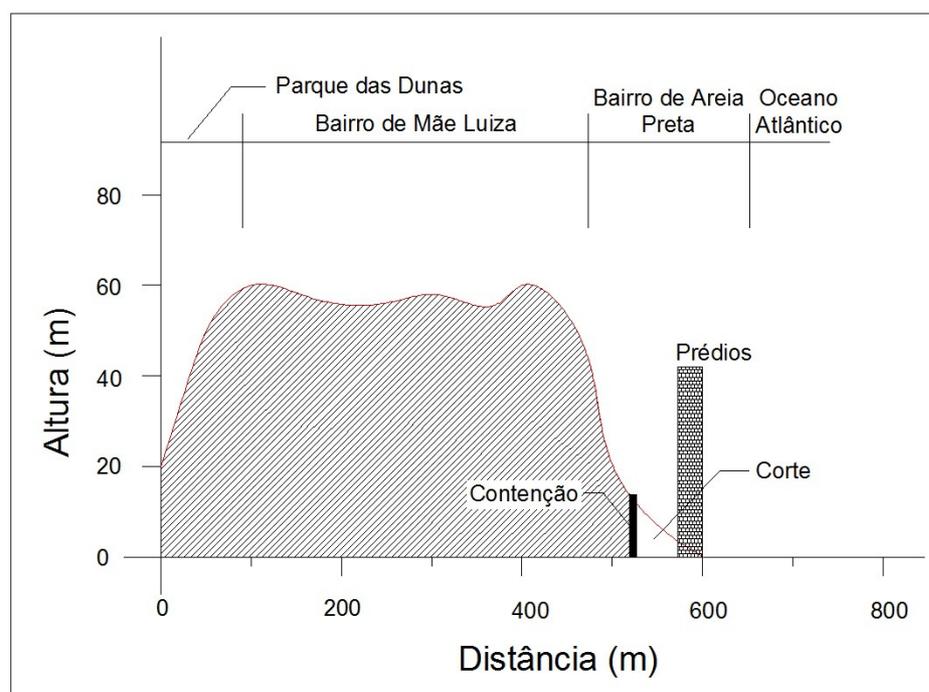


Figura 3.7 – Perfil da seção indicada na Figura 3.6 - escala vertical 5x escala horizontal (modificado de Jesus, 2002).

No sopé da encosta está o bairro de Areia Preta, ocupado por prédios residenciais de alto padrão. Para a construção dos prédios, é necessário fazer um nivelamento do terreno no sopé da encosta, criando uma área plana de aproximadamente 50 m de largura. A escavação é procedida mediante a construção de uma estrutura de contenção, como mostra a Figura 3.7, geralmente com estacas escavadas espaçadas e tirantes.

3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA ÁREA EM ESTUDO

A região em estudo é formada, em sua superfície, por depósitos Quaternários correspondentes a sedimentos de origem eólica que formam uma faixa de dunas com altura de até 100 m, abrangendo grande parte da orla marítima da cidade de Natal – RN (Silva et al., 2002).

Sob as dunas há um depósito Terciário de origem sedimentar, denominado Formação Barreiras, constituído de camadas intercaladas de arenitos argilosos, argilitos e arenitos ferruginosos, com colorações variadas devido à laterização (Severo et al., 2006). A disposição dos sedimentos eólicos do Parque das Dunas sobre os sedimentos da Formação Barreiras pode ser verificada na Figura 3.8 (região sem ocupação na área em estudo).

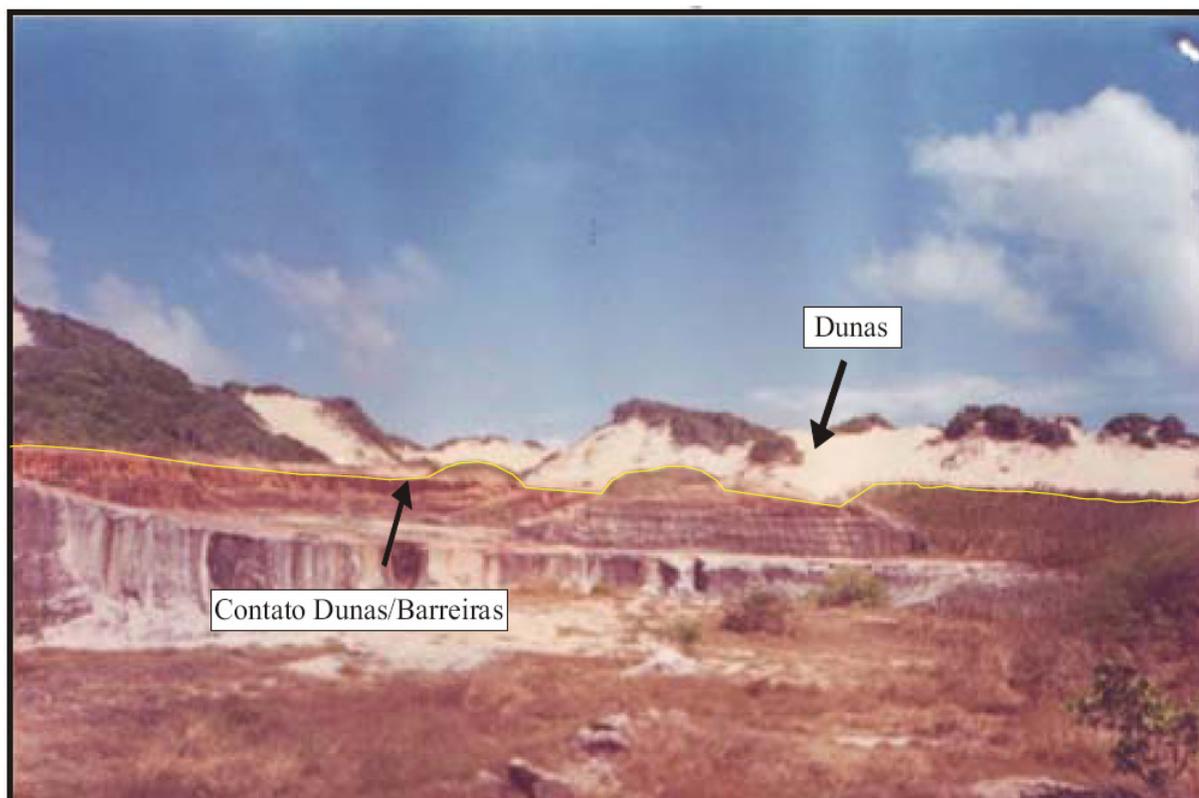


Figura 3.8 - Sedimentos eólicos do Parque das Dunas dispostos sobre os sedimentos das Formação Barreiras (Jesus, 2002).

A caracterização geotécnica do local em estudo foi feita a partir de sondagens SPT e ensaios laboratoriais. As sondagens e a coleta das amostras foram feitas em um terreno de uma obra na região em estudo, situado na Av. Governador Sílvio Pedrosa, Bairro de Areia Preta (Figura 3.6). A planta de locação dos furos da sondagem SPT é apresentada na Figura 3.9. A Figura 3.10 mostra um dos perfis de sondagem SPT realizados (furo SP-05). Outros perfis de sondagem são apresentados em anexo. Detecta-se a presença de oito camadas. As cinco primeiras camadas referem-se aos sedimentos eólicos, enquanto as camadas seis a oito correspondem aos sedimentos da Formação Barreiras.

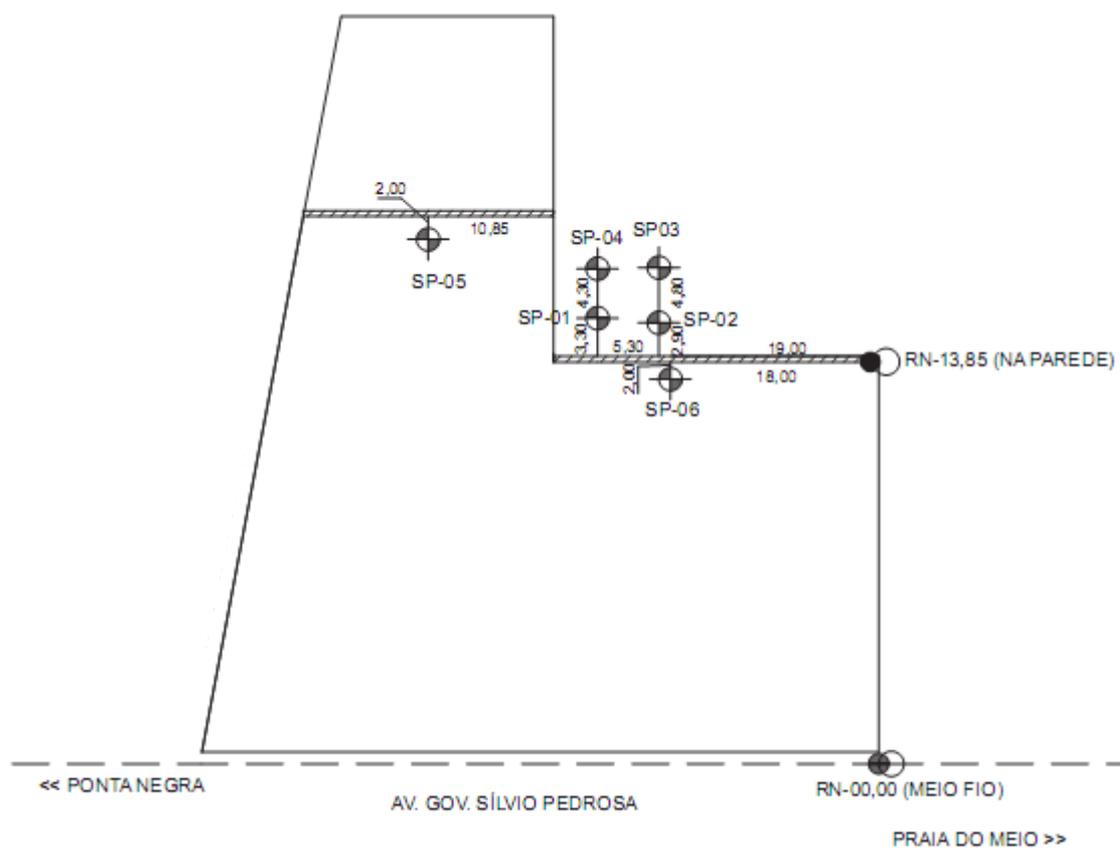


Figura 3.9 - Planta de localização dos furos da sondagem SPT.

A Figura 3.11 apresenta o perfil representativo do terreno considerado no presente estudo, obtido com base nas sondagens mencionadas. O subsolo é dividido em três camadas distintas (camadas I, II e III), com espessuras de 14,60, 11,40 e 18,00 m, respectivamente. As camadas I e II compreendem o depósito de sedimentos eólicos e a camada III representa o sedimento da Formação Barreiras. A camada I é formada por areia medianamente compacta, a camada II, por areia compacta e a camada III, por areia argilosa dura. Com base nas sondagens executadas, o nível do lençol freático foi considerado a uma cota 0,70 m abaixo do contato entre as camadas II e III.

Em cada uma das três camadas foram coletadas amostras deformadas objetivando a realização de ensaios de caracterização. Os seguintes ensaios foram realizados: análise granulométrica (por peneiramento e conjunta), limite de liquidez, limite de plasticidade, peso específico dos sólidos e cisalhamento direto. Na Figura 3.11, os pontos P1, P2 e P3 indicam a profundidade de coleta das amostras. As profundidades de P1, P2 e P3 são aproximadamente iguais a 8, 20 e 27,5 m da

superfície do terreno, respectivamente. A Tabela 3.1 apresenta os valores dos pesos específicos dos sólidos de cada uma das camadas, obtidos pelo método disposto na NBR 6508/1984.

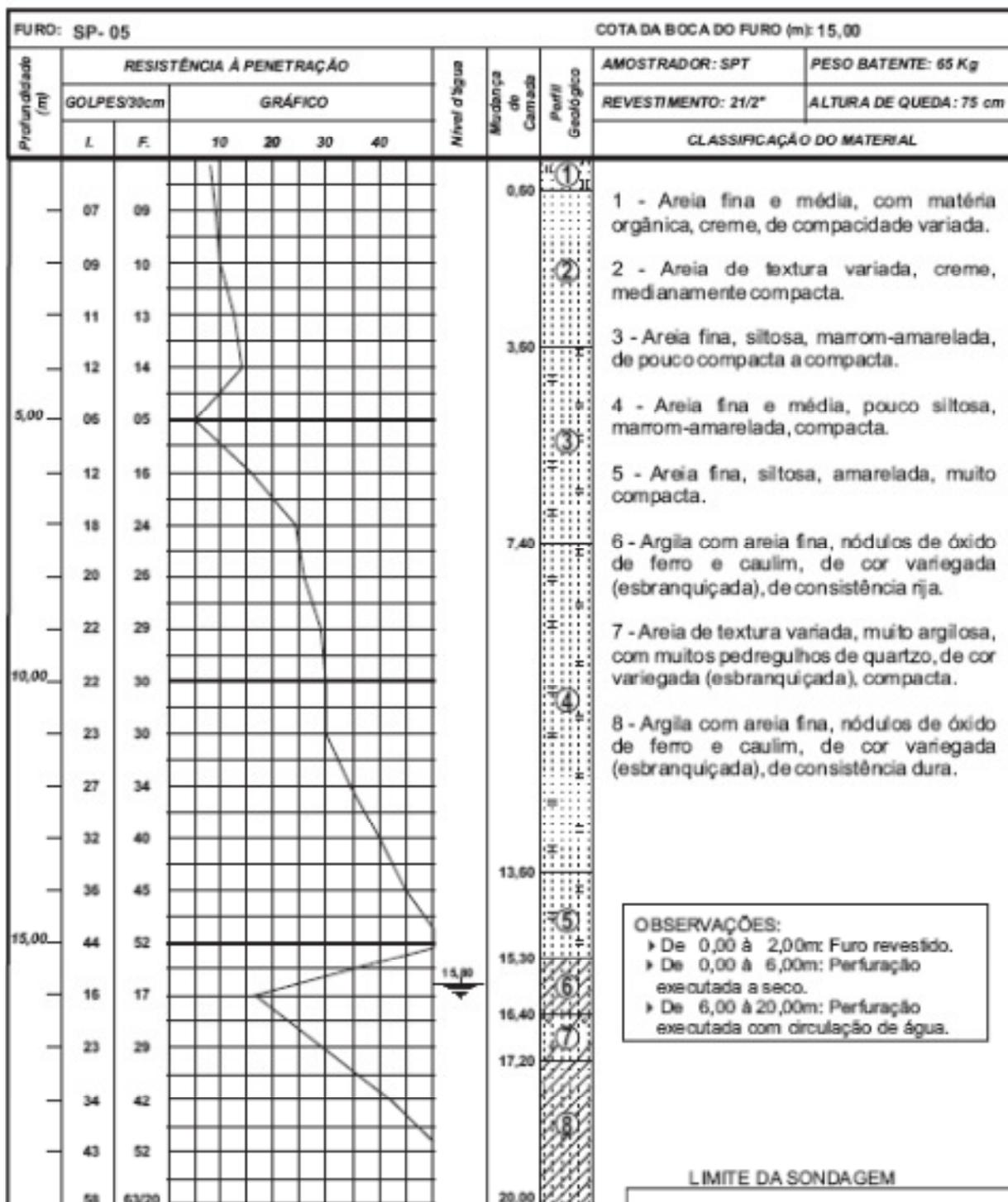


Figura 3.10 - Perfil de sondagem obtido a partir de um ensaio SPT realizado na área em estudo.

A Figura 3.12 apresenta as curvas granulométricas das camadas I, II e III. Os ensaios de análise granulométrica foram realizados de acordo com a NBR

7181/1984. As curvas granulométricas das camadas I e II foram obtidas por meio do ensaio da análise granulométrica por peneiramento, enquanto a curva granulométrica da camada III foi obtida através da análise granulométrica conjunta (peneiramento e sedimentação).

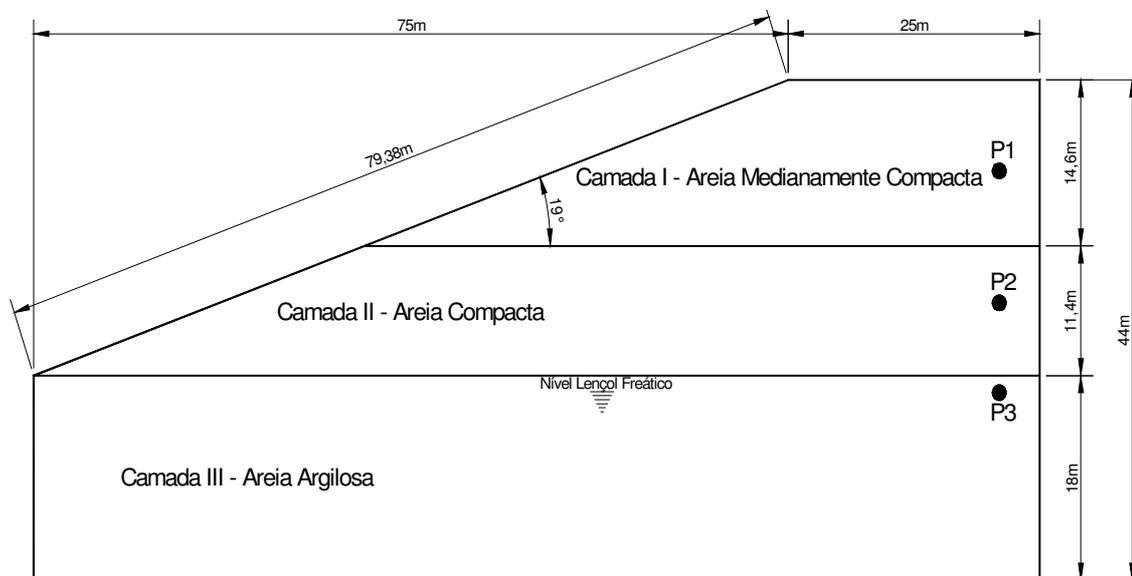


Figura 3.11 – Perfil típico do terreno considerado nas simulações numéricas.

Tabela 3.1 – Peso específico dos sólidos das camadas I, II e III.

Camada	Peso específico dos sólidos (kN/m ³)
Camada I	25,7
Camada II	25,5
Camada III	26,7

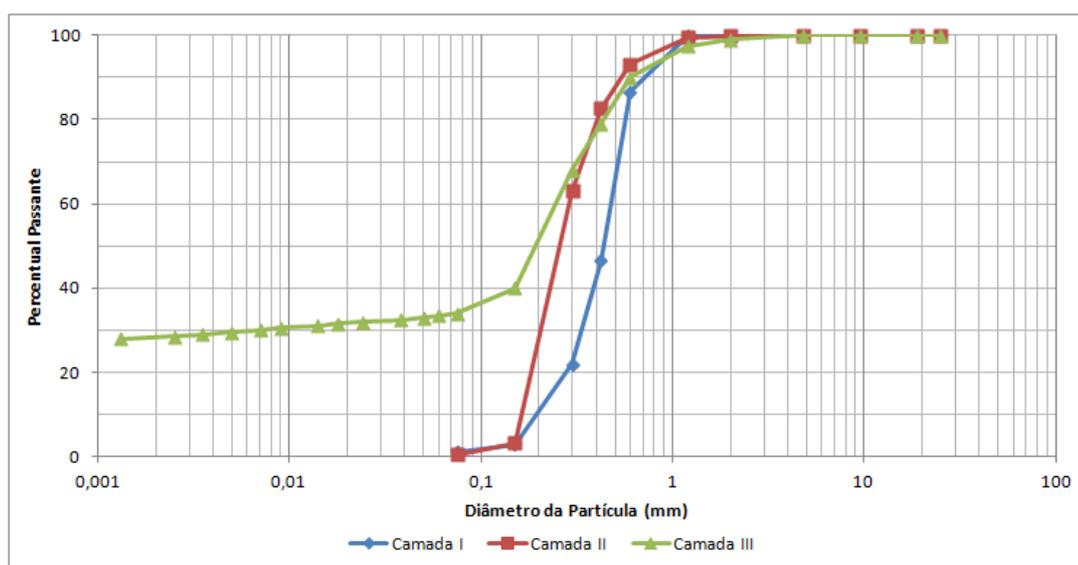


Figura 3.12 - Curvas granulométricas das Camada I, II e III.

O percentual das frações constituintes das camadas I e II pode ser observado na Tabela 3.2. Verifica-se que o percentual de areia média é predominante em ambas as camadas. Na Camada I o percentual de areia grossa é superior ao percentual de areia fina. Com relação à Camada II, ocorre o contrário, ou seja, o percentual de areia fina é maior do que o percentual de areia grossa. O material de cada uma das duas camadas é classificado, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), como areia mal graduada (SP). Constata-se, ainda, que as duas areias podem ser admitidas uniformes, visto que o coeficiente de não uniformidade é inferior a 5. Segundo Santos Jr. et al. (1998), essa última característica ocorre em virtude da segregação de partículas que ocorre durante o transporte dos sedimentos pelo vento. Com relação à camada III, a Tabela 3.3 mostra o percentual das frações constituintes, bem como os índices de consistência. O solo dessa camada é classificado, de acordo com o SUCS, como sendo uma areia argilosa (SC).

Tabela 3.2 – Frações constituintes do solo das camadas I e II (NBR 6502, 1995)

	Camada I	Camada II
Areia Grossa	13,5%	6,7%
Areia Média	76,5%	66,2%
Areia Fina	8,1%	26,6%
Silte e Argila	1,9%	0,5%
Coef. não Uniformidade	2,44	1,78
Coef. de Curvatura	1,22	0,89
Classificação SUCS	SP	SP

Tabela 3.3 – Frações constituintes (NBR 6502, 1995) e índices de consistência da camada III.

	Camada III
Pedregulho	1,0%
Areia Grossa	10,2%
Areia Média	38,8%
Areia Fina	18,0%
Silte	5,0%
Argila	27,0%
Passante #200	30,8%
Limite de Liquidez	24%
Limite de Plasticidade	15%
Índice de Plasticidade	9%
Classificação SUCS	SC

3.4 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS CAMADAS DE SOLO

O modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento das camadas de solo foi o modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb. Esse modelo requer cinco parâmetros de entrada: ângulo de atrito, coesão, ângulo de dilatância, módulo de Young e coeficiente de Poisson.

Os valores dos ângulos de atrito e das coesões foram obtidos a partir da realização de ensaios de cisalhamento direto, executados em corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 60 mm e altura de 31,5 mm. Os ensaios foram realizados em três tensões normais: 50, 100 e 200 kPa. Os valores do ângulo de atrito e da coesão foram obtidos considerando-se a tensão de pico apresentada em cada tensão normal. Os ensaios foram conduzidos com velocidade constante de 0,05 mm/min.

Os corpos de prova das camadas I e II foram compactados no laboratório, tendo em vista a impossibilidade da extração de amostras indeformadas, pois os materiais dessas camadas não apresentam coesão. Os corpos de prova foram compactados com a mesma massa específica aparente seca que o solo apresentava no campo. A massa específica do solo *in situ* foi determinada através dos seguintes procedimentos: extraiu-se, por meio de um molde cilíndrico de volume conhecido, uma amostra indeformada das camadas I e II, com volume igual ao do cilindro. Em seguida, colocou-se todo o material coletado pelo molde dentro de um saco plástico, devidamente fechado em seguida para conservar o teor de umidade do solo. No laboratório, a massa do solo e o seu teor de umidade foram determinados. A massa específica foi então determinada pela divisão entre a massa do solo e o volume do cilindro.

Os resultados do ensaio de cisalhamento direto da camada I estão apresentados nas Figuras 3.13, 3.14 e 3.15, ao passo que os resultados dos ensaios de cisalhamento direto da camada II são apresentados nas Figuras 3.16, 3.17 e 3.18. Os seguintes gráficos são mostrados nessas figuras: deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante, deslocamento horizontal *versus* variação do volume do corpo de prova e envoltória de ruptura. Nas Figuras 3.14 e 3.17, variação volumétrica positiva significa redução de volume. Os ensaios de cisalhamento direto mostraram que as camadas I e II não apresentam coesão, porém a inserção de

valores nulos no parâmetro coesão no programa Plaxis não é indicada (Plaxis, 2008). Logo, adotou-se $c' = 1kPa$ para estas camadas.

Os ensaios referentes à Camada III foram realizados em amostras indeformadas na condição inundada, tendo em vista que essa camada está abaixo do nível do lençol freático. Os resultados destes ensaios são mostrados nas Figuras 3.19, 3.20 e 3.21, que apresentam, respectivamente, os seguintes gráficos: deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante, deslocamento horizontal *versus* variação do volume do corpo de prova e envoltória de ruptura.

Os módulos de deformabilidade das camadas I e II foram determinados de acordo com as relações propostas por Clayton (1986), apud Schnaid (2000), apresentadas graficamente na Figura 3.22. Em ambas as camadas foram considerados os valores médios entre o limite superior e o limite inferior, mostrados no gráfico da Figura 3.22. Na camada I considerou-se um valor médio de N_{SPT} igual a 8, enquanto na camada II considerou-se um valor médio de 30. O valor de N_{60} foi determinado pela expressão apresentada na Equação 3.6. O módulo de deformabilidade da camada III foi determinado pela correlação de Stroud e Butler (1975), apresentada na Equação 3.7. Na camada III, considerou-se um N_{SPT} médio igual a 35. É importante salientar que, apesar dos módulos de deformabilidade terem sido determinados por meio de relações empíricas, podendo conter erros consideráveis em virtude da variabilidade do ensaio SPT, o presente trabalho refere-se a um estudo paramétrico que objetiva verificar como os parâmetros analisados variam quando outros parâmetros são variados, não importando a magnitude desses parâmetros que são fornecidos pelo programa numérico.

$$N_{60} = N_{SPT} \frac{0,66}{0,60} \quad 3.6$$

$$\frac{E}{N_{60}} = 1(MPa) \quad 3.7$$

Com relação ao ângulo de atrito entre o solo e a parede (δ), Terzaghi (1943) indica que este parâmetro varia entre $\frac{1}{3}\phi$ e $\frac{2}{3}\phi$. Dessa forma, considerou-se

$$\delta = \frac{2}{3}\phi.$$

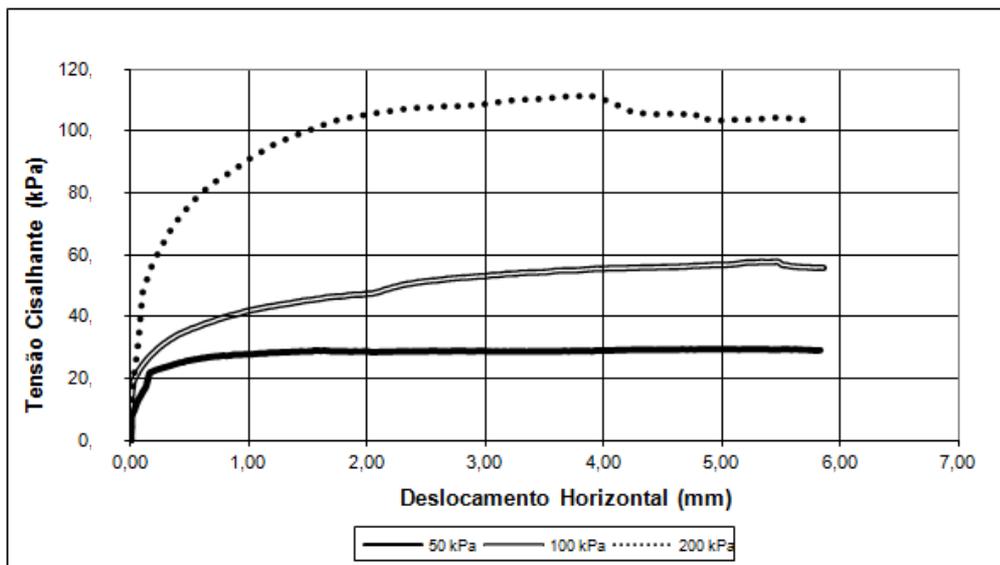


Figura 3.13 - Ensaio de cisalhamento direto da camada I: deslocamento horizontal x tensão cisalhante.

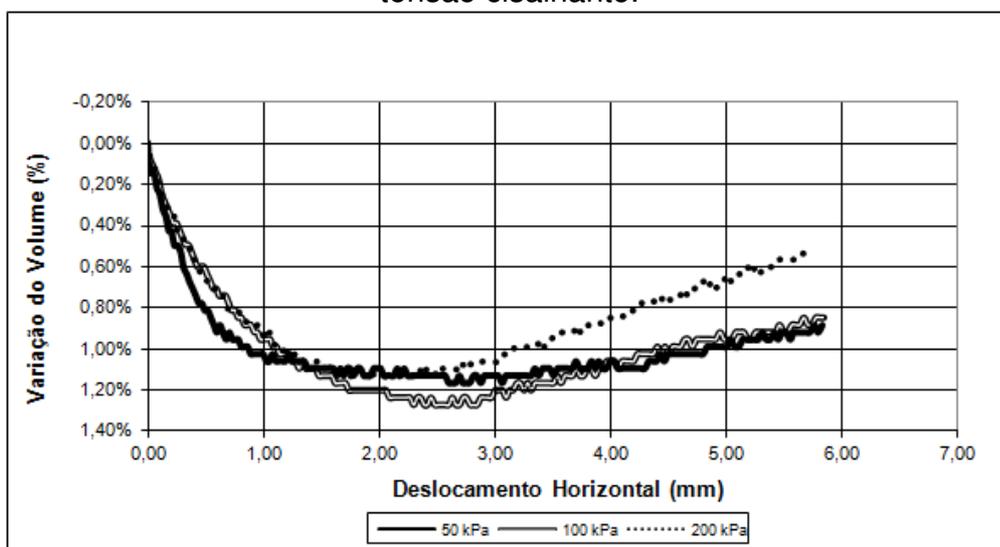


Figura 3.14 - Ensaio de cisalhamento direto da camada I: deslocamento horizontal x variação do volume.

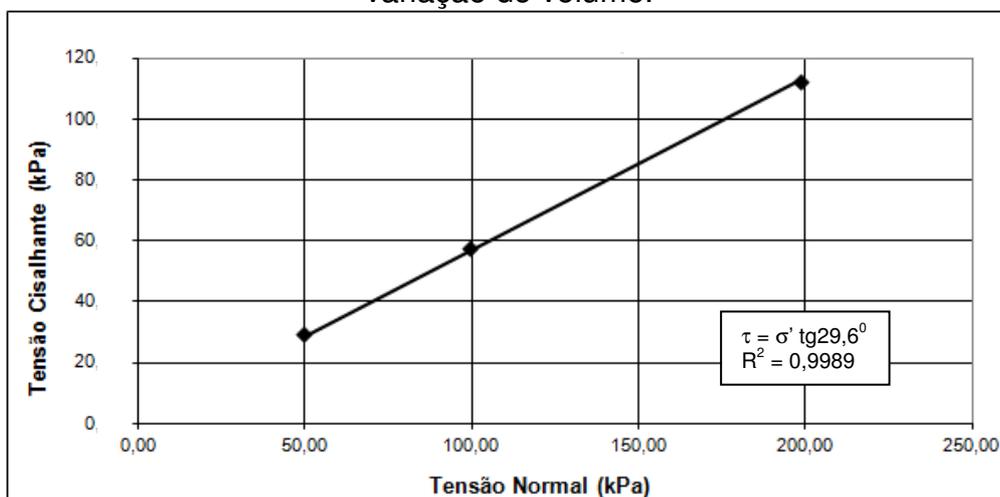


Figura 3.15 - Ensaio de cisalhamento direto da camada I: envoltória de ruptura.

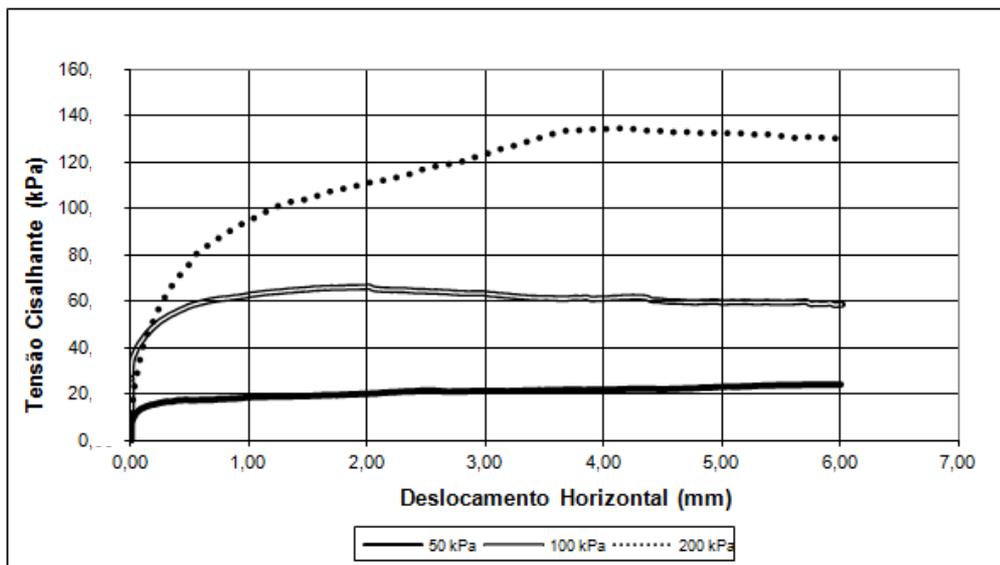


Figura 3.16 - Ensaio de cisalhamento direto da camada II: deslocamento horizontal x tensão cisalhante.

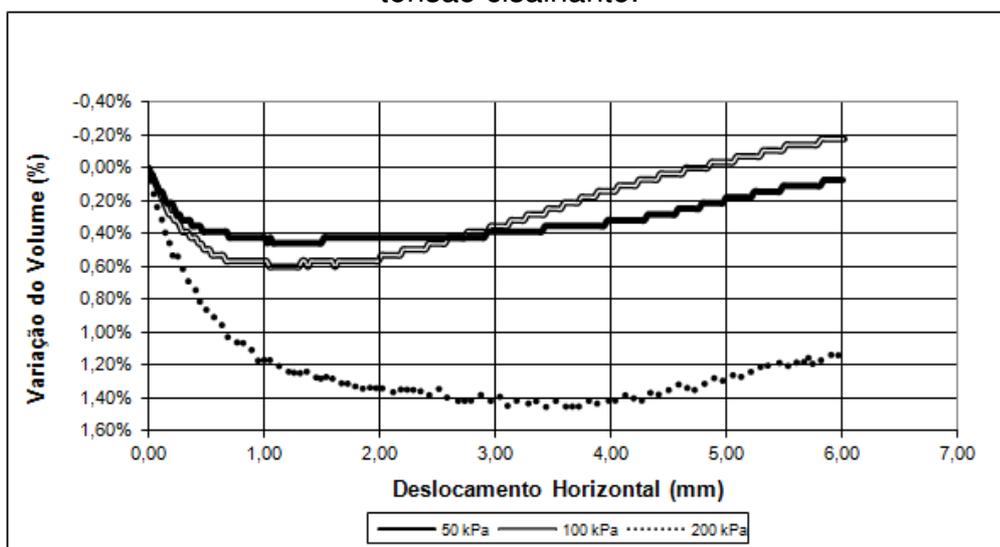


Figura 3.17 - Ensaio de cisalhamento direto da camada II: deslocamento horizontal x variação do volume.

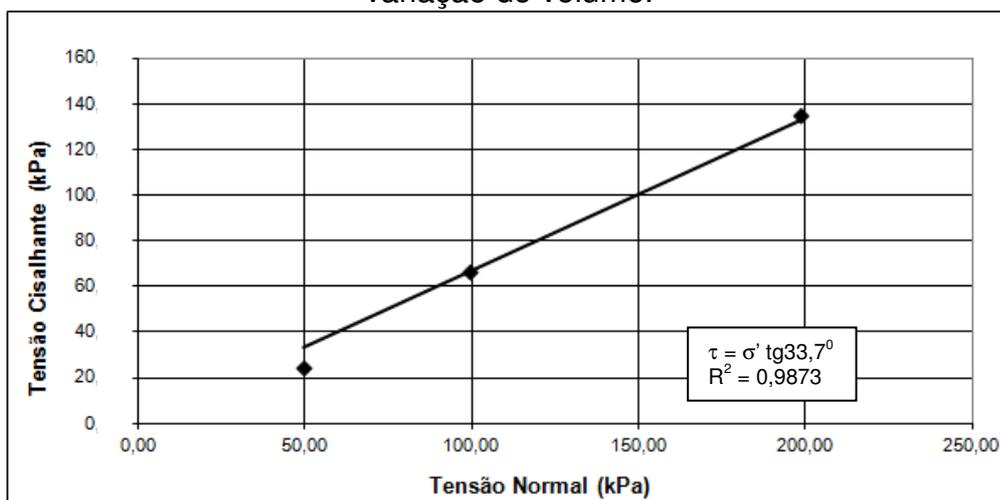


Figura 3.18 - Ensaio de cisalhamento direto da camada II: envoltória de ruptura.

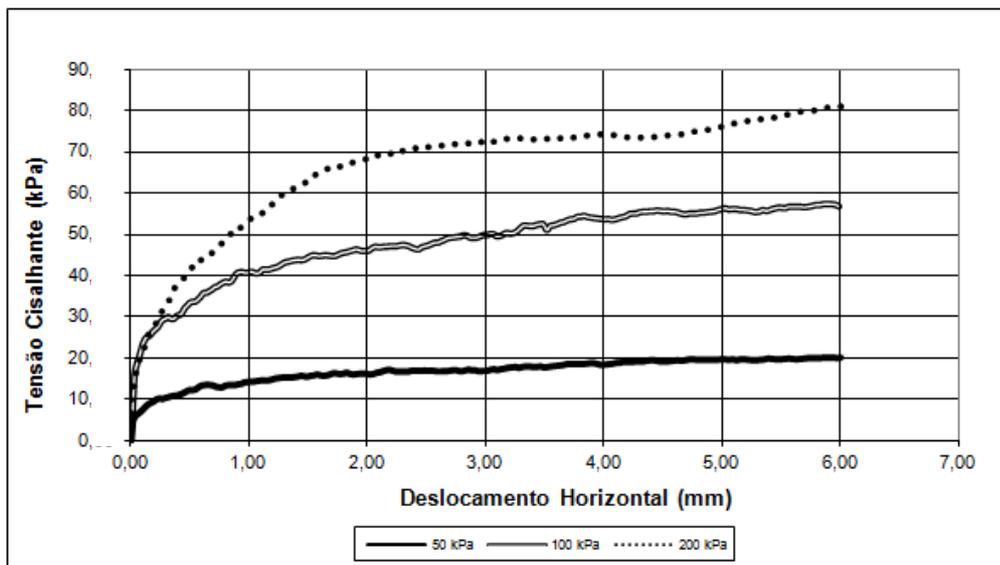


Figura 3.19 - Ensaio de cisalhamento direto da camada III: deslocamento horizontal x tensão cisalhante.

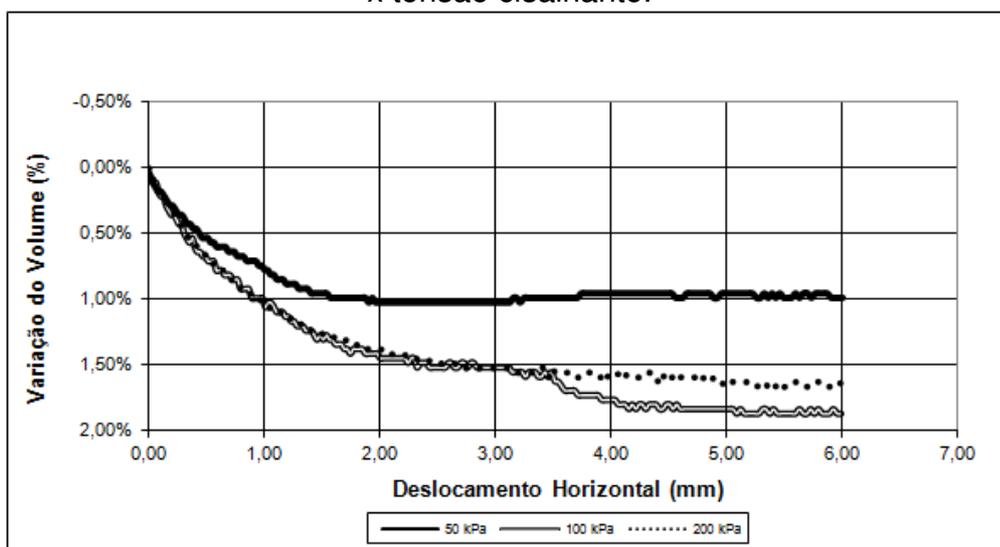


Figura 3.20 - Ensaio de cisalhamento direto da camada III: deslocamento horizontal x variação do volume.

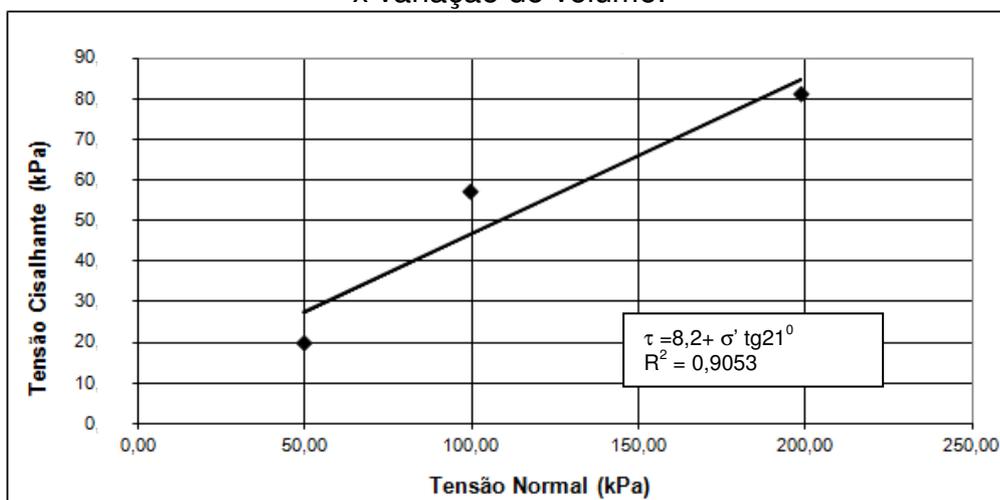


Figura 3.21 - Ensaio de cisalhamento direto da camada III: envoltória de ruptura.

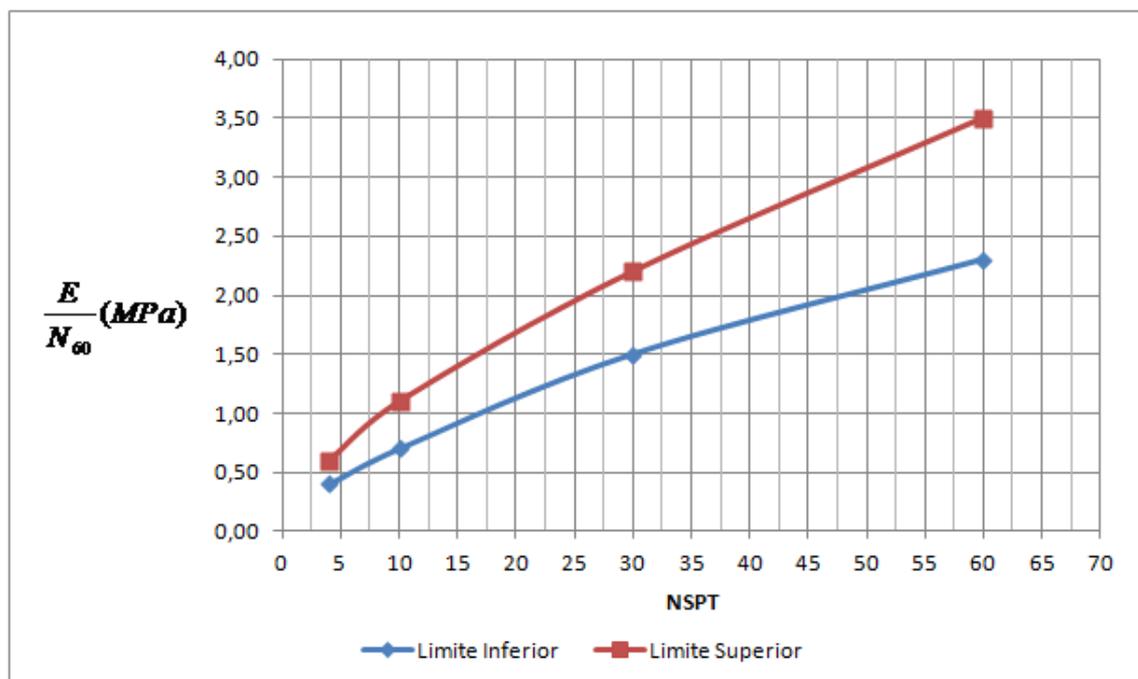


Figura 3.22 - Relação proposta por Clayton (1986, apud Schnaid, 2000) para determinar o módulo de deformabilidade de solos granulares através de ensaios SPT.

Os valores dos parâmetros geotécnicos das camadas de solos consideradas no presente estudo são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Parâmetros geotécnicos das camadas.

Parâmetro	Símbolo	Camada I	Camada II	Camada III
Modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Condição	-	Drenada	Drenada	Drenada
Ângulo de Atrito Efetivo	ϕ'	30°	34°	21°
Ângulo de Dilatância	Ψ	0°	0°	0°
Coesão Efetiva (kN/m ²)	c'	1	1	8
Módulo de Deformabilidade (kN/m ²)	E	6.000	60.000	40.000
Coeficiente de Poisson	ν	0,30	0,30	0,35
Peso Específico Natural (kN/m ³)	γ	16,5	18,5	20,0

3.5 PARÂMETROS DOS ELEMENTOS CONSTRUTIVOS

Os elementos construtivos (parede de concreto, trecho livre dos tirantes e bulbo dos tirantes) foram modelados segundo o modelo linear elástico. Os parâmetros de entrada da parede de concreto, do bulbo e do trecho livre, inseridos

no programa numérico, encontram-se na Tabela 3.5, na Tabela 3.6 e na Tabela 3.7, respectivamente. O módulo de Young do concreto foi determinado pela Equação 3.8 (NBR 6118, 2004).

$$E = 5.600\sqrt{f_{ck}} \quad 3.8$$

Em que f_{ck} é a resistência característica do concreto, que foi considerada como sendo igual a 25 MPa.

Tabela 3.5 - Parâmetros para a parede de concreto

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Módulo de Young	E	$2,80 \times 10^7$	kN/m ²
Peso Específico	$\gamma_{concreto}$	24,0	kN/m ³
Rigidez Axial	EA	$5,60 \times 10^6$	kN/m
Rigidez à Flexão	EI	$1,87 \times 10^4$	KNm ² /m
Espessura	d	100 200 300 400	mm
Peso por unidade de comprimento	w	4,80	kN/m/m
Coefficiente de Poisson	ν	0,30	-

Tabela 3.6 - Parâmetro para o bulbo dos tirantes.

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Rigidez Axial	EA	$2,44 \times 10^5$	kN/m

Tabela 3.7 - Parâmetros para o trecho livre dos tirantes.

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Rigidez Axial	EA	$1,69 \times 10^5$	kN
Espaçamento Horizontal Entre os Tirantes	eh	1,50 2,00 2,50 3,00	m

Nas simulações numéricas realizadas com o intuito de avaliar a influência do comprimento da ficha, do espaçamento horizontal entre os tirantes e dos estágios de construção, considerou-se uma espessura da parede igual a 200 mm. Depois, para avaliar a influência da espessura da parede de contenção, foram realizadas

simulações numéricas com espessuras iguais a 100, 200, 300 e 400 mm, conforme mostrado na Tabela 3.5. Nessas últimas simulações, os seguintes dados foram considerados: comprimento da ficha igual a 2,00 m e espaçamentos horizontais entre os tirantes iguais a 1,50 e 3,00 m.

A Tabela 3.8 mostra a equivalência entre alguns casos típicos de paredes em estacas escavadas igualmente espaçadas com a espessura de uma parede contínua e maciça. A realização dessa equivalência é necessária pelo fato das simulações realizadas considerarem elementos bidimensionais, onde foi considerado o estado plano de deformações.

Tabela 3.8 – Espessuras da parede equivalente à parede executada em estacas escavadas igualmente espaçadas.

Espessura da Parede (mm)	Parede em Estacas Escavadas Igualmente Espaçadas	
	Diâmetro da Estaca (mm)	Espaçamento Face a Face (mm)
100	200	100
200	500	500
	400	200
300	400	0
	600	300
400	500	0

A Figura 3.23 detalha como a espessura equivalente da parede de contenção é calculada quando se conhece o diâmetro das estacas e o espaçamento entre estas. A espessura equivalente é calculada considerando-se que a área de concreto no comprimento $D + e$, mostrado na Figura 3.23, deve ser igual à área de concreto no mesmo comprimento $D + e$, quando se considera uma parede contínua com espessura equivalente d .

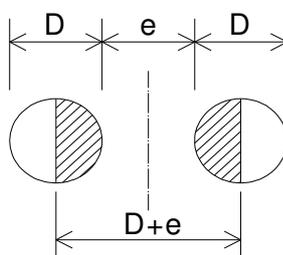


Figura 3.23 - Determinação da espessura equivalente da parede de contenção.

A espessura equivalente da parede é calculada pela Equação 3.9.

$$d = \frac{\pi \cdot D^2}{4(D + e)} \quad 3.9$$

em que: d = espessura equivalente da parede de contenção; D = diâmetro das estacas; e = espaçamento entre as estacas.

A rigidez axial do trecho livre foi determinada considerando-se que o mesmo é constituído de uma barra de aço com diâmetro igual a 32 mm e módulo de Elasticidade igual a 210 GPa.

A rigidez axial do bulbo de ancoragem foi determinada considerando-se que o módulo de elasticidade da calda de cimento é igual a 21,6 GPa (More, 2003), que o diâmetro do furo é igual a 100 mm e que a injeção da calda de cimento é realizada em estágio único. O diâmetro médio do bulbo foi determinado pela Equação 3.10.

$$D_{bulbo} = \alpha \cdot D_f \quad 3.10$$

em que: D_{bulbo} = diâmetro médio do bulbo; D_f = diâmetro do furo; $\alpha = 1,2$ (para bulbo executado em areia média com injeção da calda de cimento em estágio único, Yassuda e Dias, 1996).

3.6 SITUAÇÕES ANALISADAS

No que diz respeito aos parâmetros geométricos considerados, foram estudados duas situações distintas: Caso 01 e Caso 02. A principal diferença entre esses casos é a altura da escavação. O Caso 01 representa altura final de contenção igual a 10 m e o caso 02, igual a 15 m. Estas alturas foram escolhidas por serem representativas de casos reais de estruturas de contenção atirantadas executadas na área em estudo. Em todos os casos, adotou-se inclinação dos tirantes igual a 15° com a horizontal.

3.6.1 Caso 01: altura de contenção de 10 m

3.6.1.1 Determinação dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes

Para o Caso 01 foram adotadas cinco linhas de tirantes. O espaçamento vertical entre os tirantes é igual a 2 m e a distância entre o topo da parede e a cabeça do primeiro tirante é igual a 1,5 m. Com o objetivo de se determinarem os comprimentos dos tirantes, foram realizadas simulações numéricas segundo as configurações mostradas na Figura 3.24. Em todos os casos considerou-se o comprimento do trecho ancorado como sendo igual a 6 m, tendo em vista que Santos Josefino et al. (2009) realizaram simulações numéricas em estruturas de

contenção atirantadas variando-se o comprimento do trecho ancorado em 3, 6 e 12 m, e verificaram que tal comprimento praticamente não influencia os valores dos deslocamentos na parede e as variações das forças dos tirantes.

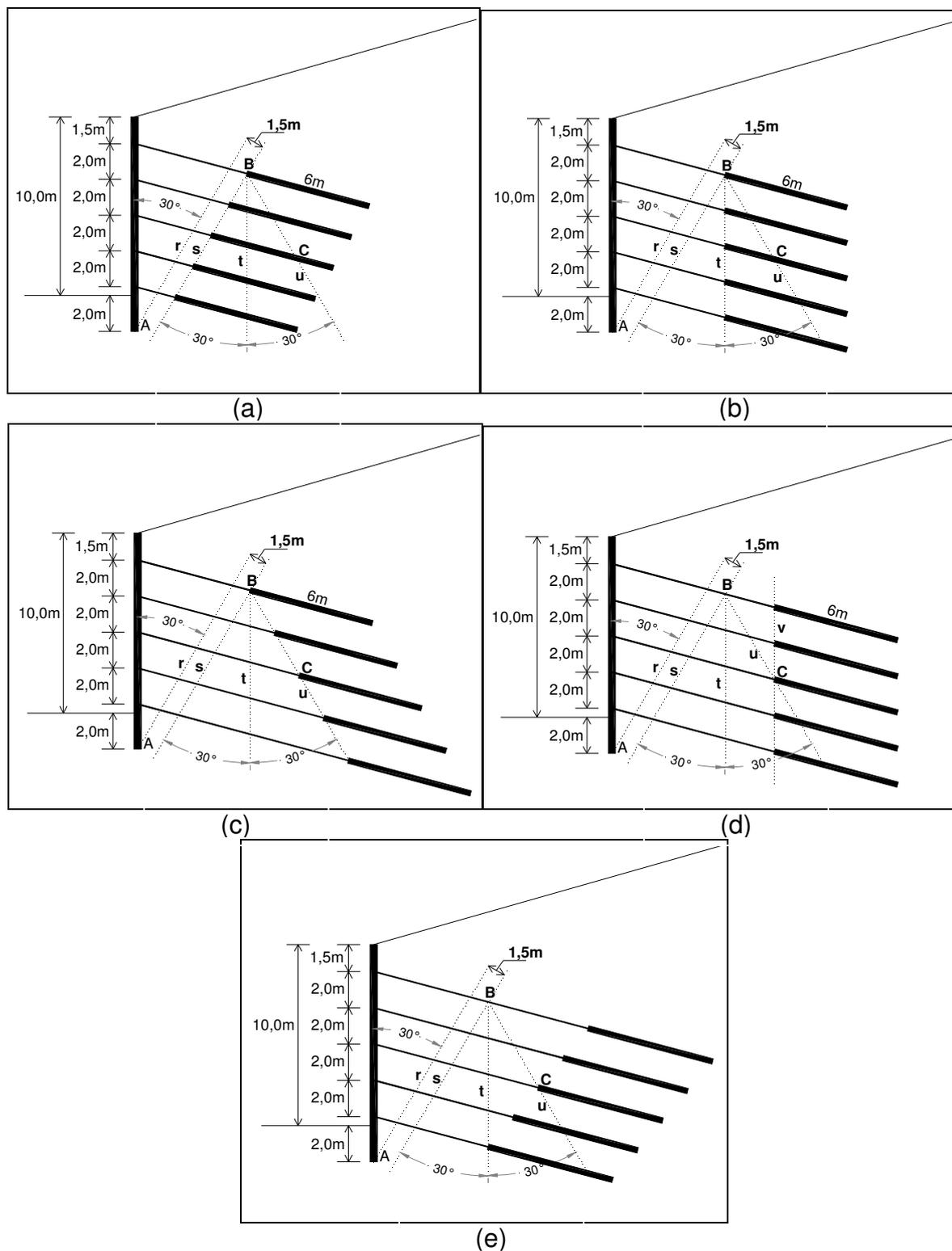


Figura 3.24 - Configurações para a escolha dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes – comprimento da ficha igual a 2,00 m

Os comprimentos dos trechos livres dos tirantes da Figura 3.24a foram determinados considerando-se a linha de ruptura representada pela reta r . O ângulo entre a reta r e a parede de contenção é igual a $\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$ (Tschebotarioff, 1978), que no presente caso é de 30° . A reta s é obtida transladando-se a reta r de $0,15 \cdot H$ (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976, apud More 2003), sendo H a altura de contenção. Como $H = 10$ m, obtém-se uma distância de translação igual a 1,50 m. Sabendo-se que todos os tirantes têm ângulo de inclinação com a horizontal igual a 15° , o final do trecho livre de cada tirante é determinado pela interseção da reta s com cada tirante, como mostrado na Figura 3.24a. Nas simulações, considerou-se o comprimento do trecho livre do tirante inferior com sendo igual a 3 m, haja vista esse ser o comprimento mínimo permitido (NBR 5629, 1996).

Na Figura 3.24b, consideraram-se os comprimentos dos trechos livres dos quatro tirantes inferiores como sendo iguais ao comprimento do trecho livre do tirante superior, obtido da mesma forma que na Figura 3.24a.

O final do trecho livre de cada tirante da Figura 3.24c foi determinado pela interseção da reta u com cada um desses tirantes. A reta u forma um ângulo de 30° com a reta t .

Na Figura 3.24d, os comprimentos dos trechos livres dos tirantes foram obtidos a partir da interseção da reta vertical v , que passa pelo ponto C, com cada tirante.

Na situação apresentada na Figura 3.24e, os comprimentos dos trechos livres dos tirantes foram determinados pela interseção entre uma reta paralela à reta s , que passa pelo ponto C, e cada tirante.

A configuração mais econômica é a apresentada na Figura 3.24a. No entanto, seu o fator de segurança global para a situação estudada é menor do que o fator de segurança global mínimo recomendado, de 1,50 (NBR 5629, 1996). Assim, a configuração adotada na realização das simulações numéricas para o estudo paramétrico foi a apresentada na Figura 3.24b, haja vista apresentar fator de segurança global maior do que o mínimo recomendado e ser mais econômica do que as configurações das Figuras 3.24c a 3.24e.

A Figura 3.25 mostra a geometria do problema estudado no Caso 01. O problema apresenta altura de contenção igual a 10 m, com a presença de cinco linhas de tirantes dispostos obedecendo-se a configuração escolhida (Figura 3.24b). A profundidade da cabeça do primeiro tirante é igual a 1,50 m e o espaçamento vertical entre os tirantes é igual a 2,00 m. O trecho livre e o trecho ancorado de todos os tirantes têm comprimento igual a 7 m e 6 m, respectivamente. Todos os tirantes foram protendidos com carga de trabalho igual a 350 kN e possuem inclinação com a horizontal igual a 15°.

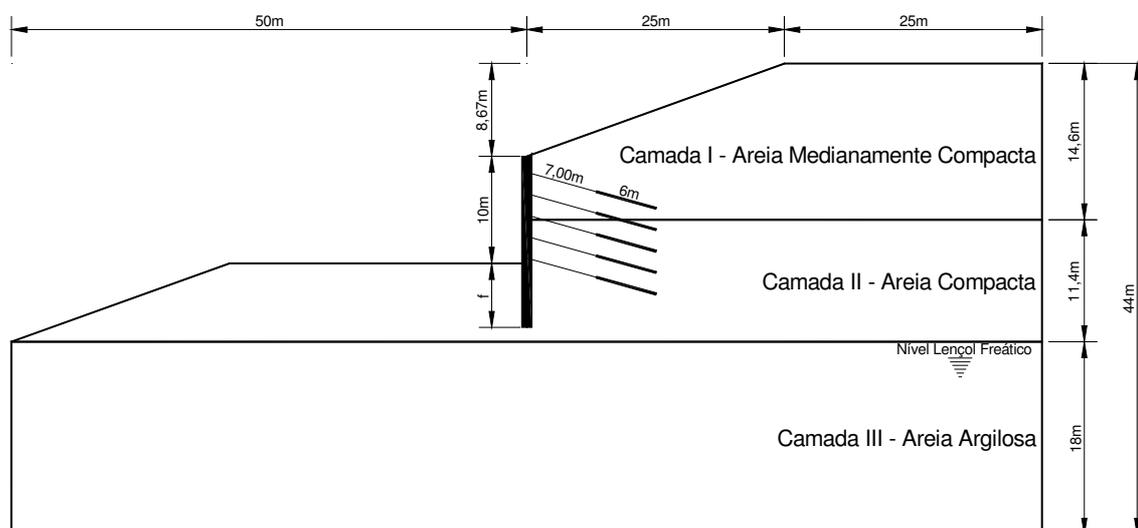


Figura 3.25 - Geometria do Caso 01.

3.6.1.2 Comprimento da ficha e espaçamento horizontal entre os tirantes

Com relação ao comprimento da ficha, foram analisados os seguintes valores: 20%, 40% e 60% da altura da escavação, ou seja, fichas iguais a 2, 4 e 6 m. No que diz respeito ao espaçamento horizontal entre os tirantes, foram estudados os seguintes valores: 1,5, 2, 2,5 e 3 m. Nas análises da influência do comprimento da ficha e do espaçamento horizontal entre os tirantes, considerou-se uma espessura da parede de contenção igual a 200 mm.

3.6.1.3 Estágios de construção

No que se refere ao método executivo, inicialmente inseriu-se a cortina de contenção no maciço do solo para, em seguida, ser realizada a escavação, procedida em cinco estágios com 2 m de profundidade cada. Ao término de cada escavação, uma linha de tirante era instalada e protendida 0,50 m acima do nível da referida escavação, totalizando dez estágios de construção.

3.6.2 Caso 02: altura de contenção de 15 m

3.6.2.1 Determinação dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes

O Caso 02 aborda uma estrutura de contenção com altura igual a 15 m e com dez linhas de tirantes. A profundidade da cabeça do primeiro tirante é igual a 1,00 m e o espaçamento vertical entre os tirantes é igual a 1,5 m. O trecho ancorado também apresenta comprimento igual a 6 m. O trecho livre dos tirantes foi considerado igual a 11 m. Este valor foi obtido utilizando-se o mesmo procedimento demonstrado na Figura 3.24b para se determinar os comprimentos dos trechos livres no Caso 01. No entanto, o fator de segurança global verificado em simulações realizadas considerando-se esse valor de comprimento de trecho livre dos tirantes é menor do que o valor mínimo recomendado de 1,5 (NBR 5629/1996). Dessa forma, o trecho livre dos tirantes foi aumentado até se obter um fator de segurança global igual a 1,5, o que ocorreu para um comprimento de 22 m.

Sendo assim, a geometria utilizada nas simulações do Caso 02 é apresentada na Figura 3.26. **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Todos os tirantes foram protendidos com carga igual a 350 kN e possuem inclinação com a horizontal igual a 15°.

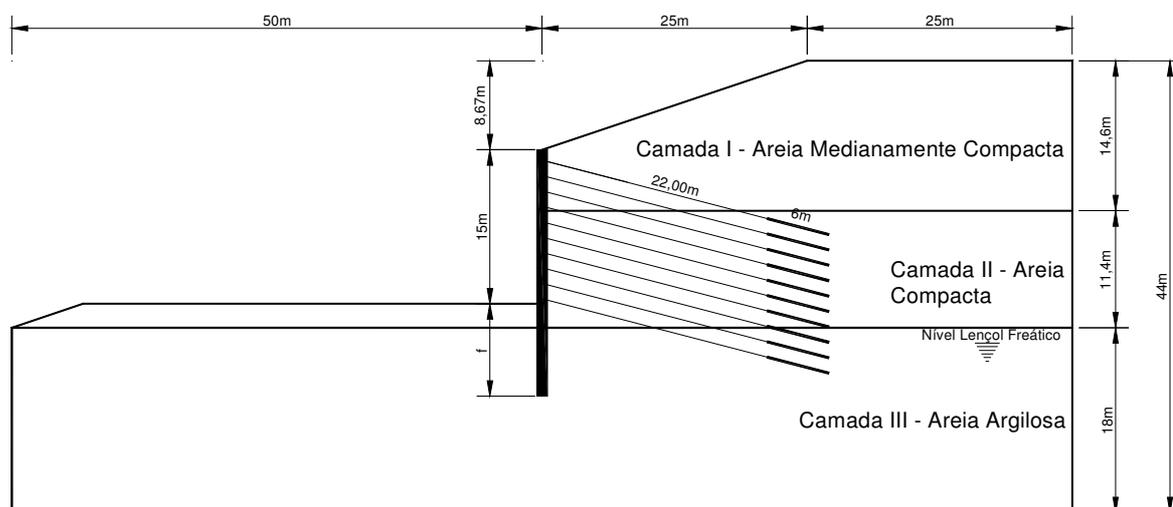


Figura 3.26 - Geometria do Caso 02

3.6.2.2 Comprimento da ficha e espaçamento horizontal entre os tirantes

Com relação ao comprimento da ficha, foram analisados os seguintes valores: 20%, 40% e 60% da altura de contenção, ou seja, fichas iguais a 3, 6 e 9 m. No que diz respeito ao espaçamento horizontal entre os tirantes, foram estudados os

seguintes valores: 1,5, 2, 2,5 e 3 m. Nas análises da influência do comprimento da ficha e do espaçamento horizontal entre os tirantes, considerou-se uma espessura da parede de contenção igual a 200 mm.

3.6.1.3 Estágios de construção

No que se refere ao método executivo, utilizou-se o mesmo procedimento indicado para o Caso 01, ou seja, inicialmente inseriu-se a cortina no maciço do solo para, em seguida, ser realizada a escavação, procedida em dez estágios com 1,5 m de altura cada. Ao término de cada escavação, uma linha de tirante é instalada e protendida 0,5 m acima do nível da referida escavação, totalizando vinte estágios de construção.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No Caso 01, o qual inclui contenção com altura igual a 10 m, foram realizadas simulações variando-se o comprimento da ficha (2, 4 e 6 m) e variando-se o espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). Também foram realizadas simulações variando-se a espessura da parede (100, 200, 300 e 400 mm). Nestas últimas simulações, foi considerado um comprimento de ficha fixo igual a 2 m e espaçamentos horizontais entre os tirantes iguais a 1,5 e 3 m. A Figura 4.1 exibe, como exemplo, uma malha de elementos finitos gerada pelo programa PLAXIS 2D versão 9.0. Neste exemplo, com ficha de 2 m, a malha gerada tem 1062 elementos triangulares de 15 nós. A Figura 4.2 mostra a malha deformada após o término da escavação.

O maior número de elementos no maciço de solo próximo aos tirantes é necessário pelo fato de que nessa região há uma maior concentração de tensões e deslocamento mais significativos, que são provocados tanto pelas forças que atuam nos tirantes como pelos deslocamentos que ocorrem ao longo da estrutura de contenção. Como a zona periférica praticamente não é influenciada pelos deslocamentos da estrutura de contenção e nem pelas forças que atuam nos tirantes, não se faz necessária uma maior discretização nessa área, conforme percebe-se na Figura 4.1 e na Figura 4.2.

A Figura 4.3 e a Figura 4.4 mostram, respectivamente, o deslocamento horizontal e o deslocamento vertical, por meio de contornos de isovalores, que ocorrem no maciço do solo, quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,5 m, o comprimento da ficha é igual a 2 m e a espessura da parede é igual a 200 mm.

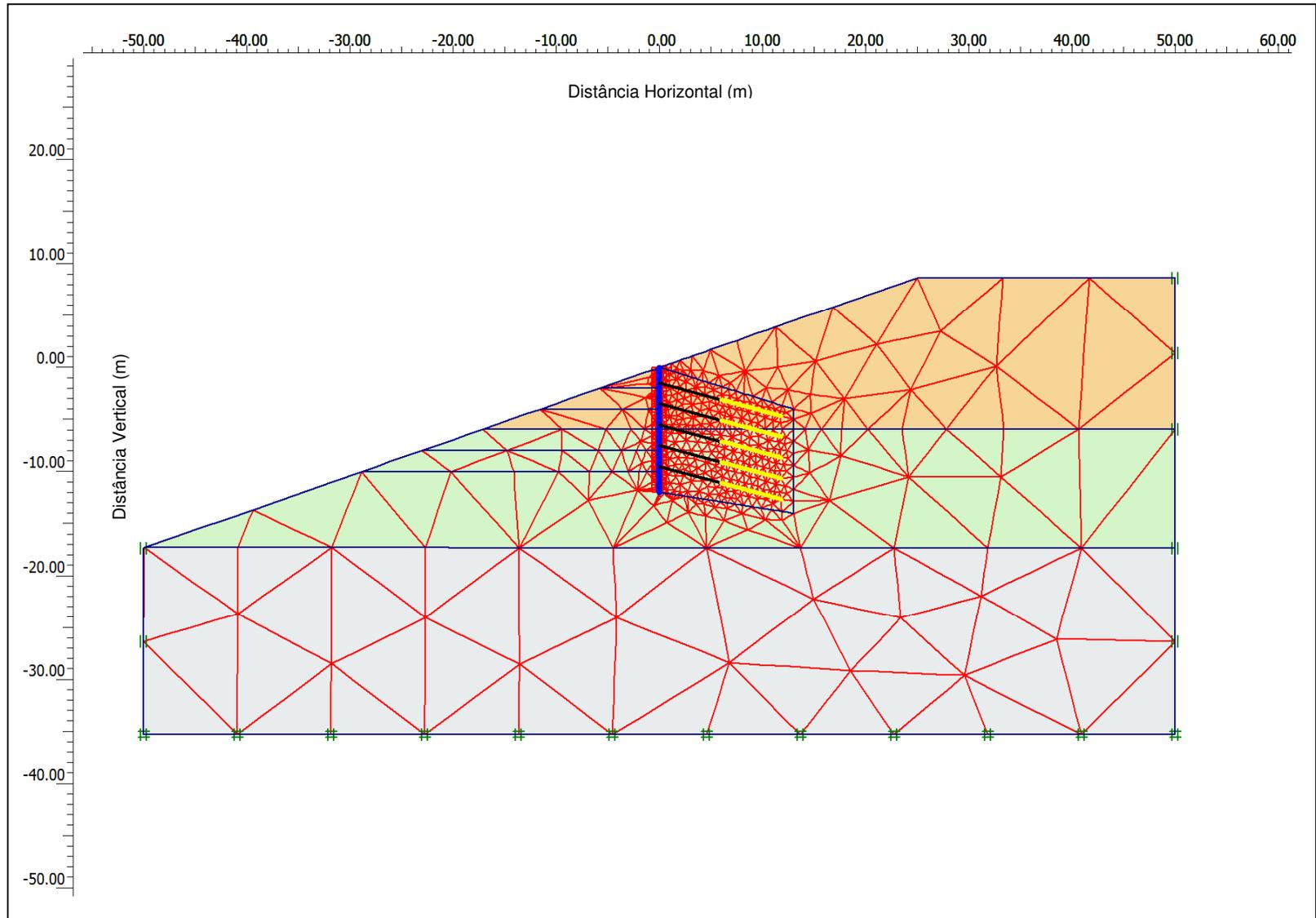


Figura 4.1 - Malha de elementos finitos do Caso 01 (comprimento da ficha igual a 2 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e espessura da parede igual a 200 mm)

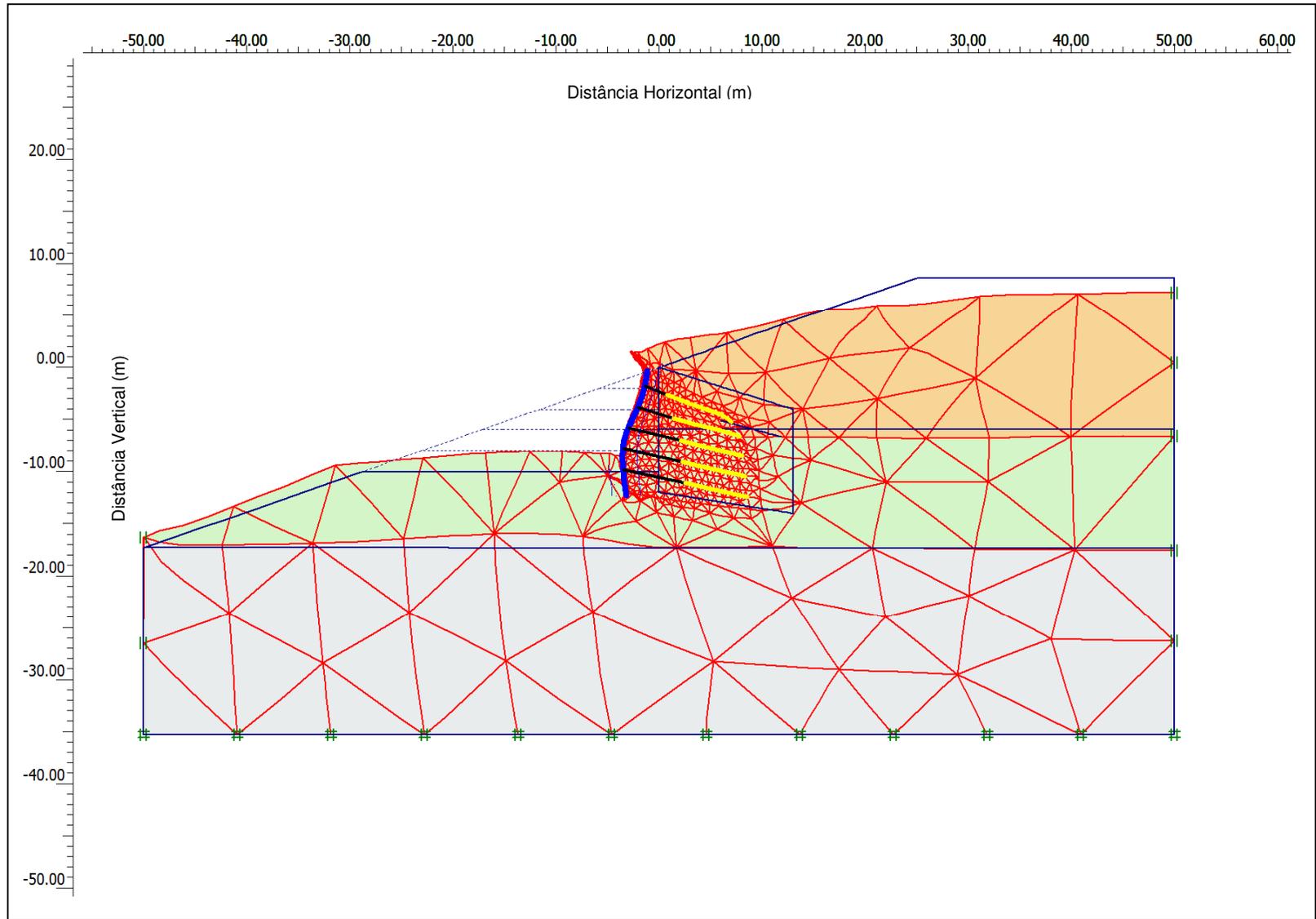


Figura 4.2 - Malha deformada do Caso 01 (comprimento da ficha igual a 2 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e espessura da parede igual a 200 mm)

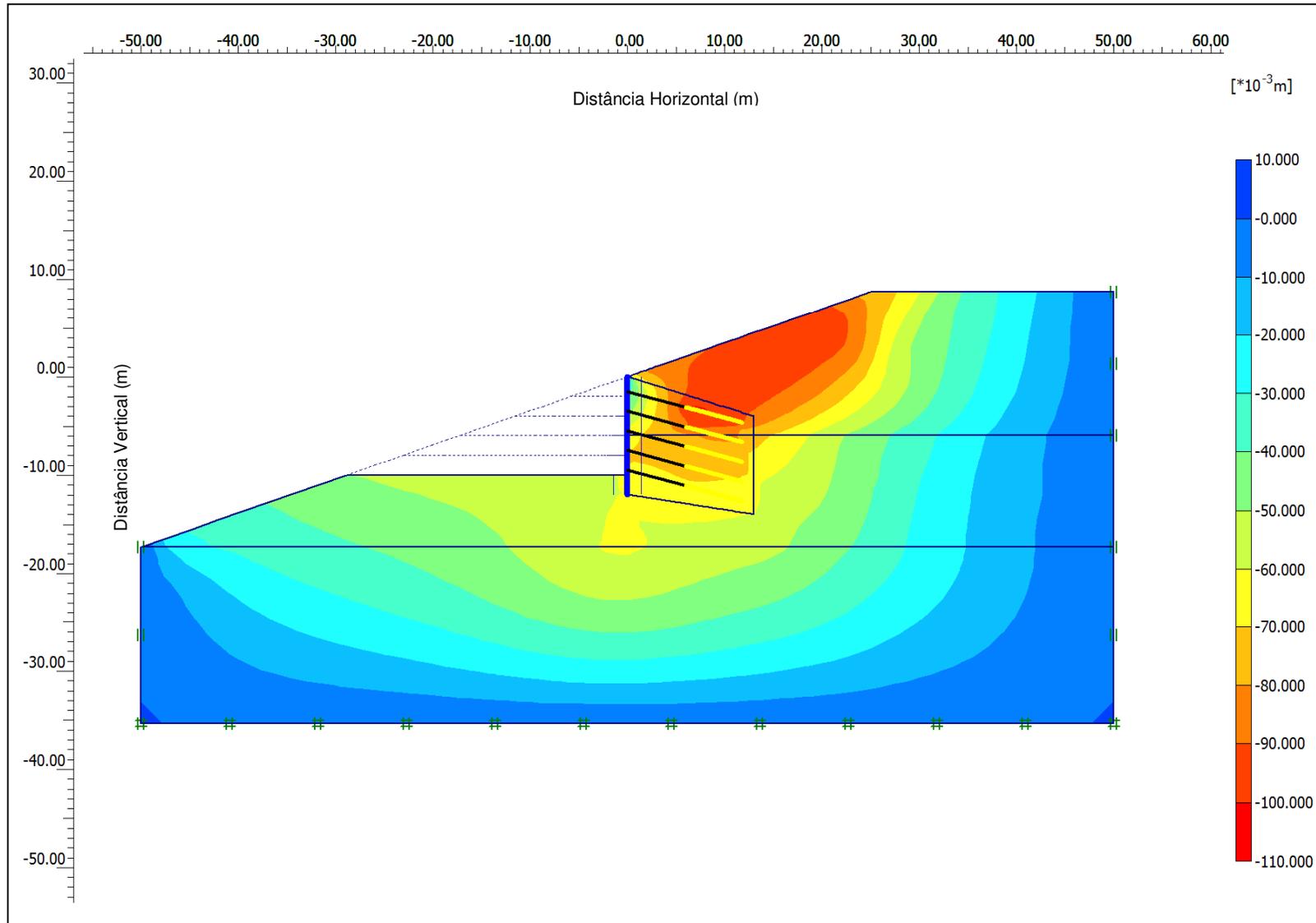


Figura 4.3 - Deslocamentos horizontais da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, espessura da parede igual a 200 mm e comprimento da ficha igual a 2 m). Deslocamento horizontal máximo igual a 105 mm.

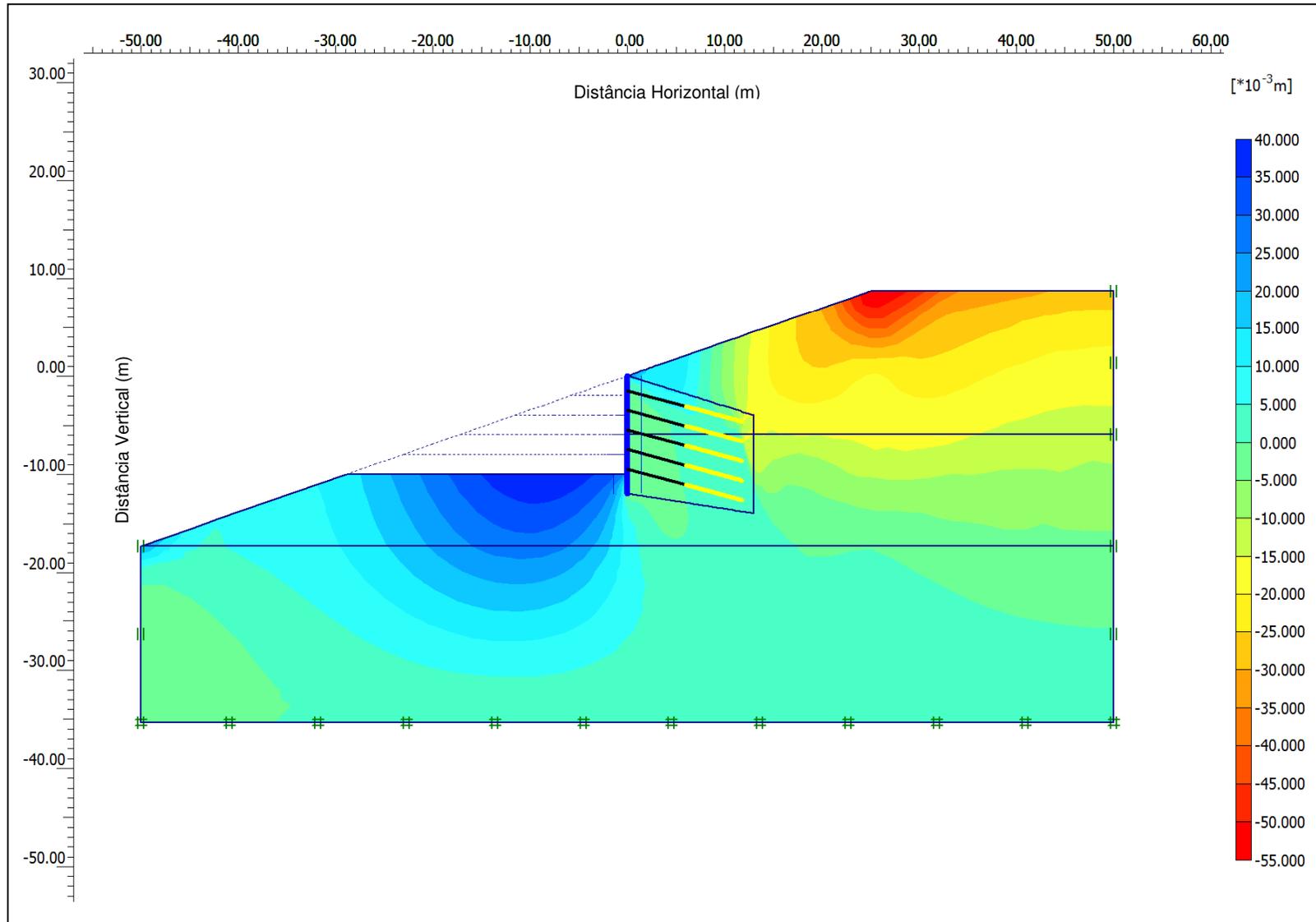


Figura 4.4 - Deslocamento vertical da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, espessura da parede igual a 200 mm e comprimento da ficha igual a 2 m). Deslocamento vertical máximo igual a 54 mm.

Na Figura 4.3 percebe-se que todos os deslocamentos horizontais são negativos, indicando que os mesmos ocorrem da direita para a esquerda, sentido oposto ao sentido positivo considerado pelo programa PLAXIS 2D versão 9.0. Evidencia-se também que os deslocamentos com maior magnitude ocorrem na região compreendida entre o talude acima da contenção e os tirantes. Com relação à face do muro, os maiores deslocamentos horizontais ocorrem nas proximidades da cota do nível da escavação, sendo maior, inclusive, do que o deslocamento horizontal no topo. O maior deslocamento horizontal verificado no maciço do solo é igual a 105 mm.

Na Figura 4.4 constata-se que há deslocamentos verticais positivos e deslocamentos verticais negativos. Os deslocamentos negativos ocorrem de cima para baixo, enquanto os positivos ocorrem de baixo para cima. Os deslocamentos ascendentes ocorrem na região do nível da escavação, que naturalmente surgem por expansão, tendo em vista que houve retirada do solo sobrejacente e o conseqüente descarregamento. Os deslocamentos verticais descendentes ocorrem, com maior magnitude, na camada I. Na camada de argila (camada III) os deslocamentos verticais são praticamente nulos, haja vista essa camada não sofrer grandes influências da escavação e dos elementos construtivos (estrutura de contenção e tirantes). A exceção fica por conta dos deslocamentos ascendentes que surgiram na zona abaixo da escavação.

A Figura 4.5 e a Figura 4.6 apresentam, respectivamente, as isóbaras das tensões horizontais e das tensões verticais que ocorrem na massa de solo, quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,5 m, a espessura da parede é igual a 200 mm e o comprimento da ficha é igual a 2 m. Na Figura 4.5 verifica-se que todos os valores de tensões são negativos, indicando que todas as tensões horizontais são de compressão (convenção adotada pelo aplicativo Plaxis).

No caso 02, que apresenta altura de contenção igual a 15 m, foram realizadas simulações variando-se o comprimento da ficha (3, 6 e 9 m) e variando-se o espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). Em todas as simulações deste caso, considerou-se a espessura da parede como sendo igual a 200 mm. A Figura 4.7 exhibe, como exemplo, uma malha de elementos finitos gerada pelo programa PLAXIS 2D versão 9.0. A Figura 4.8 mostra a malha deformada após o término da escavação.

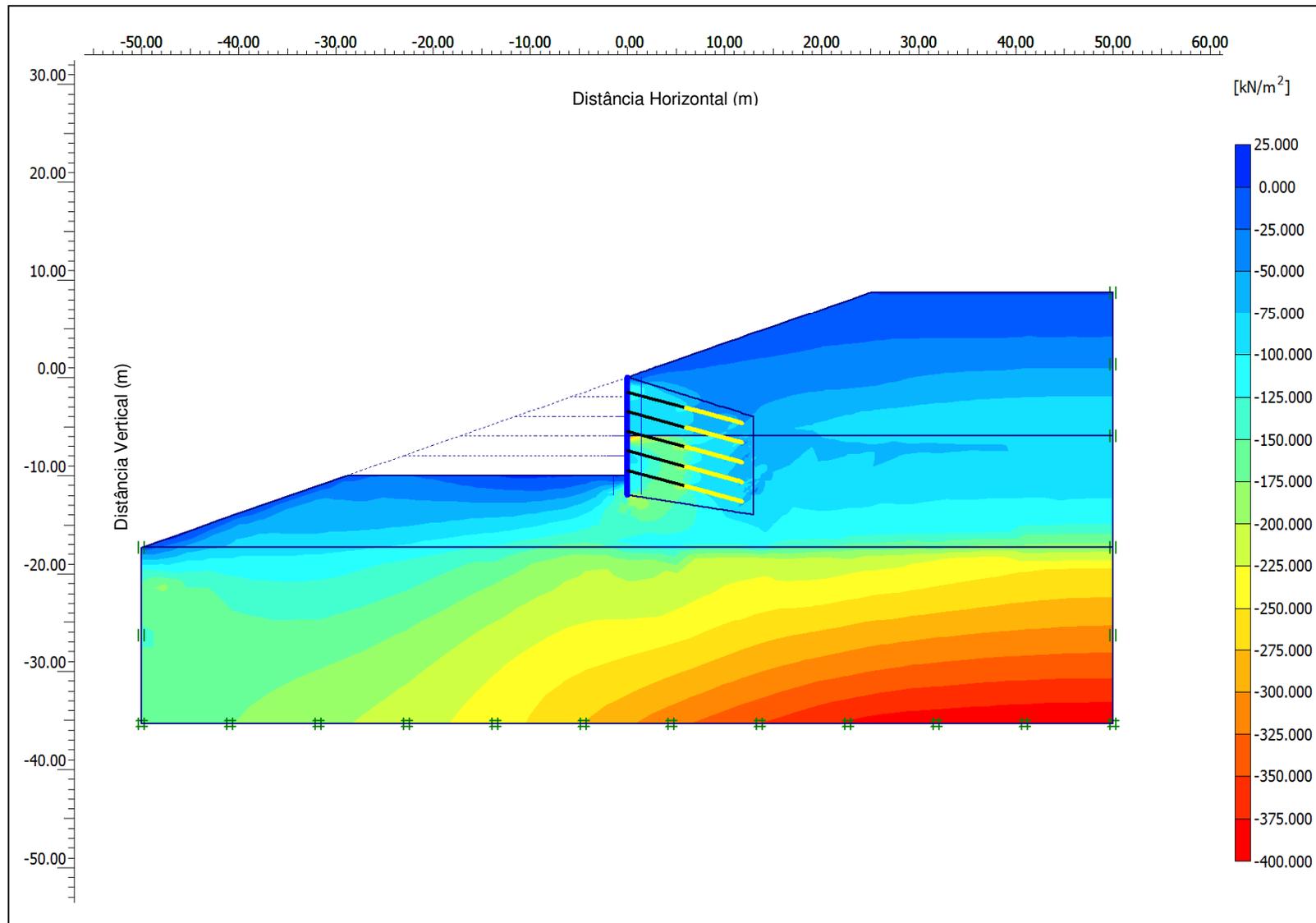


Figura 4.5 - Tensão efetiva horizontal da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e comprimento da ficha igual a 2 m). Tensão horizontal máxima igual a -397 kN/m^2 .

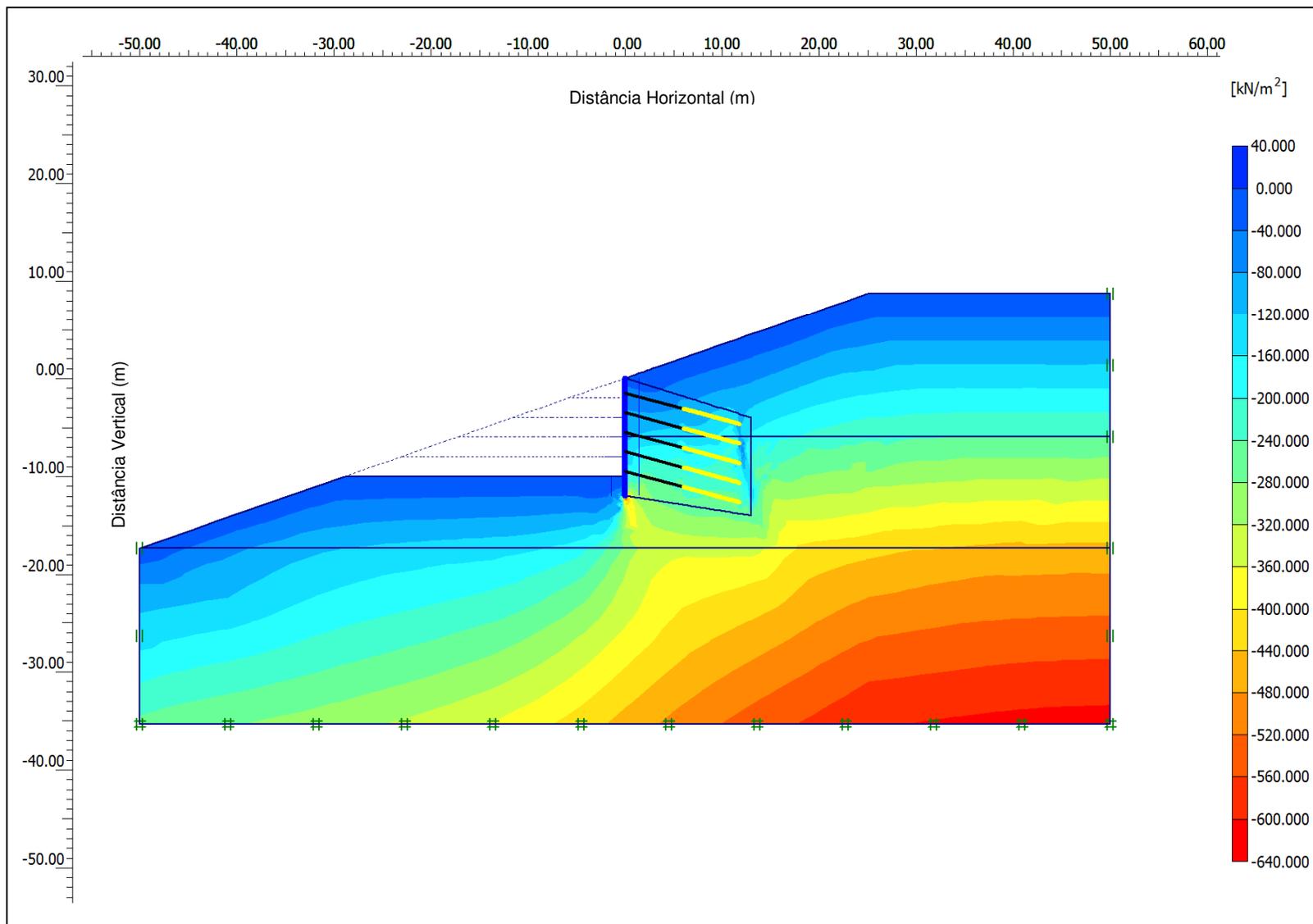


Figura 4.6 - Tensão efetiva vertical da massa de solo do caso 01 (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e comprimento da ficha igual a 2 m). Tensão vertical máxima igual a -615 kN/m^2 .

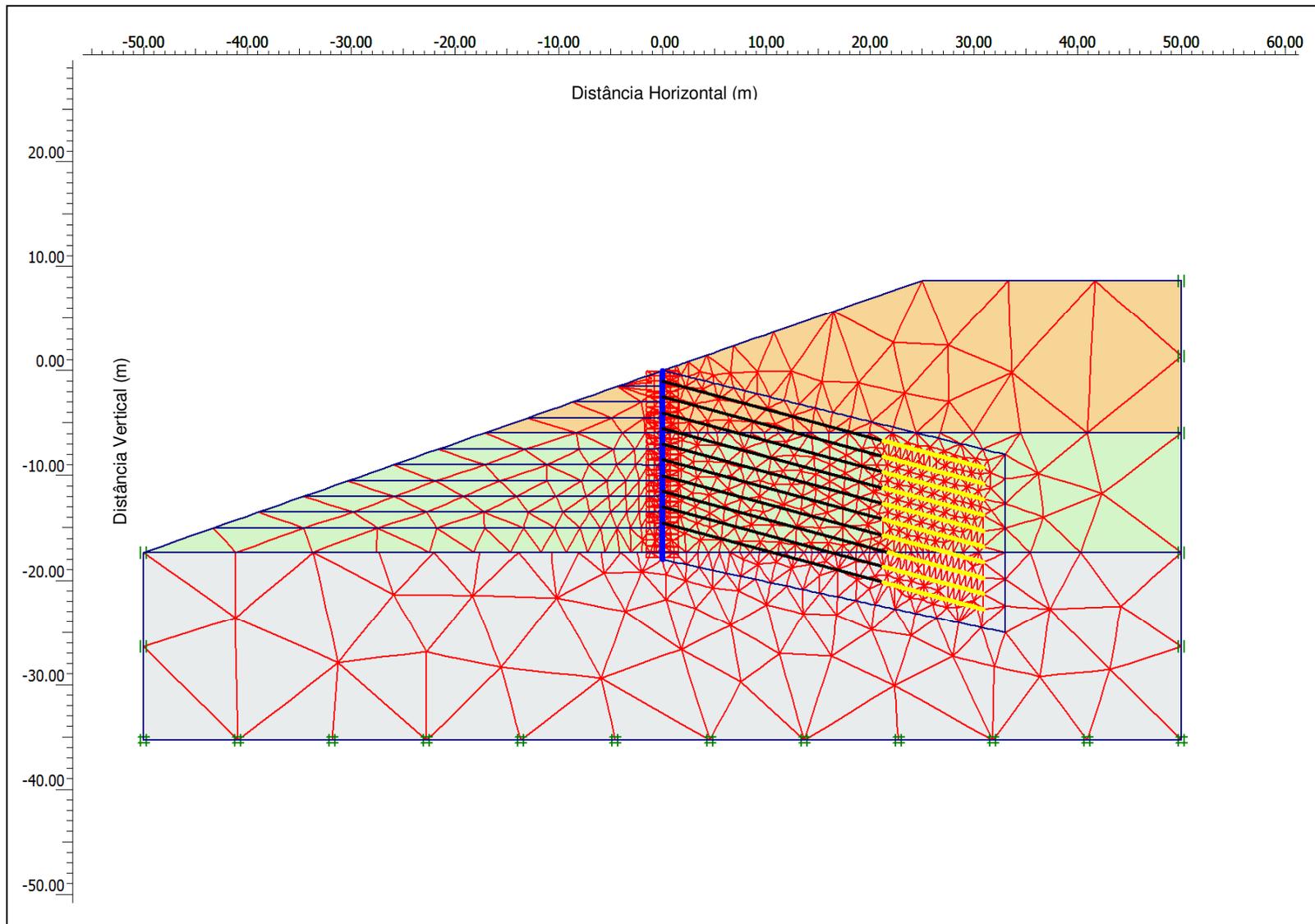


Figura 4.7 - Malha de elementos finitos do Caso 02 (comprimento da ficha igual a 3 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m e espessura da parede igual a 200 mm).

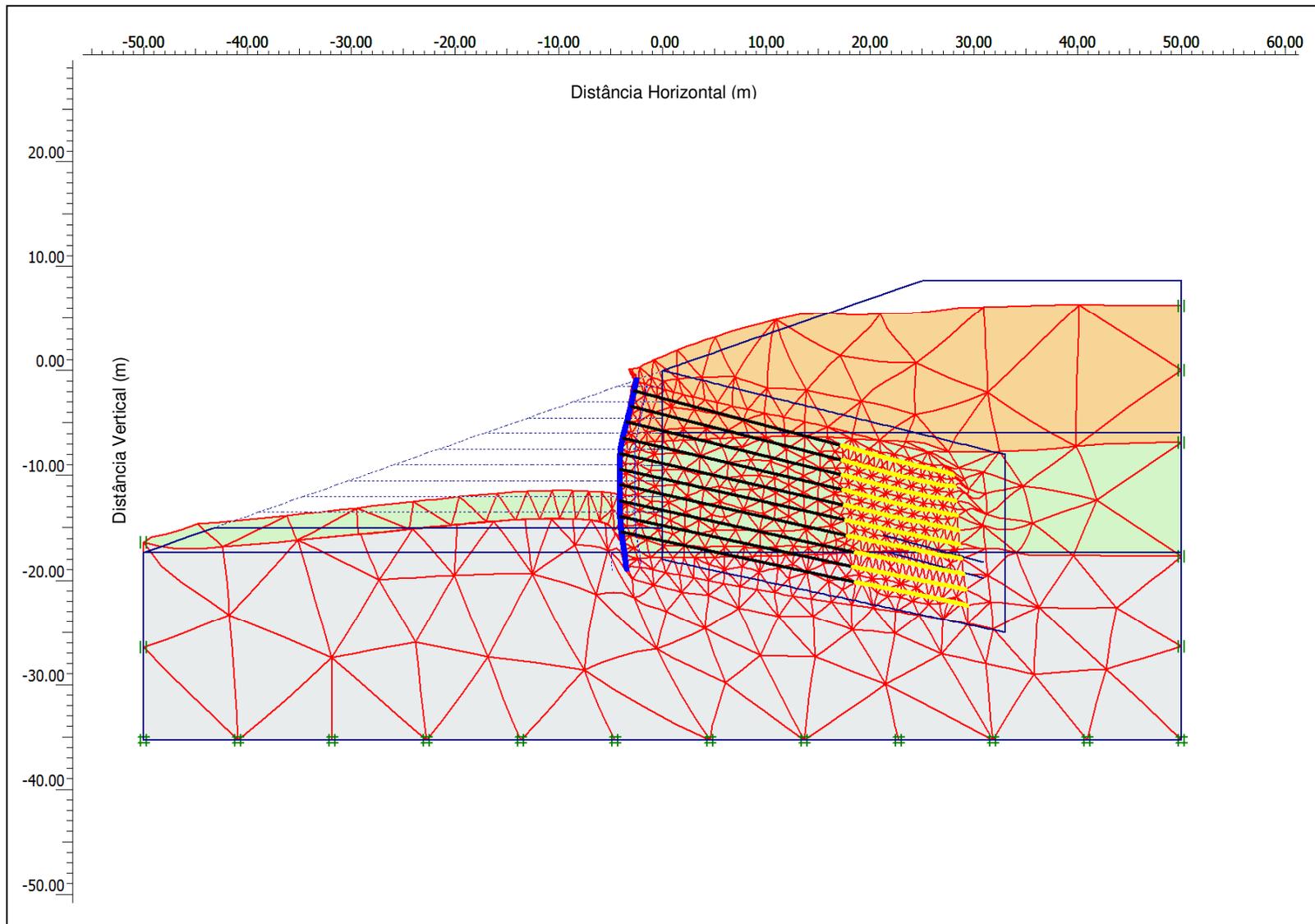


Figura 4.8 - Malha deformada do Caso 02 (comprimento da ficha igual a 3 m, espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m e espessura da parede igual a 200 mm).

Após a obtenção dos resultados das simulações numéricas, análises paramétricas foram realizadas objetivando-se conhecer o comportamento da estrutura de contenção, no que diz respeito aos deslocamentos horizontais, às tensões horizontais e aos esforços internos (momento fletor e esforço cortante) que ocorrem ao longo da estrutura de contenção, frente à variação do espaçamento horizontal dos tirantes, à variação do comprimento da ficha, à variação da espessura da parede e à progressão da escavação e protensão dos tirantes (estágios de construção). A influência do comprimento do trecho livre também foi analisada.

Todas as simulações do caso 01 (altura de contenção igual a 10 m) apresentaram fator de segurança global em torno de 1,58, enquanto as simulações do caso 02 (altura de contenção igual a 15 m) apresentaram fator de segurança global em torno de 1,50. Verifica-se, portanto, que os parâmetros analisados (espaçamento horizontal entre os tirantes, comprimento da ficha e espessura da parede) não influenciam significativamente no fator de segurança global do problema estudado. Por outro lado, o comprimento do trecho livre apresentou forte influência sobre o fator de segurança global.

4.2 INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DOS TIRANTES

Analisou-se a influência da configuração dos tirantes no caso 01 (altura de contenção igual a 10 m). Foram consideradas as situações apresentadas na Figura 3.24. A Tabela 4.1 apresenta a nomenclatura utilizada para cada situação.

Tabela 4.1 – Situações dos comprimentos dos trechos livre.

Figura	Situação
Figura 3.24a	A
Figura 3.24b	B
Figura 3.24c	C
Figura 3.24d	D
Figura 3.24e	E

A Tabela 4.2 mostra os valores dos fatores de segurança globais em cada situação. Verifica-se que a situação A apresentou fator de segurança menor do que o mínimo (i.e. 1,50, segundo a NBR 5629, 1996). A situação B apresentou fator de segurança superior a este, igual a 1,59, enquanto a situação C apresentou o maior valor de todos, igual a 1,65 e as situações D e E apresentaram o mesmo valor, 1,62.

Tabela 4.2 - Fator de segurança global.

Situação	FS _{Global}
A	1,39
B	1,59
C	1,65
D	1,62
E	1,62

Constata-se que o fator de segurança global aumenta com o aumento dos comprimentos dos trechos livres dos tirantes. As situações C, D e E apresentam o mesmo somatório dos comprimentos dos trechos livres. Dessas situações, a que apresentou maior fator de segurança global foi a C, mostrando que o fator de segurança aumenta de forma mais significativa quando o trecho livre dos tirantes inferiores são aumentados.

4.2.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção

A Figura 4.9 mostra a influência da configuração dos tirantes (comprimento do trecho livre) sobre os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção, para o caso em que a altura da escavação é de 10 m, o comprimento da ficha de 2 m, a espessura da parede de 200 mm e o espaçamento horizontal entre os tirantes de 1,50 m. O deslocamento horizontal é normalizado pela altura da contenção (H). Verifica-se que quanto maior o comprimento dos trechos livres dos tirantes, menores são os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção.

Comparando-se o deslocamento horizontal no topo nas situações C, D e E, constata-se que o menor deslocamento horizontal no topo é o da situação E, haja vista essa situação apresentar tirantes superiores com maior trecho livre, reduzindo, quando da aplicação da protensão, o deslocamento no topo de forma mais significativa. O deslocamento no topo da situação D é menor do que o da situação C, pois os comprimentos dos trechos livres dos tirantes superiores da situação D são maiores do que os da situação C.

É importante ressaltar que o presente trabalho trata-se de um estudo paramétrico, que tem por objetivo averiguar o comportamento da estrutura no âmbito dos parâmetros analisados (deslocamentos horizontais, tensões horizontais e esforços internos) quando se varia o comprimento da ficha, o espaçamento horizontal entre os tirantes e a espessura da parede, não importando a magnitude

do parâmetro analisado. Com relação ao deslocamento horizontal na base da contenção (Figura 4.9), por exemplo, é provável que o valor absoluto apresentado pelas simulações numéricas (aproximadamente de 6 cm) esteja superestimado, o que ocorre pela limitação do modelo constitutivo considerado. No entanto, o que se procurou verificar é que o deslocamento horizontal na base da cortina foi praticamente o mesmo quando se variou o comprimento dos trechos livres.

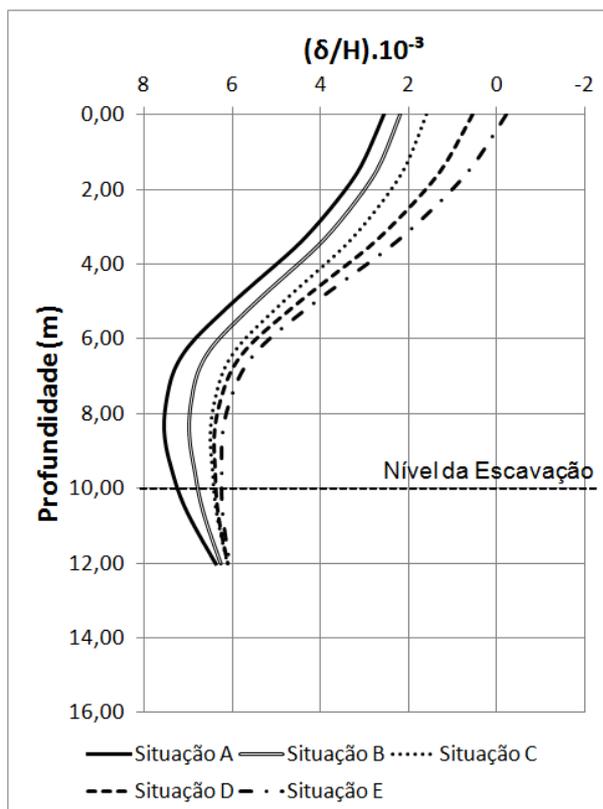


Figura 4.9 – Caso 01: deslocamentos horizontais ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.

4.2.2 Tensões horizontais na estrutura de contenção

A variação das tensões horizontais com a configuração dos tirantes é apresentada na Figura 4.10 e na Figura 4.11, que consideram a situação com altura de escavação de 10 m, comprimento da ficha de 2 m, espessura da parede de 200 mm e espaçamento horizontal de 1,50 m. O gráfico da Figura 4.11 relaciona a tensão horizontal normalizada com a profundidade da contenção. A tensão normalizada é determinada pela Equação 4.1:

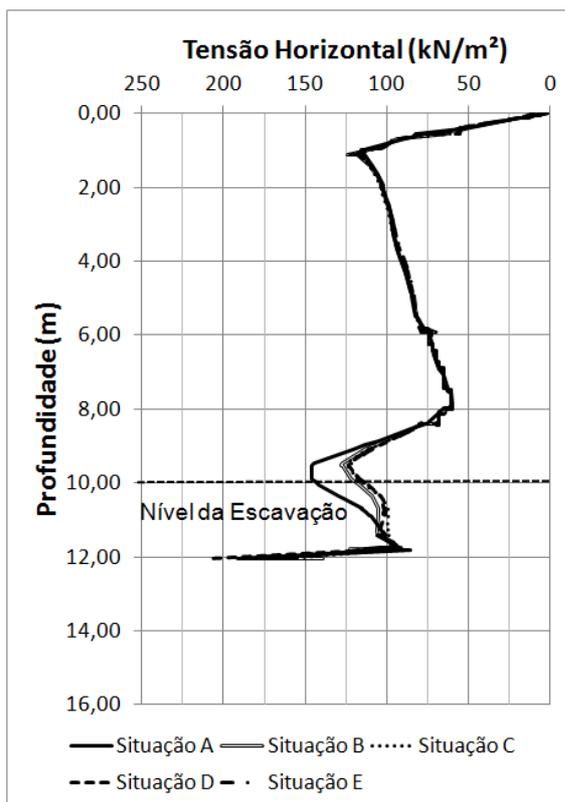


Figura 4.10 - Caso 01: tensões horizontais atuantes na contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.

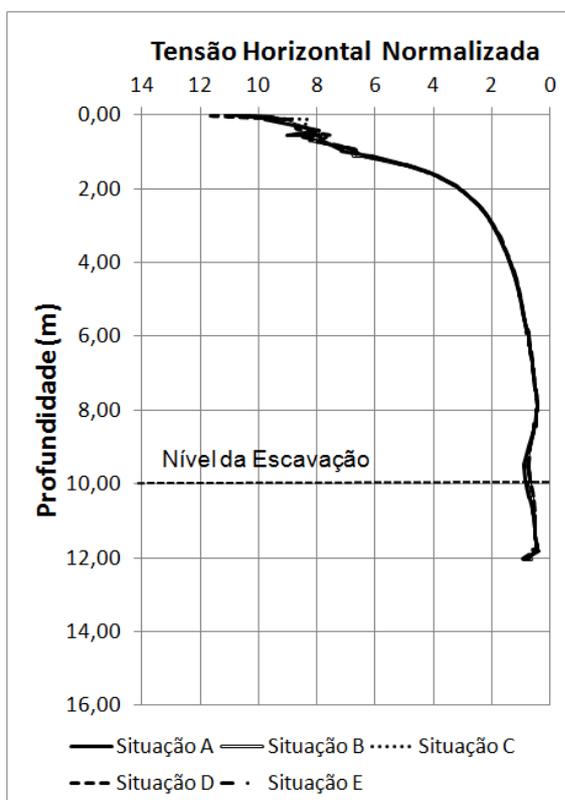


Figura 4.11 – Caso 01: tensões horizontais atuantes na contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.

$$|\sigma_h| = \frac{\sigma_h'}{\sigma_0'} \quad 4.1$$

em que $|\sigma_h|$ é a tensão horizontal normalizada, σ_h' é a tensão horizontal e σ_0' é a tensão vertical inicial no maciço, antes da construção.

Não é demais lembrar que o valor da tensão horizontal normalizada obtida através da Equação 4.1 não representa o valor do coeficiente de empuxo K , pois a divisão é feita em relação à tensão vertical inicial, quando na verdade o valor da tensão vertical alterada com a progressão dos estágios de construção.

As análises da Figura 4.10, Figura 4.11 e da Figura 4.11 mostram que, nas situações estudadas, a tensão horizontal atuante na estrutura de contenção não variou, tendo em vista que todos os gráficos são praticamente os mesmos. Algumas pequenas variações ocorreram a partir da profundidade de 9,00 m.

4.2.3 Esforços internos na estrutura de contenção

A Figura 4.12 e a Figura 4.13 mostram, para a situação com altura de escavação de 10 m, comprimento da ficha de 2 m, espessura da parede de 200 mm e espaçamento horizontal de 1,50 m, a influência da configuração dos tirantes sobre os esforços cortantes e sobre os momentos fletores, respectivamente.

Com relação aos esforços cortantes, verifica-se uma pequena variação no trecho da estrutura de contenção que fica embutido no solo. Além disso, verifica-se também que os esforços cortantes máximos apresentam comportamento quase uniforme ao longo da profundidade da contenção. No que se refere aos momentos fletores, há pequenas variações a partir da profundidade de 8 m.

De forma geral, evidencia-se que, nas situações analisadas, as configurações avaliadas praticamente não influenciam os valores dos esforços cortantes e dos momentos fletores.

No que diz respeito ao dimensionamento estrutural da parede de contenção, os diagramas de esforço cortante e de momento fletor gerados pelo programa numérico apresentam grande importância, tendo em vista que a determinação desses diagramas pelos métodos convencionais não é fácil.

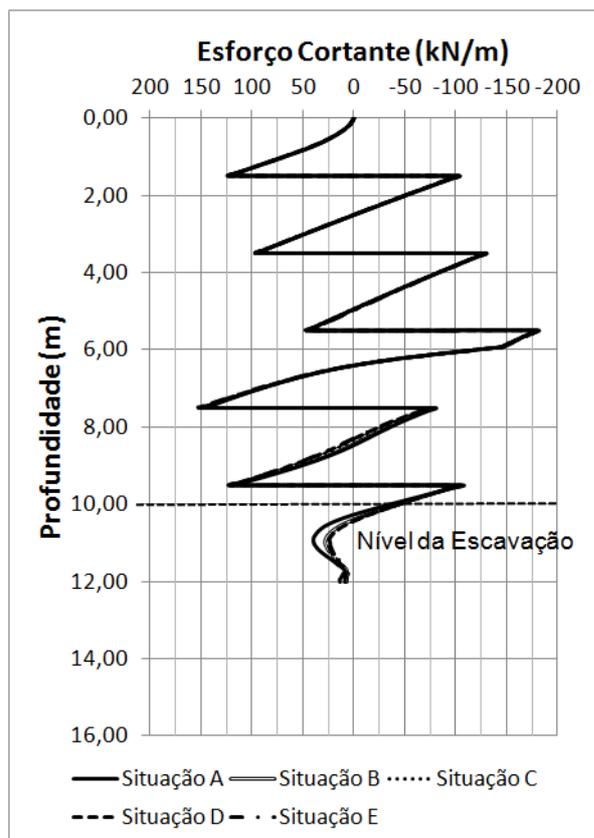


Figura 4.12 – Caso 01: Esforços cortantes atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.

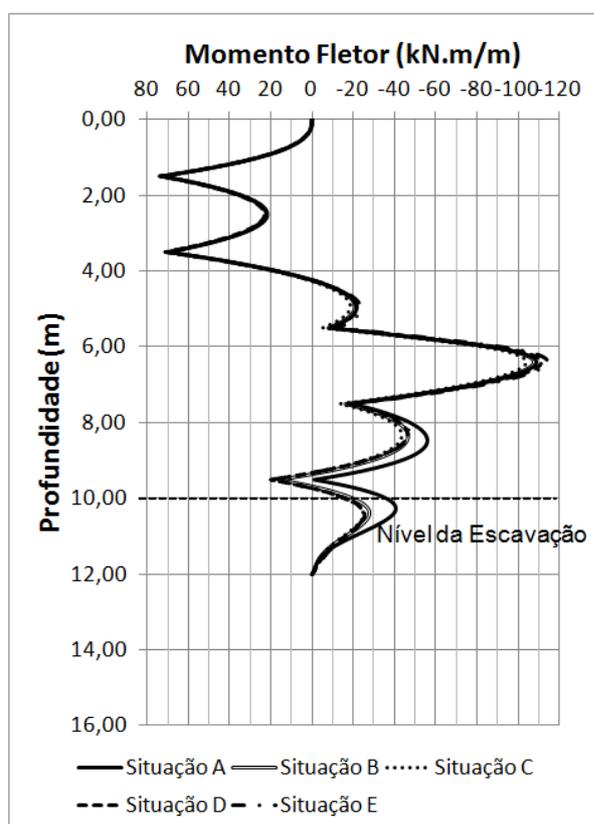


Figura 4.13 – Caso 01: momentos fletores atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade para diferentes configurações de tirantes.

4.3 COMPORTAMENTO DA CONTENÇÃO AO LONGO DOS ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO

Esta seção mostra a variação dos deslocamentos horizontais, das tensões horizontais e dos esforços internos atuantes na estrutura de contenção ao longo dos estágios de construção. São feitas análises para o caso 01 (altura de contenção igual a 10 m) e para o caso 02 (altura de contenção igual a 15 m). As situações analisadas referem-se a configuração apresentada na Figura 3.24b.

4.3.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção

A Tabela 4.3 e a Tabela 4.4 detalham os estágios de construção considerados nas simulações numéricas referentes ao caso 01 e ao caso 02, respectivamente. No caso 01, são dez estágios de construção, com cinco escavações seguidas de protensão. Ou seja, nos estágios ímpares ocorre escavação de 2 m, ao passo que nos estágios pares ocorre a protensão da respectiva linha de tirantes (Tabela 4.3). No caso 02, são vinte estágios de construção, com dez escavações seguidas de protensão. Nos estágios ímpares ocorre escavação de 1,5 m, enquanto nos estágios pares ocorre a protensão da respectiva linha de tirantes (Tabela 4.4).

Tabela 4.3 - Detalhamento dos estágios de construção das simulações do caso 01.

Estágio	Escavação (m)	Escavação Acumulada (m)	Protensão dos Tirantes
0	Inserção da cortina no solo		
1	2,00	2,00	-
2	-	2,00	1ª linha protendida
3	2,00	4,00	-
4	-	4,00	2ª linha protendida
5	2,00	6,00	-
6	-	6,00	3ª linha protendida
7	2,00	8,00	-
8	-	8,00	4ª linha protendida
9	2,00	10,00	-
10	-	10,00	5ª linha protendida

A Figura 4.14, que se refere ao caso 01, com situação com altura de escavação de 10 m, comprimento da ficha de 2 m e espessura da parede de 200 mm, apresenta, para os estágios de construção pares (com a respectiva linha de

tirantes protendida), os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de ao longo da profundidade. A Figura 4.15, que diz respeito ao caso 02, com situação com altura de escavação de 15 m, comprimento da ficha de 3 m e espessura da parede de 200 mm, apresenta, para os estágios de construção múltiplos de 4 (com a respectiva linha de tirante protendida), os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de contenção ao longo da profundidade. No presente trabalho, o deslocamento é considerado positivo quando o ponto considerado afasta-se do solo contido.

Tabela 4.4 - Detalhamento dos estágios de construção das simulações do caso 02.

Estágio	Escavação (m)	Escavação Acumulada (m)	Protensão dos Tirantes
0	Inserção da cortina no solo		
1	1,50	1,50	-
2	-	1,50	1ª linha protendida
3	1,50	3,00	-
4	-	3,00	2ª linha protendida
5	1,50	4,50	-
6	-	4,50	3ª linha protendida
7	1,50	6,00	-
8	-	6,00	4ª linha protendida
9	1,50	7,50	-
10	-	7,50	5ª linha protendida
11	1,50	9,00	-
12	-	9,00	6ª linha protendida
13	1,50	10,50	-
14	-	10,50	7ª linha protendida
15	1,50	12,00	-
16	-	12,00	8ª linha protendida
17	1,50	13,50	-
18	-	13,50	9ª linha protendida
19	1,50	15,00	-
20	-	15,00	10ª linha protendida

É possível perceber, por meio da análise da Figura 4.14 e da Figura 4.15, que o deslocamento horizontal no topo da contenção varia significativamente à medida que o estágio de construção avança. A magnitude dessa variação no caso 01 é maior do que a do caso 02. Em contrapartida, as variações dos deslocamentos ocorridos no trecho da contenção embutido no solo (ficha) são bem menores do que as variações que ocorrem no topo da contenção.

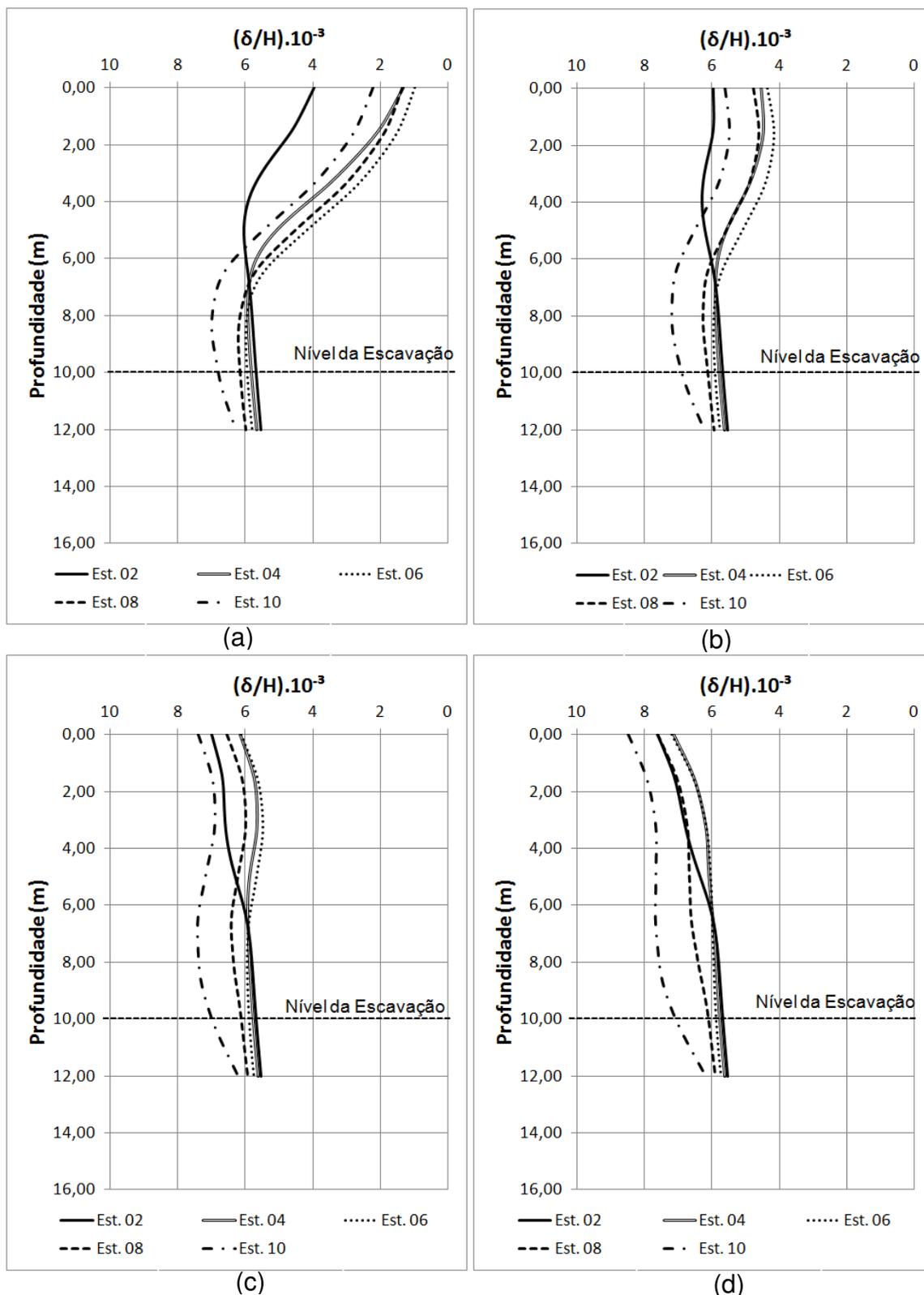


Figura 4.14 - Caso 01: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade e em estágios de construção seleccionados. (a) $e_h=1,5$ m ; (b) $e_h=2$ m ; (c) $e_h=2,5$ m e (d) $e_h=3$ m.

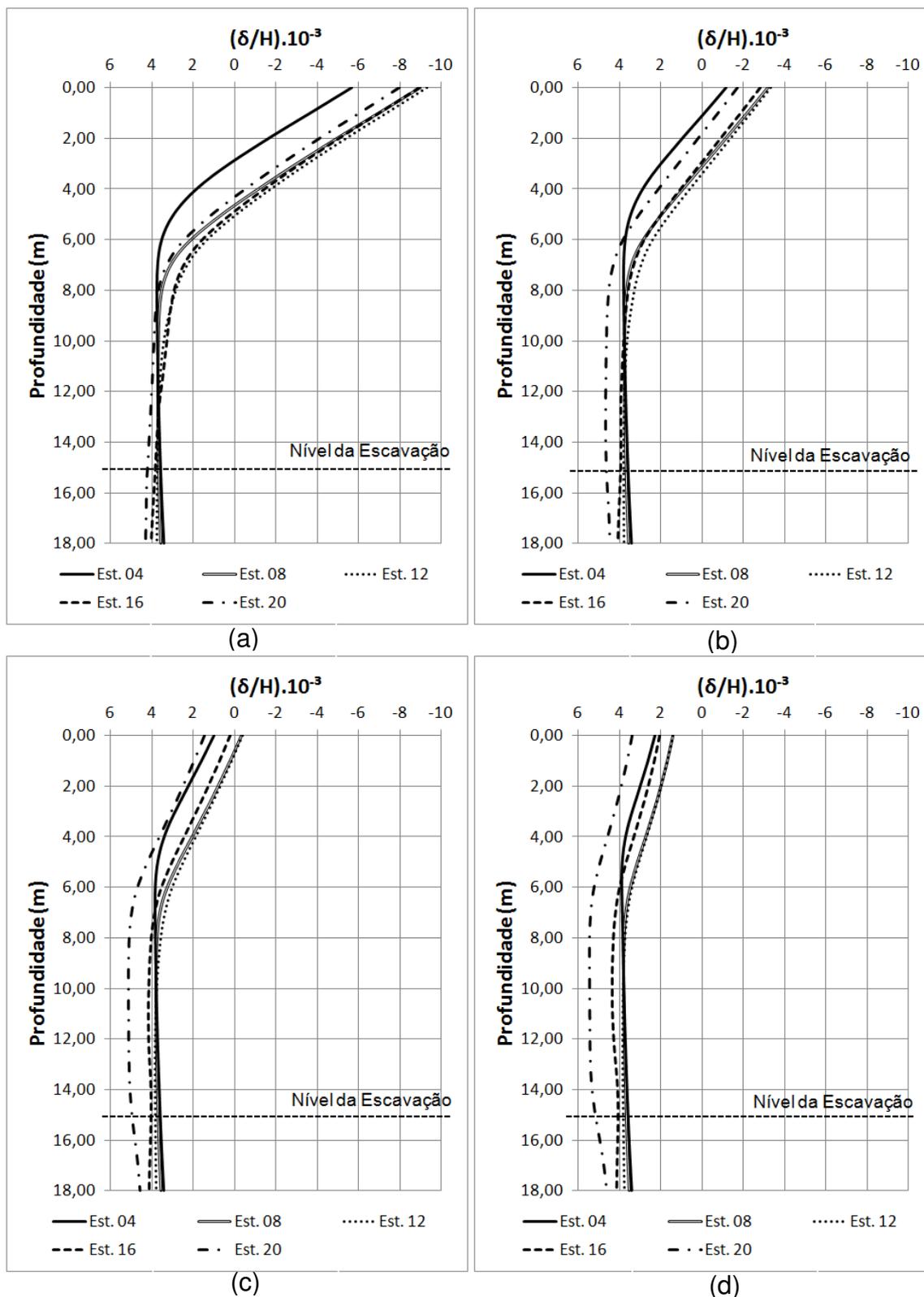


Figura 4.15 - Caso 02: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade e em estágios de construção selecionados. (a) $eh = 1,5$ m ; (b) $eh = 2$ m; (c) $eh = 2,5$ m e (d) $eh = 3$ m.

No que diz respeito ao caso 01, comparando-se os deslocamentos horizontais no topo com os deslocamentos horizontais ocorridos nas profundidades de 5 e 10 m,

verifica-se que para a situação com comprimento da ficha de 2 m, espessura da parede de 200 mm e espaçamento horizontal entre os tirantes de 1,5 m, o deslocamento horizontal no topo, após a protensão da primeira linha de tirantes (Estágio 2) é menor do que os deslocamentos ocorridos nas profundidades de 5 e 10 m, conforme demonstra a Figura 4.16. Esse comportamento ocorre porque, como o espaçamento horizontal entre os tirantes é relativamente pequeno, a carga de protensão torna-se suficientemente capaz de reduzir os deslocamentos horizontais na parte superior da estrutura, ocorridos quando a mesma ainda estava em balanço (Estágio 1).

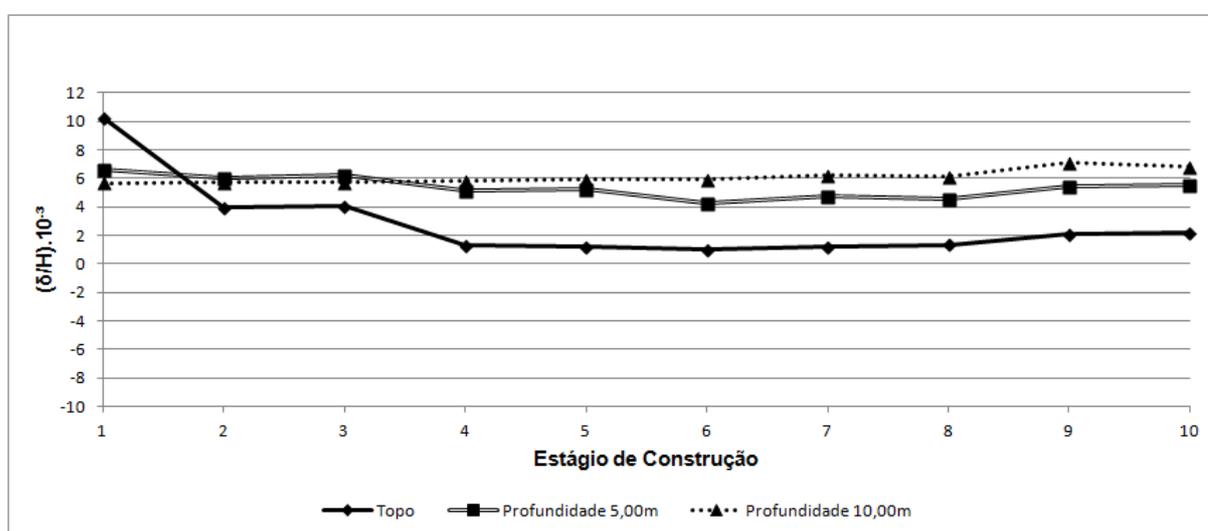


Figura 4.16 - Caso 01: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.

O mesmo comportamento ocorre no caso 02. Quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,5 m, os deslocamentos horizontais no topo são menores do que os deslocamentos horizontais que ocorrem nas profundidades de 7,5 e 15 m, conforme mostra a Figura 4.17.

À medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes aumenta, a protensão diminui a capacidade de reduzir os deslocamentos do trecho superior da contenção. Esse aspecto também pode ser observado na Figura 4.18 e na Figura 4.19, as quais apresentam os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção em função dos estágios de construção, para os casos 01 e 02, respectivamente, para espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m.

Com relação ao caso 01 (Figura 4.18), com comprimento da ficha de 2 m e espessura da parede de 200 mm, evidencia-se que o deslocamento horizontal do

topo da contenção em todos os estágios de construção foi maior do que os deslocamentos horizontais que ocorrem nas profundidades de 5 e 10 m, indicando que, quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é maior, os deslocamentos horizontais que ocorrem na parte superior da estrutura de contenção são maiores.

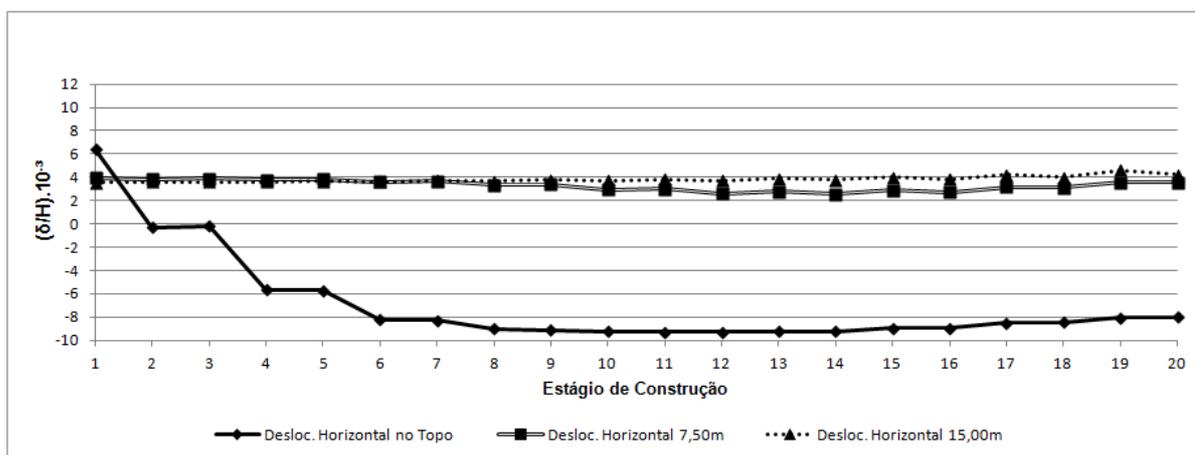


Figura 4.17 - Caso 02: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.

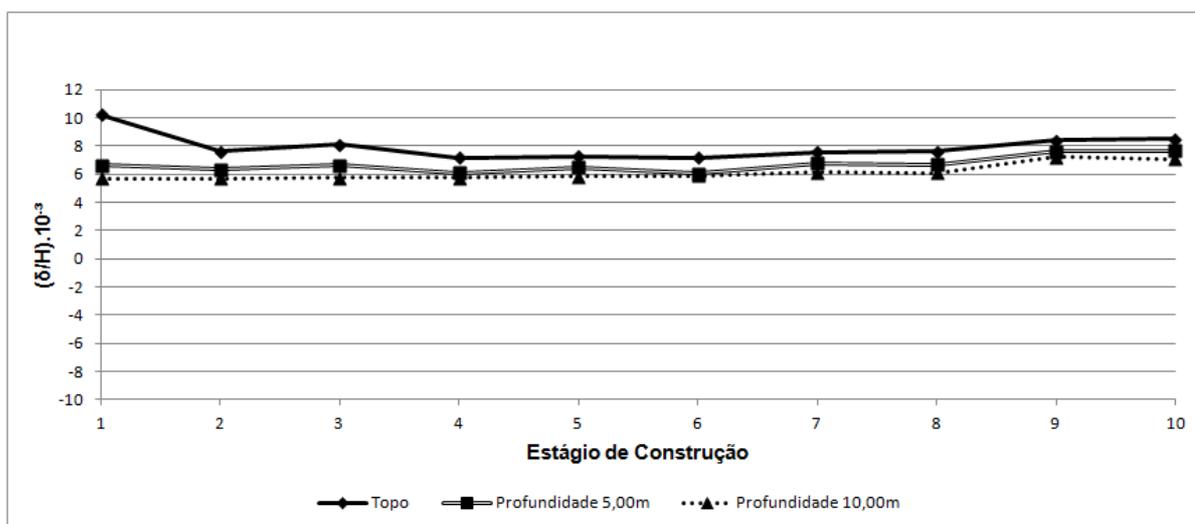


Figura 4.18 - Caso 01: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.

No que diz respeito ao caso 02 (Figura 4.19), com comprimento da ficha igual a 3 m e espessura da parede de 200 mm, o deslocamento no topo da contenção passa a ser menor do que os deslocamentos nas profundidades de 7,5 e 15 m a partir do estágio de construção 4. De todo modo, verifica-se que os deslocamentos horizontais no topo quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é de 3 m são bem inferiores aos deslocamentos quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,5 m.

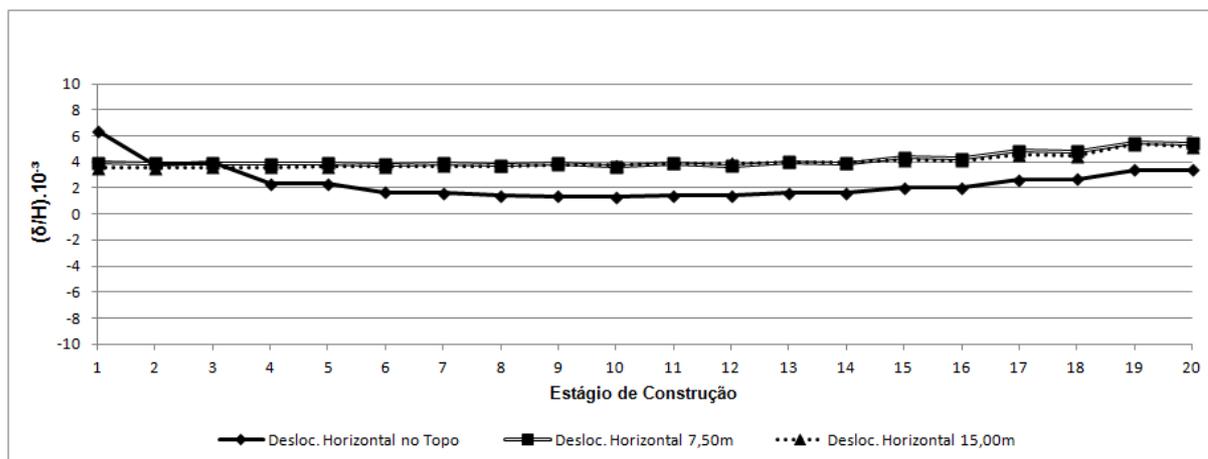


Figura 4.19 - Caso 02: deslocamentos horizontais da contenção em cada estágio de construção.

A Figura 4.16 e a Figura 4.18 (caso 01) revelam também que os deslocamentos horizontais no topo da estrutura de contenção entre os estágios de construção 04 e 08 são praticamente os mesmos. Nos estágios 09 e 10, esses deslocamentos aumentam. Com relação aos deslocamentos que ocorrem na profundidade de 10 m, verifica-se que permanecem praticamente inalterados entre os estágios 01 e 08. Nos estágios 09 e 10, ocorrem pequenos aumentos desses deslocamentos, sendo que esse aumento ocorre de forma mais significativa quanto maior for o espaçamento horizontal entre os tirantes. No que se refere aos deslocamentos horizontais na profundidade de 5 m, verifica-se também que os mesmos não sofrem grandes variações ao longo dos estágios de construção.

A Figura 4.17 e a Figura 4.19 (caso 02) mostram que os deslocamentos horizontais nas profundidades de 7,5 e 15 m praticamente não variam ao longo dos estágios de construção. Pequenos aumentos ocorrem a partir do estágio de construção 17, para espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m. Para espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, o deslocamento horizontal no topo praticamente não varia a partir do estágio de construção 8. Para o caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m, o deslocamento no topo permanece o mesmo entre os estágios 7 e 12 e começa a aumentar a partir do estágio 13.

4.3.2 Distribuição de tensões horizontais na estrutura de contenção

A variação das tensões horizontais na estrutura de contenção frente à progressão dos estágios de construção para os casos 01 e 02 é apresentada na

Figura 4.20 e na Figura 4.21, respectivamente. Os gráficos da Figura 4.20 e da Figura 4.21 apresentam a tensão horizontal normalizada pela tensão vertical inicial. Na Figura 4.20 considerou-se a situação com escavação total de 10 m, comprimento da ficha de 2 m e espessura da parede de 200 mm, enquanto na Figura 4.21 considerou-se a situação com escavação total de 15 m, comprimento da ficha de 3 m e espessura da parede de 200 mm

As análises da Figura 4.20 e da Figura 4.21 revelam que as tensões horizontais atuantes sobre a parede de contenção pouco variam com a progressão dos estágios de construção. No caso 01, pequenas variações ocorrem nas situações com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 e 2 m, em que as tensões horizontais nos seis primeiros metros de profundidade do estágio de construção 2 foram um pouco menores do que nos demais estágios. Com relação ao caso 02, percebe-se o mesmo comportamento, ou seja, pequenas variações ocorrem nas situações com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 e 2 m, em que as tensões horizontais nos oito primeiros metros do estágio de construção 4 foram um pouco menores do que nos demais estágios.

Verifica-se, tanto no caso 01 quanto no caso 02, que à medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes é aumentado, a variação das tensões horizontais sobre a contenção com a progressão dos estágios de construção diminui ligeiramente. Nos casos com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 2,5 e 3 m, as tensões horizontais são praticamente as mesmas.

Evidencia-se, no caso 01, que, nos quatro primeiros metros da contenção, a tensão horizontal é maior do que a tensão vertical inicial, revelando a ocorrência de empuxos passivos nesse trecho. No caso 02, esse comportamento é verificado nos cinco primeiros metros da contenção. Essa condição passiva é ocasionada pela protensão dos tirantes superiores, que, no trecho superior da estrutura, provocam deslocamentos horizontais para dentro da contenção, que ocorrem porque as tensões de confinamento nesse trecho são pequenas. Com isso, os valores das tensões horizontais nesse trecho são significativamente aumentados. Constata-se também que a condição passiva do caso 02 é mais significativa do que no caso 01. Isso ocorre porque no caso 02 os tirantes estão mais próximos da superfície e por que os comprimentos dos trechos livres dos tirantes do caso 02 são maiores do que os do caso 01.

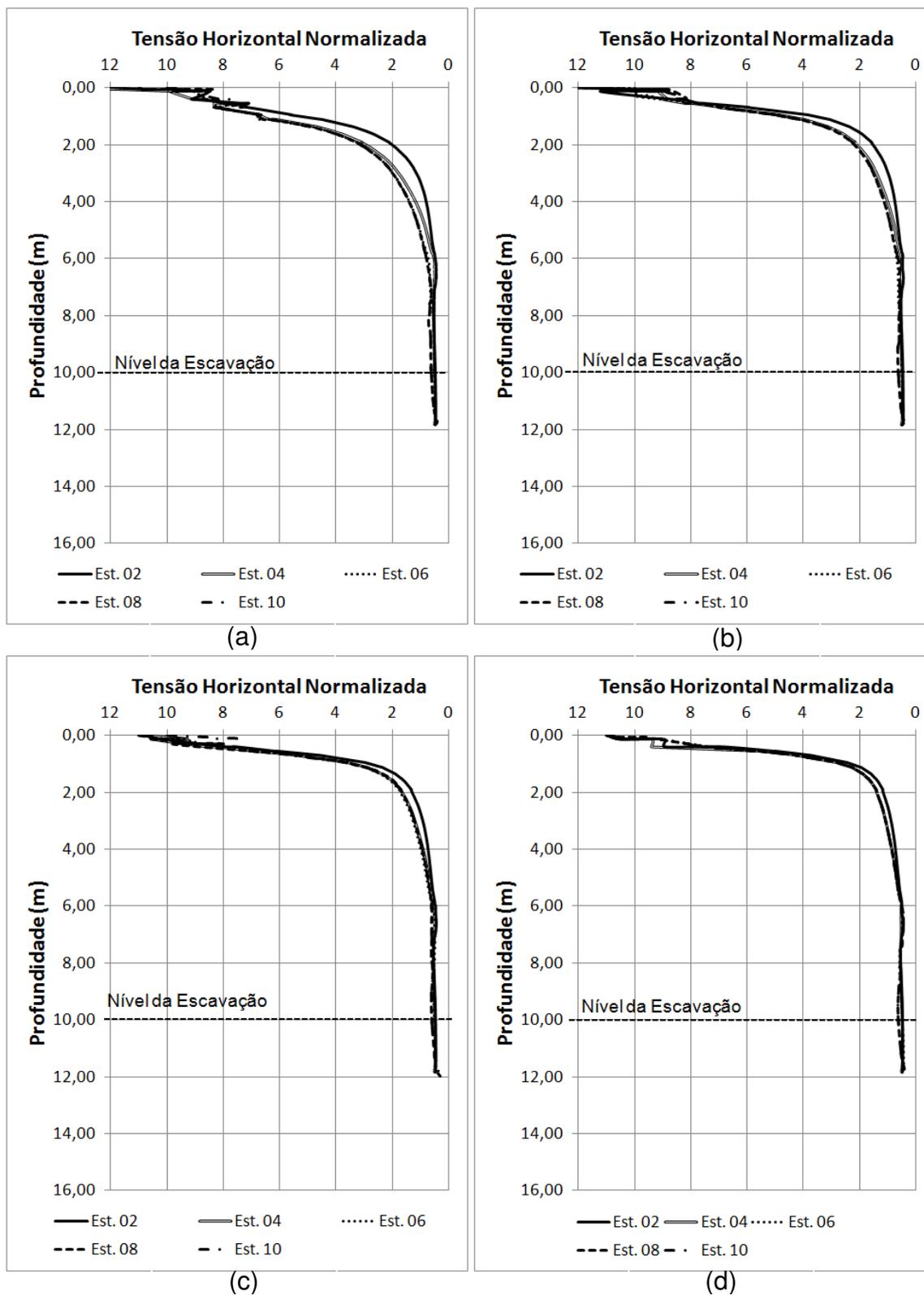


Figura 4.20 - Caso 01: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade e em cada estágio de construção. (a) $eh=1,5$ m; (b) $eh=2$ m; (c) $eh=2,5$ m e (d) $eh=3$ m.

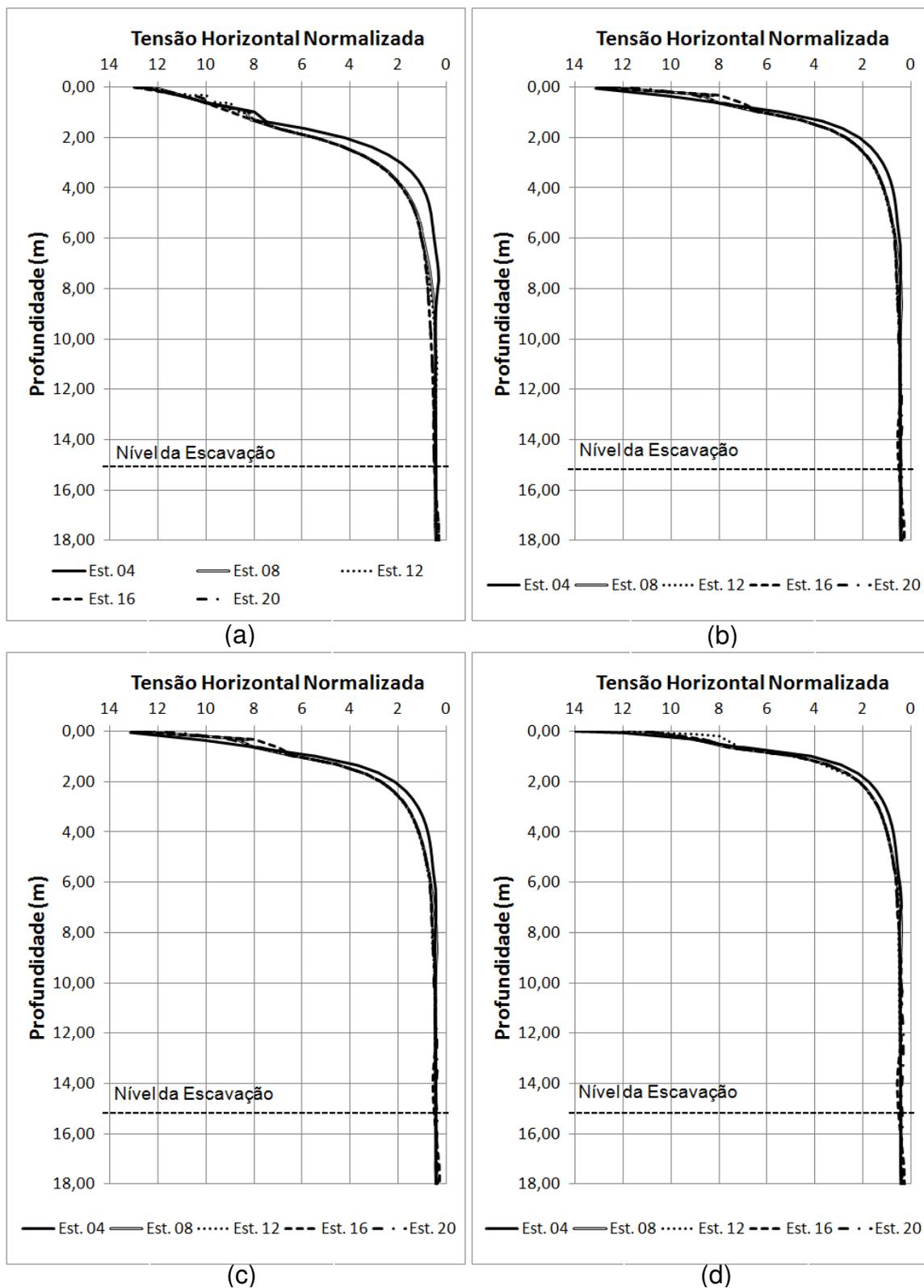


Figura 4.21 - Caso 02: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade e em cada estágio de construção. (a) $eh=1,5$ m ; (b) $eh=2$ m ; (c) $eh=2,5$ m e (d) $eh=3$ m.

A Tabela 4.5 e a Figura 4.22 mostram, para o caso 01, com situação com comprimento da ficha de 2 m e espessura da parede de 200 mm, os valores dos

empuxos por unidade de comprimento, em cada estágio de construção, que atuam na cortina de contenção. O empuxo foi obtido a partir da distribuição das tensões horizontais. Verifica-se que o empuxo diminui com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes. Com relação ao estágio de construção, constata-se que, do estágio de construção 2 até o estágio de construção 8, o empuxo aumenta de forma praticamente linear. Do estágio de construção 8 ao estágio de construção 10, o empuxo permanece constante independentemente do espaçamento horizontal entre os tirantes.

Tabela 4.5 – Caso 01: valores dos empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em cada estágio de construção.

eh (m)	Estágio de Construção				
	2	4	6	8	10
1,50	772	918	1007	1067	1064
2,00	728	823	885	914	913
2,50	696	764	802	862	857
3,00	677	726	744	766	766

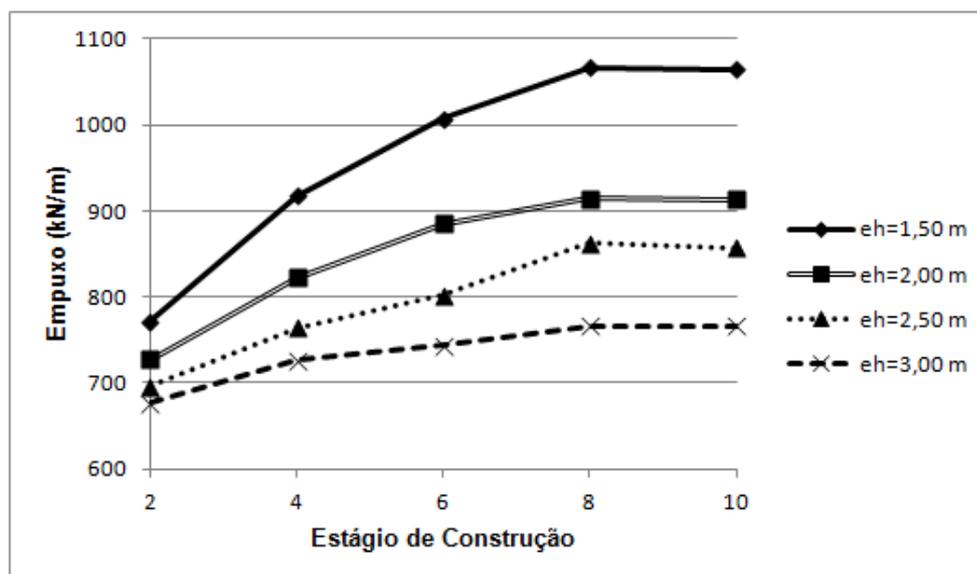


Figura 4.22 - Caso 01: empuxos atuantes na parede de contenção ao longo dos estágios de construção.

A Tabela 4.6 e a Figura 4.23 apresentam, para o caso 02, com situação com comprimento da ficha de 3 m e espessura da parede de 200 mm, os valores dos empuxos por unidade de comprimento, em cada estágio de construção, que atuam na contenção. Evidencia-se que o empuxo diminui com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes. Assim como no caso 01, constata-se, no caso 02, que, do estágio de construção 4 até o estágio de construção 16, o empuxo aumenta de

forma quase linear. Do estágio de construção 16 ao estágio de construção 20, percebe-se que, para as situações com espaçamento horizontal entre os tirantes iguais a 1,5 e 2 m, o valor do empuxo permanece o mesmo, ao passo que, para as situações com espaçamento horizontal entre os tirantes iguais a 2,5 e 3 m, o valor do empuxo diminui.

Tabela 4.6 - Caso 02: valores dos empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em cada estágio de construção.

eh (m)	Estágio de Construção				
	4	8	12	16	20
1,50	1730	1935	2087	2183	2181
2,00	1517	1684	1742	1859	1841
2,50	1454	1566	1617	1679	1575
3,00	1407	1488	1533	1554	1399

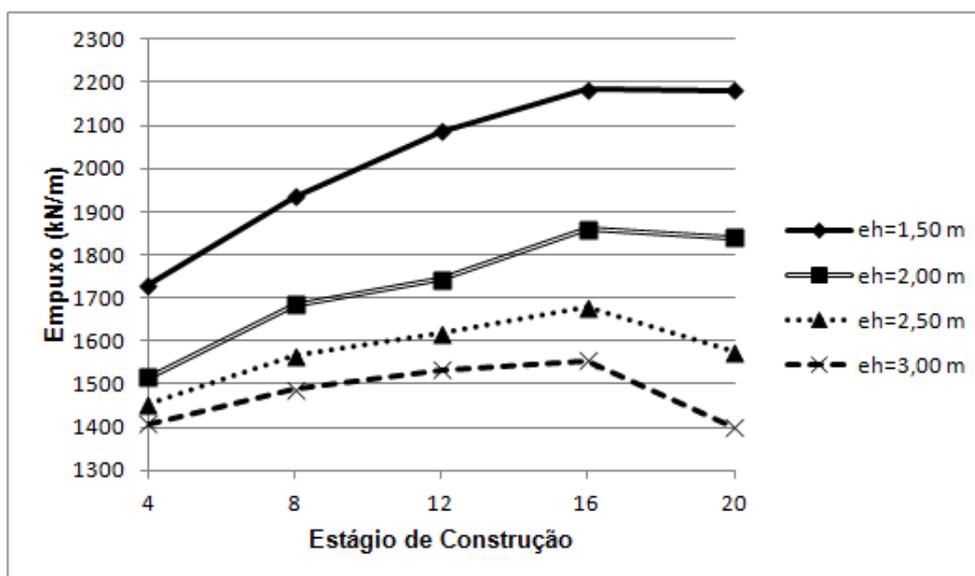


Figura 4.23 - Caso 02: empuxos atuantes na parede de contenção ao longo dos estágios de construção.

4.3.3 Esforços internos na estrutura de contenção

A Figura 4.24 mostra o comportamento dos esforços cortantes atuantes na parede de contenção no decorrer dos estágios de construção da obra para o caso 01, ou seja, altura de contenção igual a 10 m. O comprimento de ficha é igual a 2 m, o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,5 m e a espessura da parede é igual a 200 mm. A Figura 4.24a apresenta os esforços cortantes nas fases construtivas em que há apenas escavação de solo, enquanto a Figura 4.24b mostra os esforços cortantes nas fases construtivas em que há apenas protensão dos tirantes.

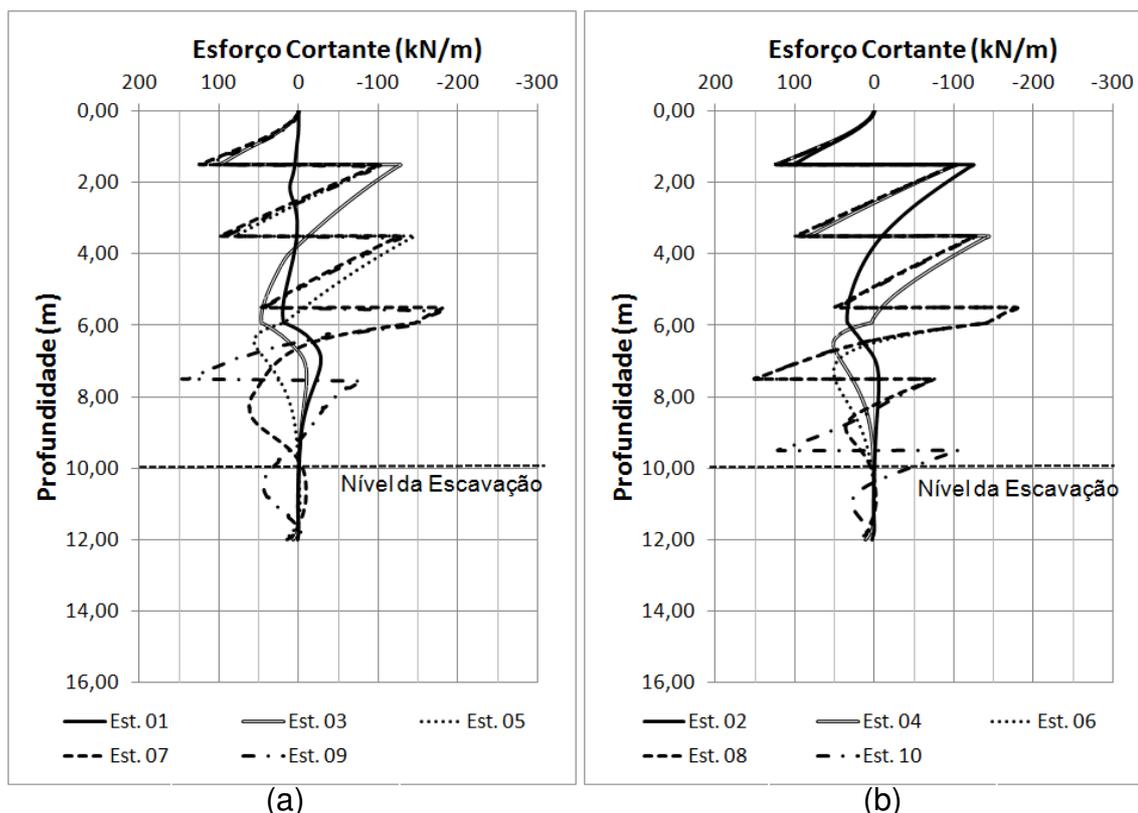


Figura 4.24 - Caso 01: diagramas de esforço cortante ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.

A Figura 4.25 mostra a variação dos esforços cortantes atuantes na cortina de contenção ao longo dos estágios de construção para altura de contenção igual a 15 m (caso 02). O comprimento de ficha é igual a 3 m, o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,5 m e a espessura da parede é igual a 200 mm. A Figura 4.25a apresenta os esforços cortantes nos estágios de escavação, ao passo que a Figura 4.25b mostra os esforços cortantes nos estágios de protensão dos tirantes.

Verifica-se, na Figura 4.24 e na Figura 4.25, que, de forma geral, os esforços cortantes são aumentados à medida que as fases construtivas avançam. No caso 01, o esforço cortante máximo positivo ocorre na profundidade de 7,5 m, nos estágios de construção 8 a 10, enquanto o esforço cortante máximo negativo ocorre na profundidade de 5,5 m, nos estágios de construção 6 a 10. No caso 02, o esforço cortante máximo positivo ocorre na profundidade de 7,5 m, nos estágios de construção 11, 12, 15, 16, 19 e 20, ao passo que o esforço cortante máximo negativo ocorre na profundidade de 5,5 m, nos seguintes estágios de construção: 8, 11, 12, 15, 16, 19 e 20.

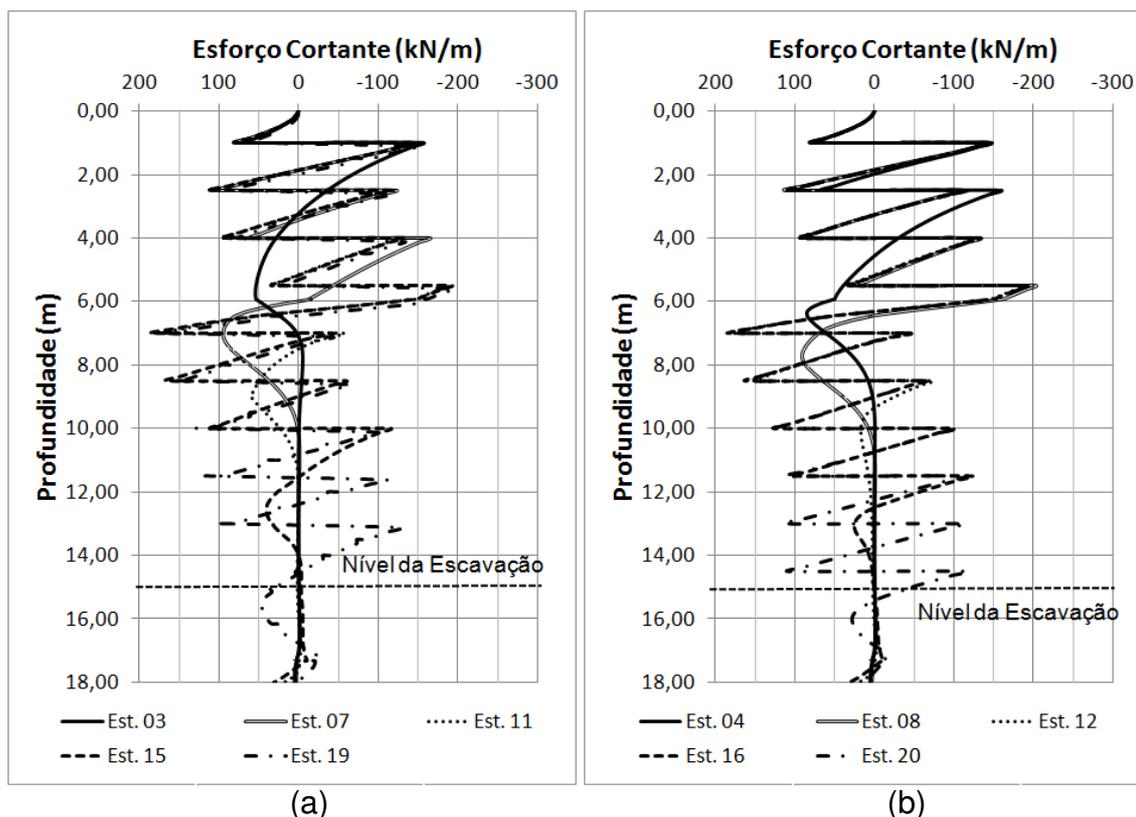


Figura 4.25 - Caso 02: diagramas de esforço cortante ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.

A Figura 4.26, referente ao caso 01, com situação com comprimento da ficha de 2 m, espaçamento horizontal entre os tirantes de 1,50 m e espessura da parede igual a 200 mm, apresenta o comportamento dos momentos fletores atuantes na parede de contenção no decorrer dos estágios de construção. A Figura 4.26a apresenta os momentos fletores nas fases construtivas de escavação de solo, enquanto a Figura 4.26b mostra os momentos fletores nas fases construtivas de protensão dos tirantes.

A Figura 4.27, referente ao caso 02, com situação com comprimento da ficha de 3 m, espaçamento horizontal entre os tirantes de 1,50 m e espessura da parede igual a 200 mm, apresenta o comportamento dos momentos fletores atuantes na parede de contenção no decorrer dos estágios de construção. A Figura 4.27a apresenta os momentos fletores nas fases construtivas de escavação de solo, ao passo que a Figura 4.27b mostra os momentos fletores nas fases construtivas de protensão dos tirantes.

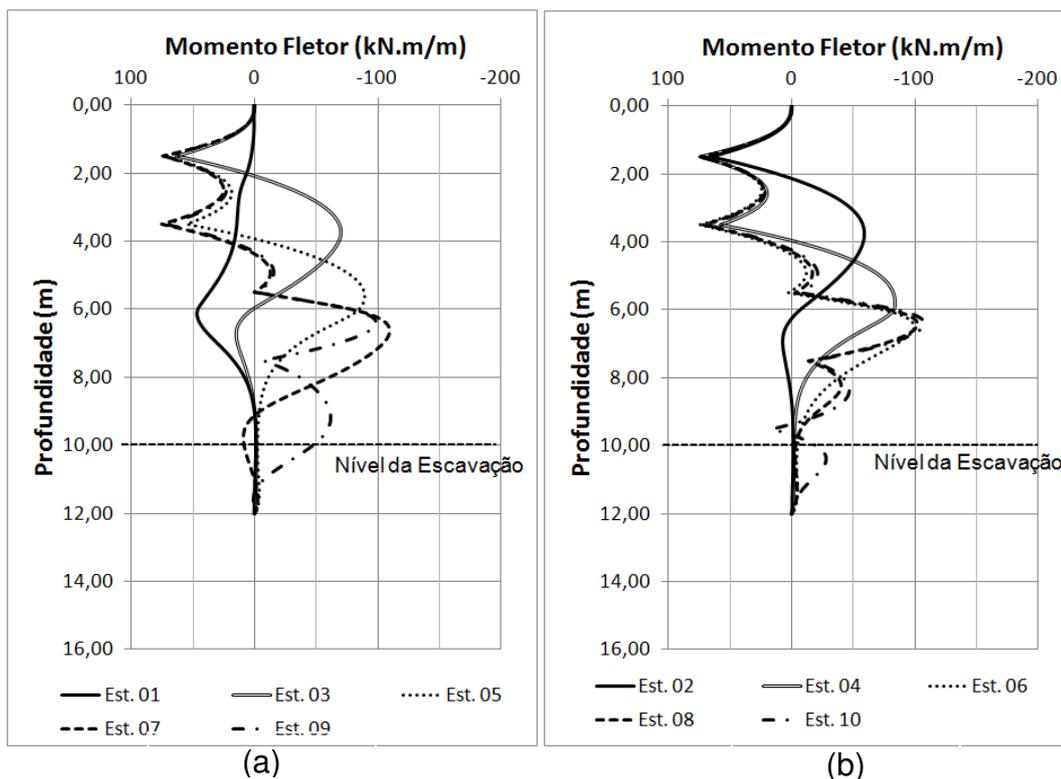


Figura 4.26 - Caso 01: diagramas de momento fletor ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.

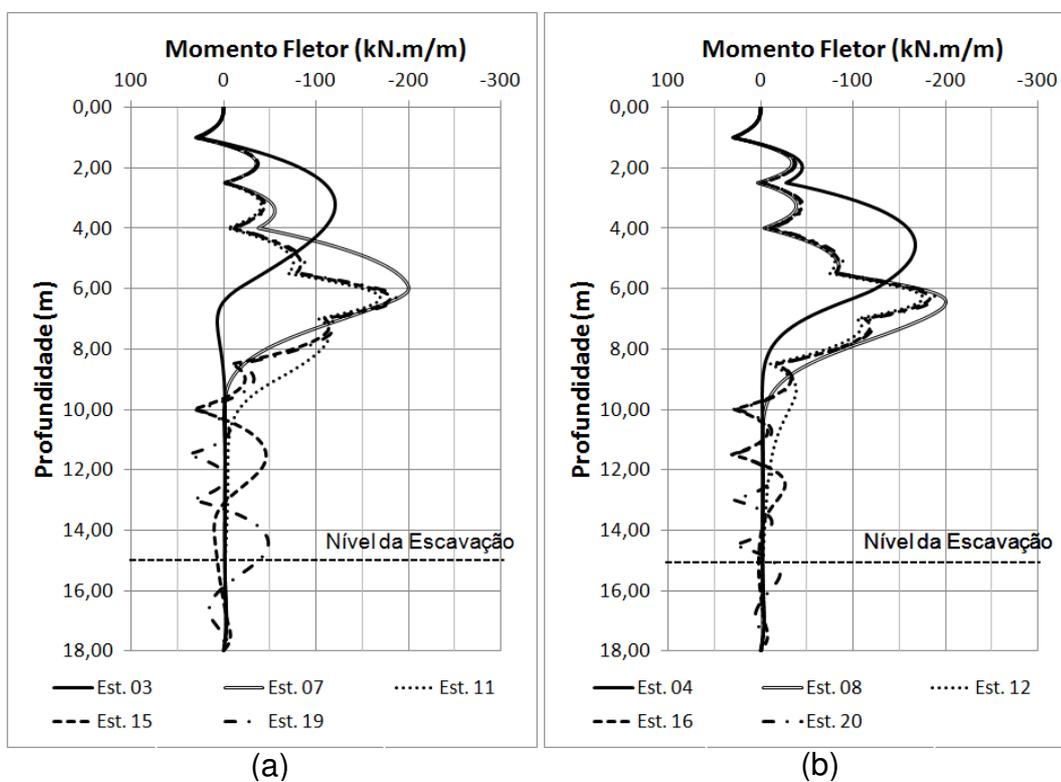


Figura 4.27 - Caso 02: diagramas de momento fletor ao longo das fases construtivas. (a) fases de escavação e (b) fases de protensão dos tirantes.

Na Figura 4.26 e na Figura 4.27, os momentos fletores positivos indicam que a face da cortina do lado do solo escavado está sendo tracionada e a face da cortina do lado do solo contido está sendo comprimida. No caso dos momentos fletores negativos ocorre o contrário, ou seja, tem-se que a face da cortina do lado do solo escavado está sendo comprimida, enquanto a face do lado do solo contido está sendo tracionada.

A Figura 4.26 permite constatar, de forma geral, que os valores dos momentos fletores aumentam com a progressão das fases construtivas. O momento fletor máximo positivo ocorre em duas profundidades: 1,5 m, em todas as fases, com exceção do estágio 1; e 3,5 m, em todos os estágios, com exceção dos estágios 1, 2 e 3. O momento fletor máximo negativo ocorre na profundidade aproximada de 6,5 m nos seguintes estágios construtivos: 6, 7, 8 e 10.

Percebe-se, na Figura 4.27, que, de forma geral, os valores dos momentos fletores aumentam com a progressão dos estágios construtivos. O momento fletor máximo positivo ocorre em quatro profundidades: 1,5, 10, 11,5 e 13 m. O momento fletor máximo negativo ocorre na profundidade aproximada de 6,5 m, assim como ocorreu no caso 01.

4.4 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA E DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL ENTRE OS TIRANTES

4.4.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção

No que se refere ao caso 01, a Figura 4.28 mostra os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção com espessura da parede igual a 200 mm no último estágio de construção (10) ao longo da profundidade para quatro valores de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). A Figura 4.28a, a Figura 4.28b e a Figura 4.28c apresentam os deslocamentos horizontais para os casos com comprimento da ficha igual a 2, 4 e 6 m, respectivamente.

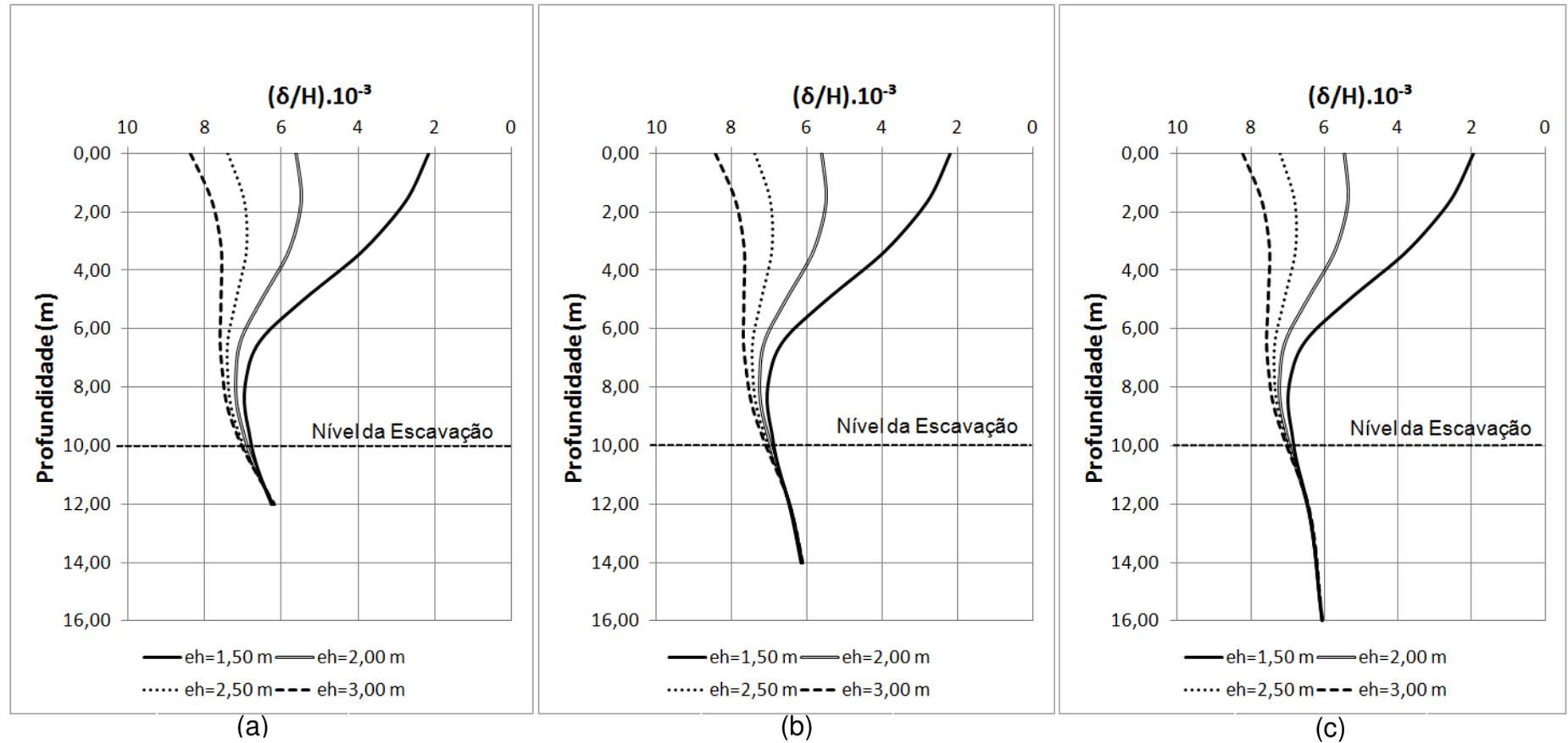


Figura 4.28 - Caso 01: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade.
 (a) ficha = 2 m; (b) ficha = 4 m e (c) ficha = 6 m.

A análise dos gráficos apresentados na Figura 4.28 permite constatar, para os casos dos três valores de ficha estudados (2, 4 e 6 m), que o comprimento da ficha pouco influencia nos deslocamentos horizontais da estrutura de contenção. No entanto, verifica-se que os deslocamentos horizontais ao longo da estrutura de contenção são fortemente influenciados pelo espaçamento horizontal entre os tirantes. Salvo o trecho da estrutura de contenção que fica embutido no solo (ficha), que apresentou basicamente os mesmos valores de deslocamentos horizontais independentemente da variação da ficha ou do espaçamento horizontal entre os tirantes, percebe-se que quanto maior o espaçamento horizontal entre os tirantes, maiores são os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de contenção.

Ainda com relação à Figura 4.28, ao se analisarem os deslocamentos horizontais máximos em cada simulação, evidencia-se que para os casos com espaçamento horizontal entre os tirantes iguais a 1,5 e 2 m, o deslocamento horizontal máximo ocorre na profundidade de aproximadamente 7 m, enquanto para os casos com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 2,5 e 3 m, o deslocamento horizontal máximo ocorre no topo da estrutura de contenção.

Analisando-se agora o deslocamento horizontal do topo da contenção (δ_{topo}), constata-se que o mesmo aumenta com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes. Entretanto, a taxa com que esse aumento ocorre diminui à medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes aumenta, conforme mostrado na Figura 4.29. A Figura 4.29 também ratifica que o comprimento da ficha praticamente não influencia no deslocamento horizontal que ocorre no topo da estrutura de contenção.

A Figura 4.30 compara os deslocamentos horizontais no topo com os deslocamentos horizontais máximos que ocorrem na estrutura de contenção para o caso com ficha igual a 2 m. Percebe-se que, para os casos com espaçamento horizontal entre os tirantes iguais a 1,5, 2 e 2,5 m, o deslocamento horizontal máximo pouco se altera. Quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é aumentado de 2,5 para 3 m, o deslocamento horizontal máximo da estrutura de contenção é discretamente ampliado.

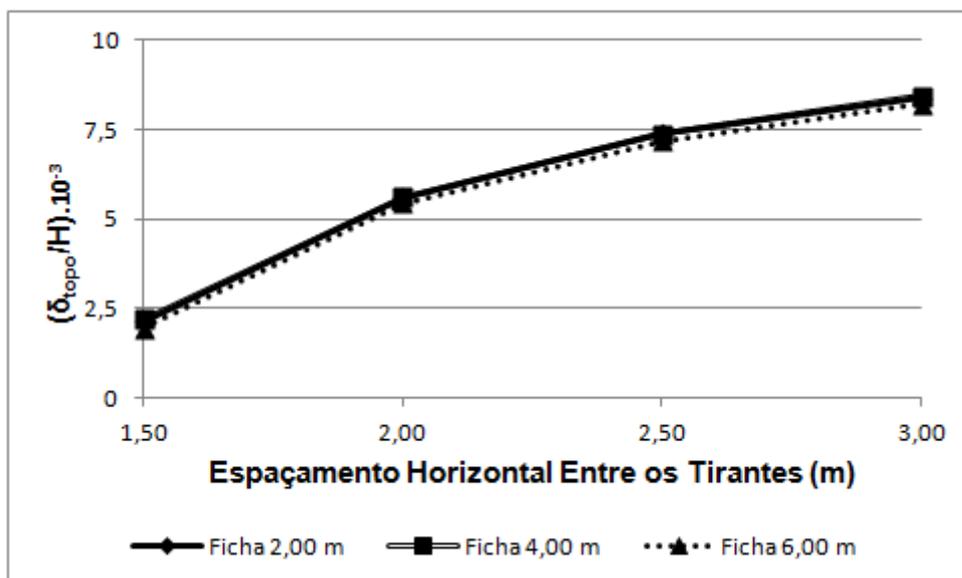


Figura 4.29 - Caso 01: Deslocamento no topo da estrutura de contenção.

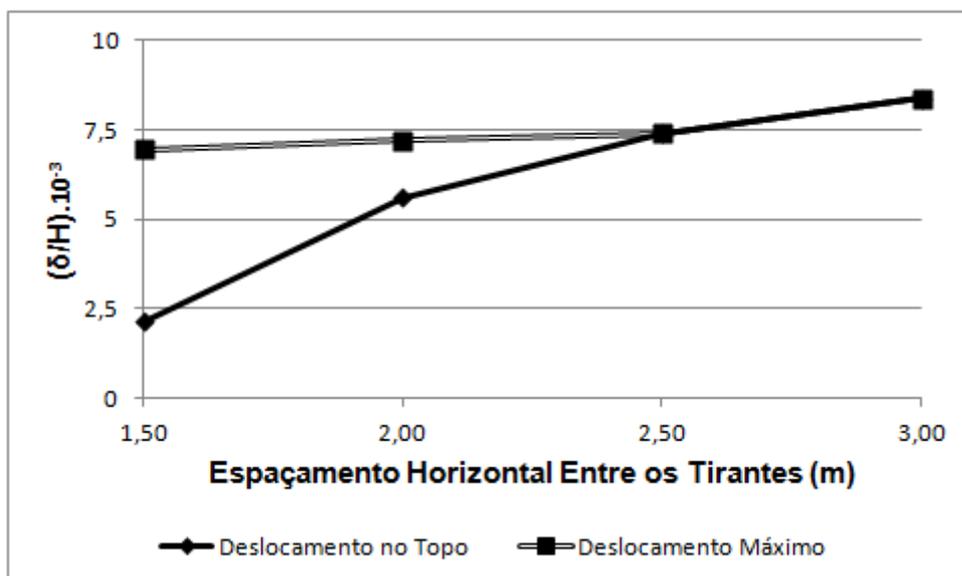


Figura 4.30 - Caso 01: Comparação entre os deslocamentos no topo da contenção e os deslocamentos máximos.

A Figura 4.30 revela também que, quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 1,50 m, o deslocamento máximo é significativamente superior ao deslocamento no topo. À medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes aumenta, a diferença entre o deslocamento máximo e o deslocamento no topo diminui, de maneira que, para espaçamentos horizontais entre os tirantes iguais a 2,5 ou 3 m, o deslocamento máximo ocorre no topo.

Esse comportamento ocorre porque, quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é pequeno (i.e. 1,5 ou 2 m), as cargas de protensão aplicadas na primeira linha de tirantes são capazes de reduzir significativamente o deslocamento

horizontal no topo da contenção que se apresentava antes da protensão desses tirantes (i.e. quando a estrutura estava em balanço). No entanto, as forças de protensão aplicadas nessa linha de tirantes não reduzem significativamente os deslocamentos que ocorrem nos pontos abaixo dessa linha (profundidade de aproximadamente 8 m), pois as tensões horizontais que ocorrem nessa região são maiores que as tensões horizontais que ocorrem na região próxima do topo da contenção. As protensões da segunda, da terceira e da quarta linha de tirantes garantem que o deslocamento no topo permaneça praticamente o mesmo do apresentado quando da protensão da primeira linha. Quando as forças de protensão da quinta e última linha de tirantes são aplicadas, verifica-se que o deslocamento no topo é superior ao deslocamento no topo quando da aplicação da protensão da quarta linha de tirantes, pois a quinta linha de tirante não mais influencia no deslocamento do topo, tendo em vista que a distância entre essa linha de tirante e o topo é grande. Mesmo assim, o deslocamento máximo da contenção ocorre numa profundidade aproximadamente igual a 7 m.

Para espaçamento entre os tirantes maiores (2,5 ou 3 m), a força de protensão por metro é reduzida, fazendo com que os deslocamentos no topo não sejam significativamente reduzidos como ocorre para espaçamento entre os tirantes menores (1,5 ou 2 m). Isso faz com que o deslocamento máximo da estrutura de contenção ocorra no seu topo.

Com relação ao caso 02, a Figura 4.31 mostra os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção com espessura da parede igual a 200 m no último estágio de construção (20) ao longo da profundidade para quatro valores de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). A Figura 4.31a, a Figura 4.31b e a Figura 4.31c apresentam os deslocamentos horizontais para os casos com comprimento da ficha iguais a 3, 6 e 9 m, respectivamente.

Assim como no caso 01, a análise dos gráficos apresentados na Figura 4.31 evidencia, para os casos dos três valores de ficha estudados (3,00; 6,00 e 9,00 m), que o comprimento da ficha pouco influencia os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção, pois os gráficos apresentados são praticamente os mesmos. No entanto, verifica-se que os deslocamentos horizontais ao longo da estrutura de contenção são fortemente influenciados pelo espaçamento horizontal entre os tirantes. Salvo o trecho da estrutura de contenção que fica embutido no solo (ficha),

que apresentou basicamente os mesmos valores de deslocamentos horizontais independentemente da variação da ficha ou do espaçamento horizontal entre os tirantes, percebe-se que quanto maior o espaçamento horizontal entre os tirantes, maiores são os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de contenção.

Ainda com relação à Figura 4.31, verifica-se que, nos casos analisados de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m), o deslocamento horizontal máximo não ocorre no topo, diferentemente do que ocorreu no caso 01. Esse comportamento ocorre porque os tirantes do caso 02 têm comprimentos livres maiores do que no caso 01 e, porque estão mais próximos do topo, fazendo com que as protensões reduzam significativamente os deslocamentos horizontais do trecho superior da contenção, chegando inclusive, em dois casos (espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 e 2 m) a ocorrerem deslocamentos negativos. No caso 01, pelo fato dos tirantes estarem mais afastados da superfície e por possuírem comprimentos livres menores do que no caso 02, o deslocamento máximo, para as situações com espaçamento horizontal entre os tirantes iguais a 1,5 e 2 m, não ocorreu no topo.

Analisando-se agora o deslocamento horizontal do topo da contenção, constata-se que o mesmo aumenta com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes (Figura 4.32). Entretanto, a taxa com que esse aumento ocorre diminui à medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes aumenta. A Figura 4.32 também ratifica que o comprimento da ficha praticamente não influencia o deslocamento horizontal que ocorre no topo da estrutura de contenção.

A Figura 4.33 compara os deslocamentos horizontais no topo com os deslocamentos horizontais máximos positivos que ocorrem na estrutura de contenção para o caso com ficha igual a 3 m. Percebe-se que os deslocamentos horizontais máximos positivos pouco se alteram com o espaçamento horizontal entre os tirantes e que o deslocamento do topo gradualmente se aproxima do máximo com o aumento do espaçamento horizontal entre tirantes.

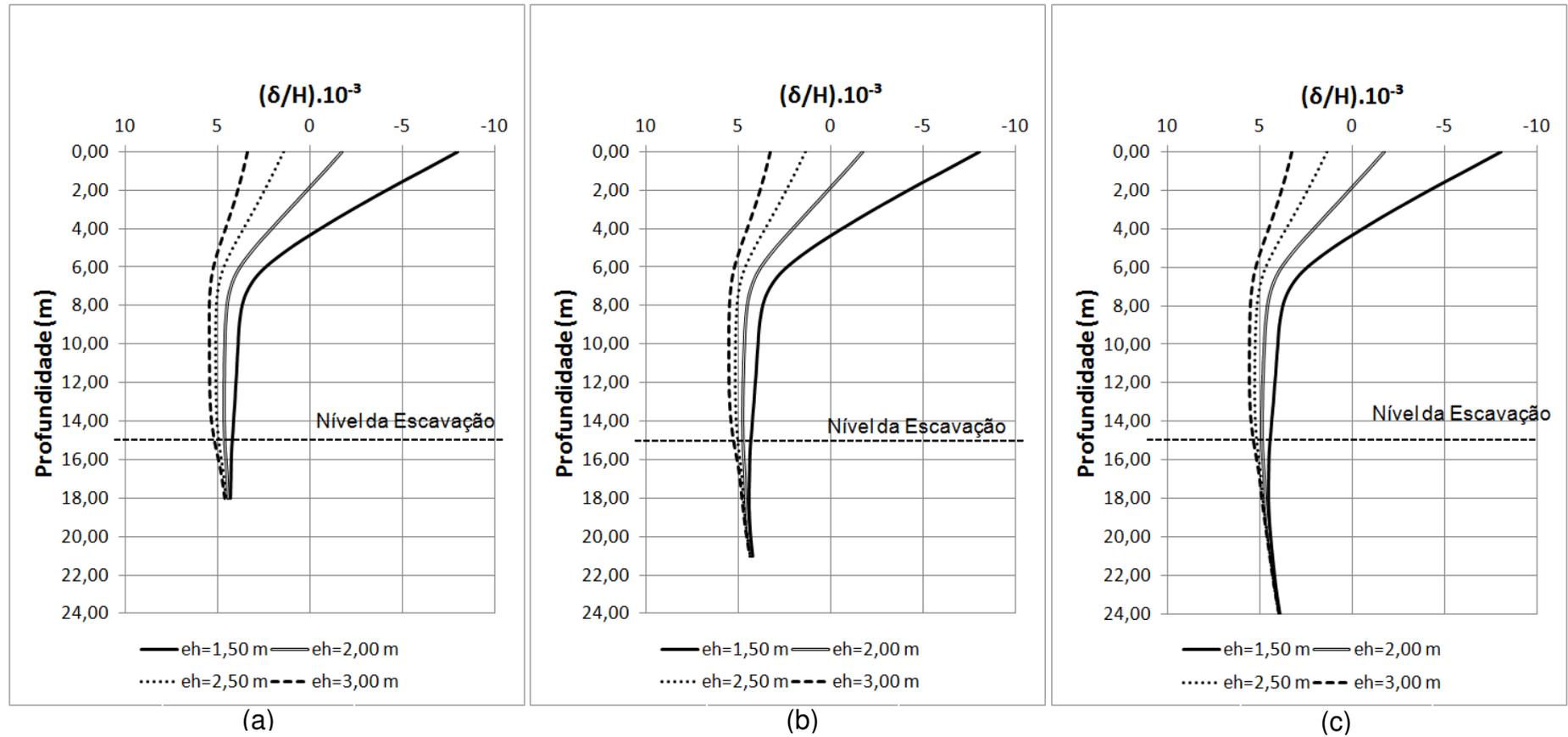


Figura 4.31 - Caso 02: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção ao longo da profundidade.
 (a) ficha = 3,00m; (b) ficha = 6,00m e (c) ficha = 9,00m.

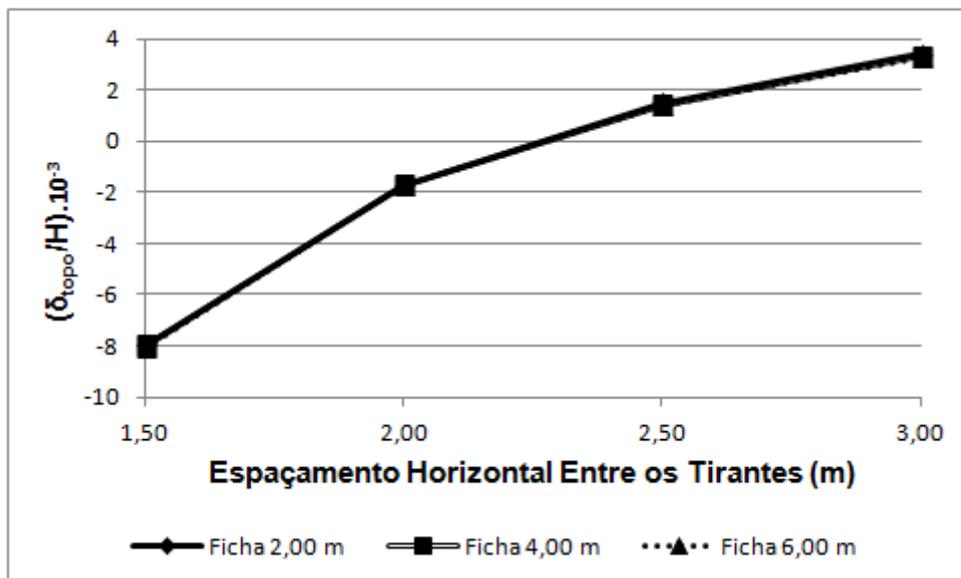


Figura 4.32 - Caso 02: Deslocamento no topo da estrutura de contenção.

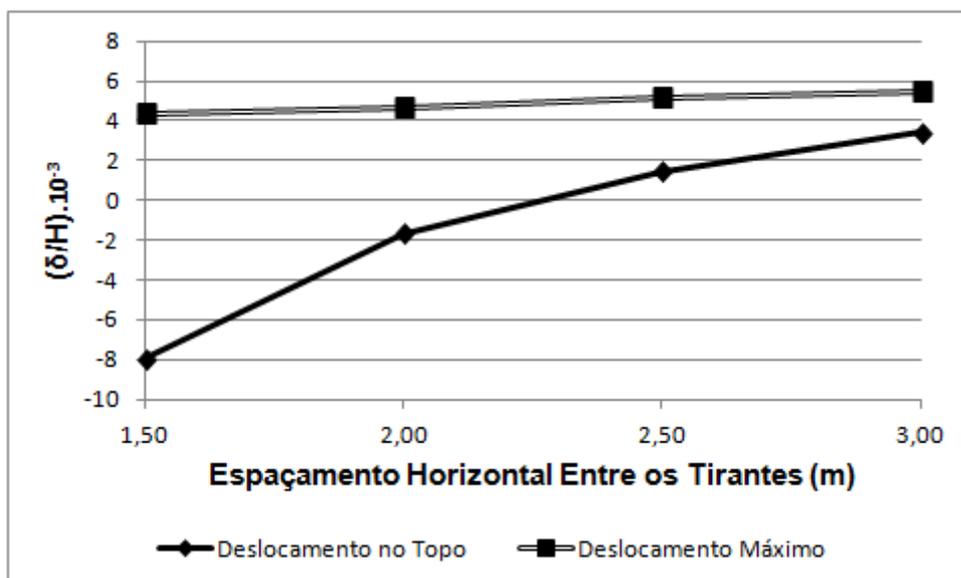


Figura 4.33 - Caso 02: Comparação entre os deslocamentos no topo da contenção e os deslocamentos máximos positivos.

4.4.2 Tensões horizontais na estrutura de contenção

A influência do comprimento da ficha e do espaçamento horizontal entre os tirantes, no que se refere ao caso 01, sobre as tensões horizontais que atuam na parede de contenção é apresentada na Figura 4.34. Mesmo tendo sido idealizados para estruturas de contenção estorcidas, os diagramas empíricos de distribuição de tensões horizontais de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Tschebotarioff (1951) também são exibidos na Figura 4.34, haja vista esses diagramas serem rotineiramente estendidos aos casos de estruturas atirantadas. Também convém lembrar que os citados diagramas empíricos foram idealizados considerando-se um

terrapleno horizontal, enquanto a superfície do terreno do problema considerado no presente estudo apresenta inclinação de 19° com a horizontal. De toda forma, a comparação mostrada na Figura 4.34 é válida, pois mostra a tendência uniforme das tensões horizontais ao longo da profundidade da contenção. A Figura 4.34a, a Figura 4.34b, e a Figura 4.34c mostram, para a situação com espessura da parede igual a 200 mm, a variação da tensão horizontal ao longo da profundidade da contenção para os casos com comprimento de ficha igual a 2, 4 e 6 m, respectivamente. É evidenciado que a ficha pouco influencia os valores das tensões horizontais que atuam sobre a parede de contenção, pois os gráficos mostrados nestas figuras são muito parecidos.

No que diz respeito à influência do espaçamento horizontal entre os tirantes, a Figura 4.34 mostra que as tensões horizontais que atuam sobre a parede de contenção diminuem quando esse espaçamento é aumentado. Isso ocorre porque quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é maior, a carga de protensão por metro diminui, permitindo maiores deslocamentos horizontais da parede de contenção, o que, naturalmente, provoca um alívio nas tensões horizontais da massa de solo sobre a estrutura.

A Figura 4.34 também revela, para os casos analisados, que as tensões horizontais obtidas por meio das simulações numéricas são maiores do que aquelas indicadas pelos diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Tschebotarioff (1951). Quanto maior a carga de protensão por metro, ou seja, quanto menor o espaçamento horizontal entre os tirantes, maiores são as diferenças entre as tensões horizontais obtidas através das simulações numéricas e as obtidas pelos diagramas empíricos supracitados, mostrando assim que esses diagramas empíricos podem subestimar os valores das tensões horizontais que atuam na parede de contenção quando os tirantes apresentam elevadas cargas de protensão (Martins et al., 2002).

A Figura 4.35 mostra, para os espaçamentos horizontais igual a 1,5, 2, 2,5 e 3 m, a variação da tensão horizontal normalizada ao longo da profundidade da contenção. A tensão horizontal foi normalizada pela tensão vertical inicial. A Figura 4.35a, a Figura 4.35b e a Figura 4.35c apresentam a relação da tensão horizontal normalizada com a profundidade da contenção para os casos com fichas iguais a 2, 4 e 6 m, respectivamente.

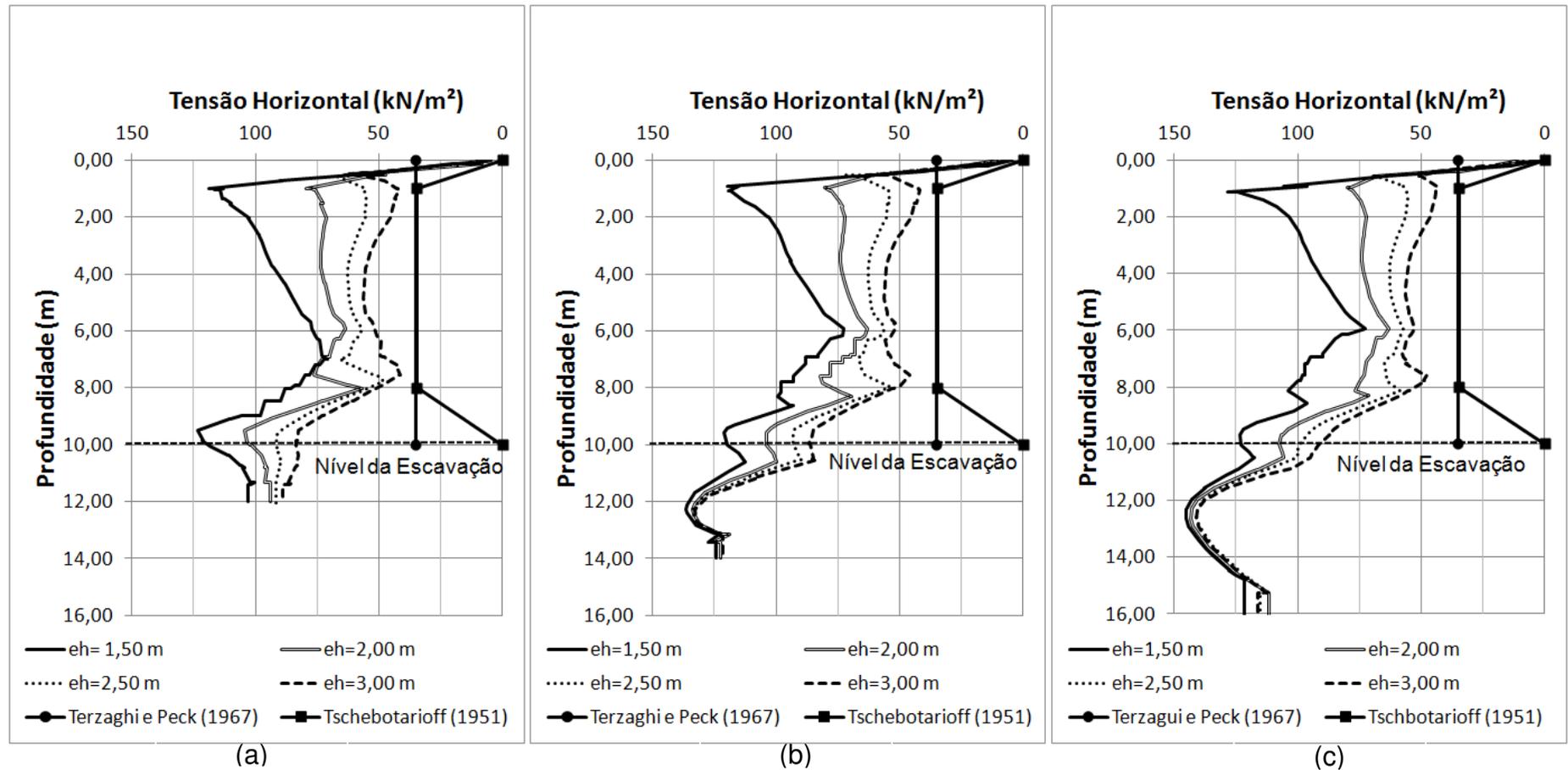


Figura 4.34 - Caso 01: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade. (a) ficha = 2 m; (b) ficha = 4 m e (c) ficha = 6 m.

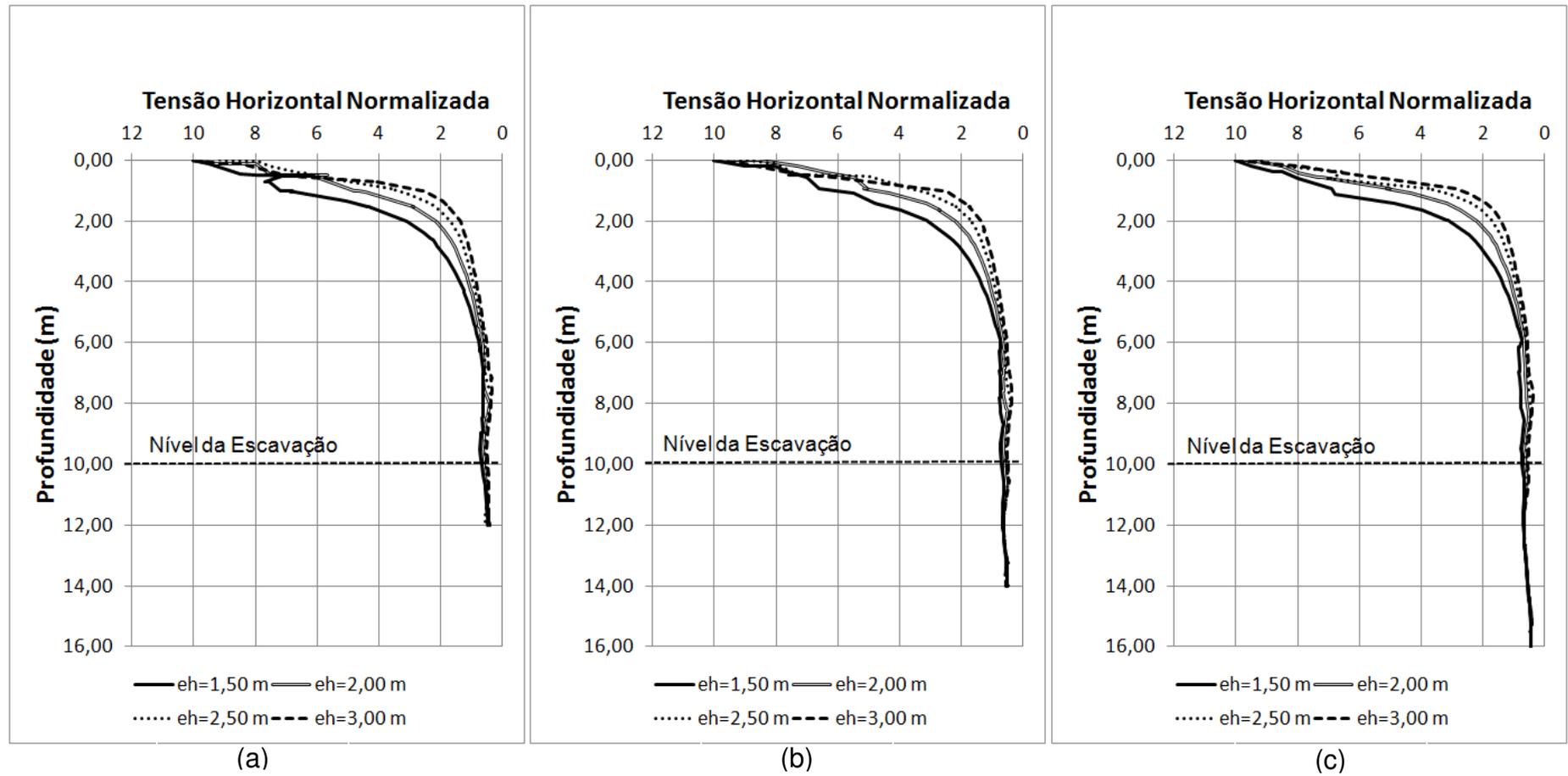


Figura 4.35 - Caso 01: tensões horizontais normalizadas ao longo da profundidade.
 (a) ficha = 2 m; (b) ficha = 4 m e (c) ficha = 6 m.

Analisando-se a Figura 4.35, constata-se que, nos seis primeiros metros da contenção, a tensão normalizada tem tendência de uma equação logarítmica. A partir da profundidade de 6 m, a variação da tensão horizontal normalizada com a profundidade apresenta tendência quase linear. Verifica-se também que, para profundidades maiores que 6 m, o espaçamento horizontal entre os tirantes não influencia a tensão horizontal normalizada. Para profundidades menores que 6 m, a tensão horizontal normalizada é levemente influenciada pelo espaçamento horizontal entre os tirantes.

A Figura 4.36 relaciona o empuxo por unidade de comprimento que atua sobre a parede de contenção com comprimento de ficha igual a 2 m e espessura igual a 200 mm, com o espaçamento horizontal sobre os tirantes. Verifica-se que os valores dos empuxos diminuem de forma quase linear com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes.

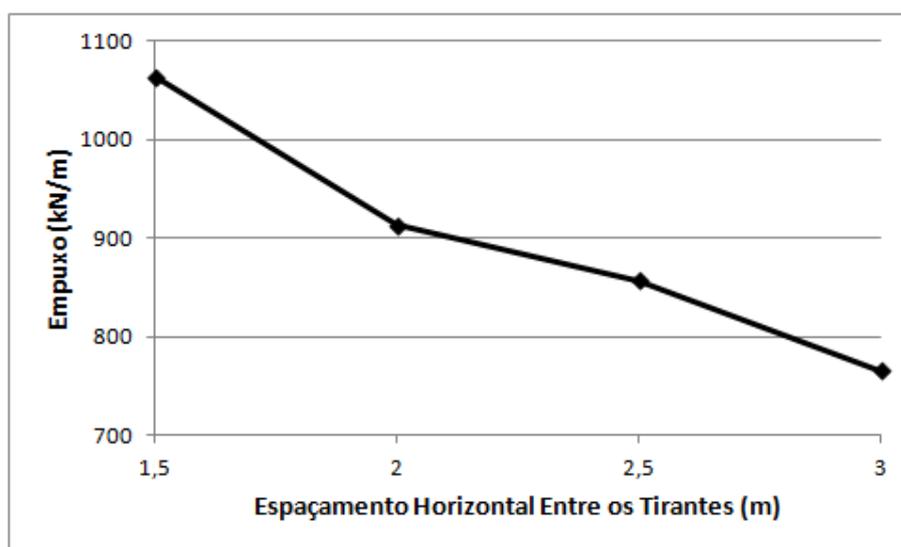


Figura 4.36 - Caso 01: empuxos que atuam sobre a estrutura de contenção *versus* espaçamento horizontal entre os tirantes.

No que tange ao caso 02, a Figura 4.37 apresenta, para a situação com espessura da parede igual a 200 mm, o comportamento das tensões horizontais ao longo da contenção no tocante ao comprimento da ficha e ao espaçamento horizontal entre os tirantes. Assim como na Figura 4.34, os diagramas empíricos de distribuição de tensões horizontais de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Tschebotarioff (1951) também são mostrados na Figura 4.37. A Figura 4.37a, a Figura 4.37b, e a Figura 4.37c mostram a variação da tensão horizontal ao longo da profundidade da contenção para os casos com comprimento de ficha igual a 3, 6 e 9

m, respectivamente. Igualmente como evidenciado no caso 01, o comprimento da ficha pouco influencia nos valores das tensões horizontais que atuam sobre a parede de contenção.

No que se refere à influência do espaçamento horizontal entre os tirantes, verifica-se, assim como no caso 01, que as tensões horizontais que atuam sobre a parede de contenção diminuem quando esse espaçamento é aumentado. Verifica-se também, para os casos analisados, que as tensões horizontais obtidas por meio das simulações numéricas são maiores do que aquelas indicadas pelos diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e de Tschebotarioff (1951).

A Figura 4.38 mostra, para os espaçamentos horizontais igual a 1,5, 2, 2,5 e 3 m, a variação da tensão horizontal normalizada ao longo da profundidade da contenção para o caso 02. Constata-se que, nos nove primeiros metros da contenção, a tensão normalizada apresenta tendência de uma equação logarítmica. A partir da profundidade de 9 m, a variação da tensão horizontal normalizada com a profundidade apresenta tendência quase linear.

Verifica-se, tanto no caso 01 quanto no caso 02, que a tensão normalizada diminui com a profundidade, tendo valor máximo na superfície. Isso ocorre porque a tensão confinante aumenta com a profundidade. Quanto maior a tensão confinante, menores são os deslocamentos para dentro da contenção provocados pela protensão dos tirantes e, conseqüentemente, menores são as tensões horizontais na estrutura de contenção. Com isso, o valor da tensão normalizada, que é a razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical inicial, diminui com a profundidade. Constata-se a ocorrência da condição passiva nos quatro primeiros metros do caso 01 e nos cinco primeiros metros do caso 02, tendo em vista que os valores da tensão normalizada são maiores do que um. Percebe-se também que a condição passiva do caso 02 é mais significativa do que no caso 01. Isso ocorre porque no caso 02 os tirantes estão mais próximos da superfície e por que os comprimentos dos trechos livres dos tirantes do caso 02 são maiores do que os do caso 01.

A Figura 4.39 relaciona o empuxo por unidade de comprimento atuante sobre a parede de contenção com comprimento de ficha igual a 3 m e espessura igual a 200 mm, com o espaçamento horizontal sobre os tirantes. Verifica-se, também nesse caso, que os valores dos empuxos diminuem de forma quase linear com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes.

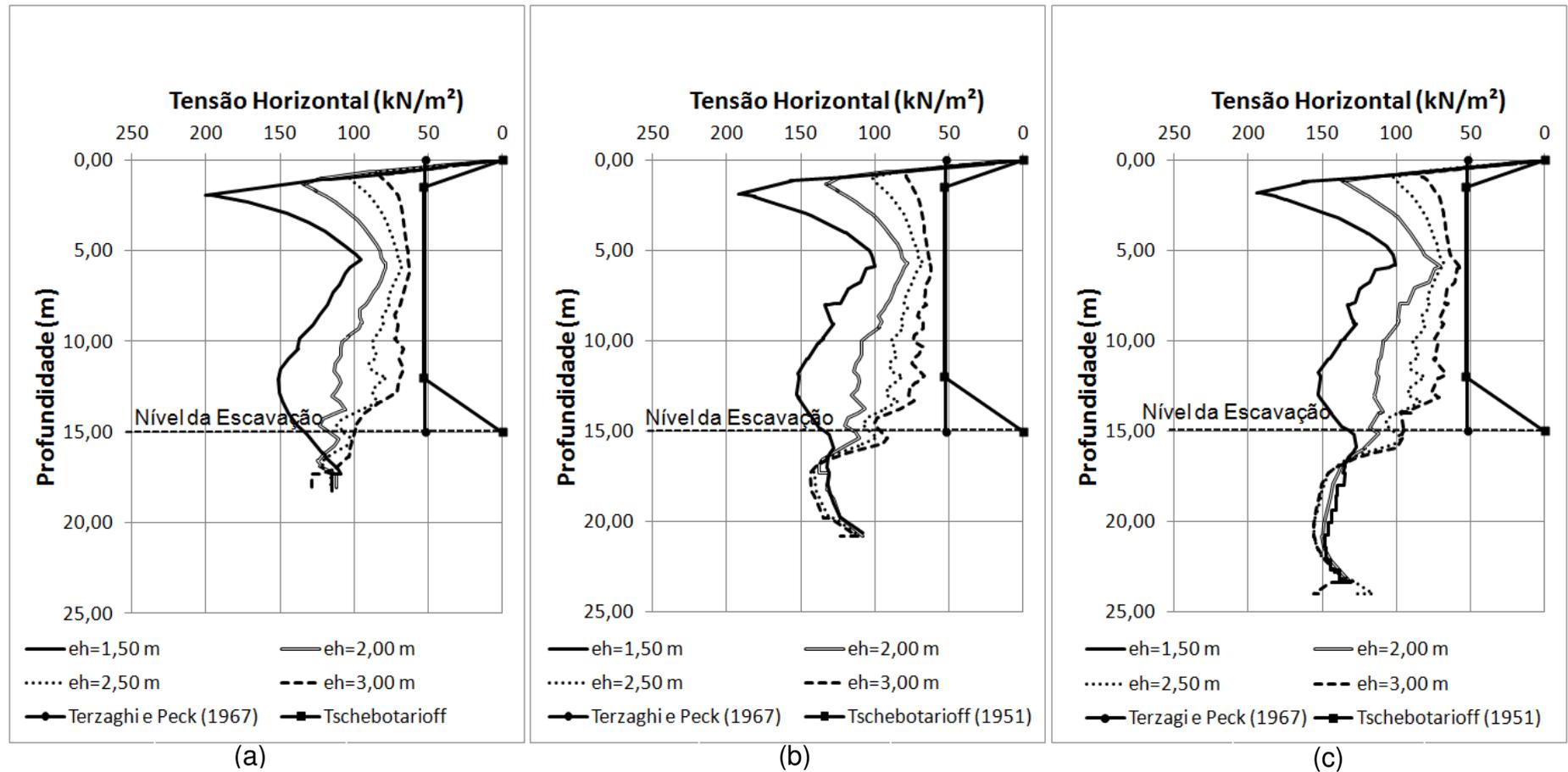


Figura 4.37 - Caso 02: tensões horizontais atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade. (a) ficha = 3 m; (b) ficha = 6 m e (c) ficha = 9 m.

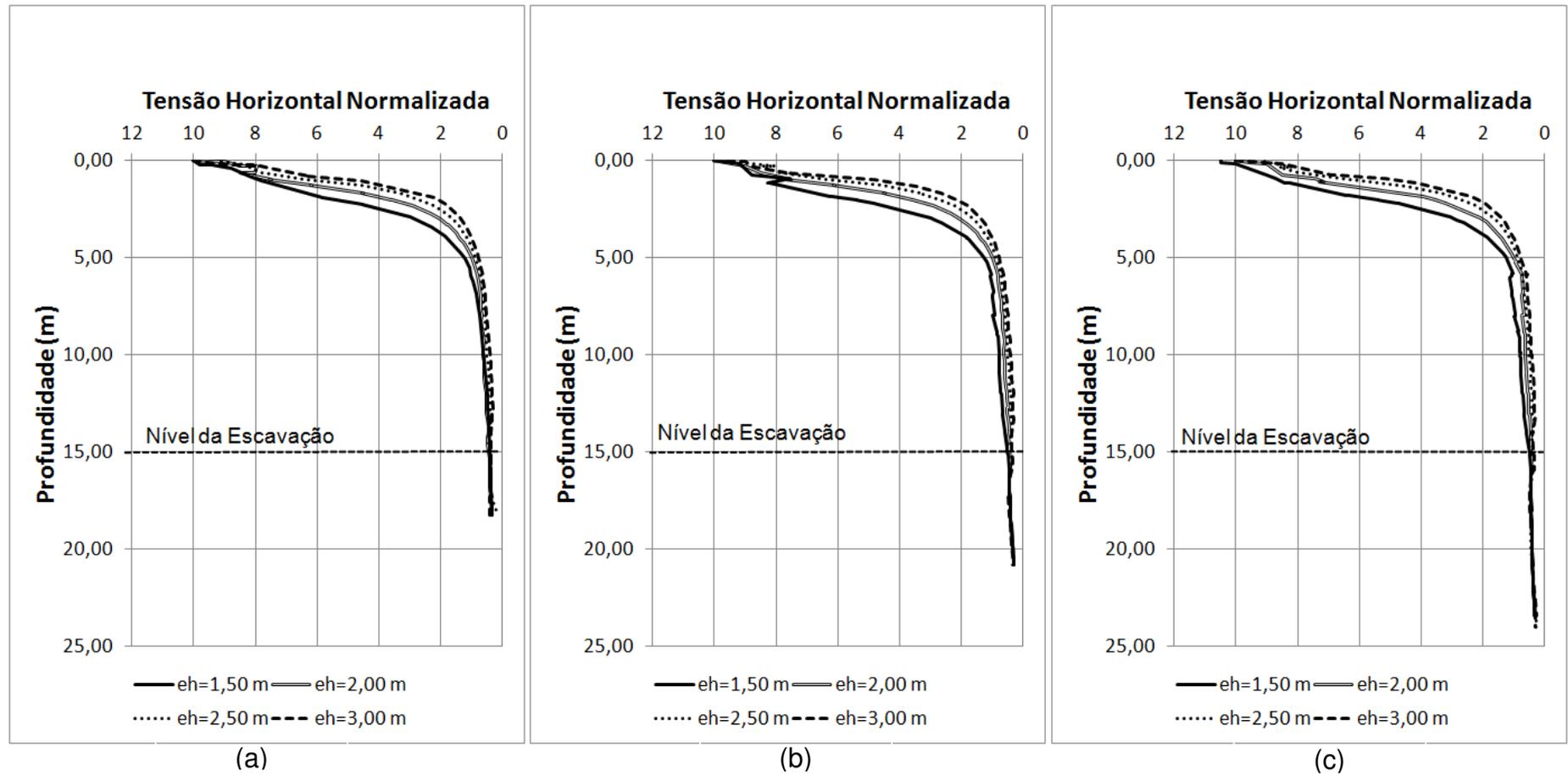


Figura 4.38 - Caso 02: tensões horizontais normalizadas ao longo da profundidade.
 (a) ficha= 3 m; (b) ficha = 6 m e (c) ficha = 9 m.

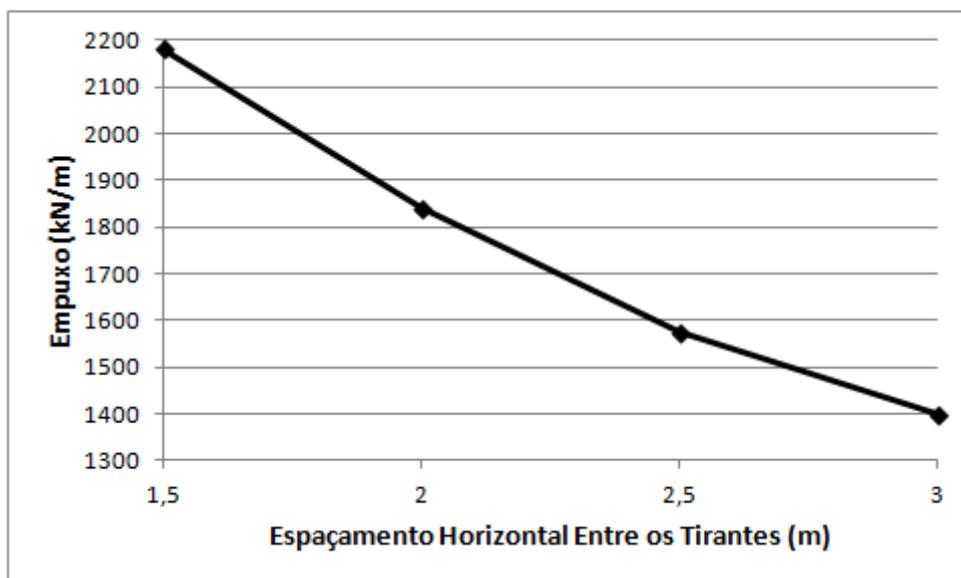


Figura 4.39 - Caso 02: empuxos que atuam sobre a estrutura de contenção *versus* espaçamento horizontal entre os tirantes.

4.4.3 Esforços internos na estrutura de contenção

No que diz respeito ao caso 01, a Figura 4.40 mostra, para a situação com espessura da parede de 200 mm, o diagrama do esforço cortante atuante na estrutura de contenção no último estágio de construção (10) ao longo da profundidade para quatro valores de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). A Figura 4.40a, a Figura 4.40b e a Figura 4.40c apresentam os diagramas de esforço cortante para os casos com comprimento de ficha igual a 2, 4 e 6 m, respectivamente.

A análise da Figura 4.40 evidencia que o diagrama do esforço cortante praticamente não é influenciado pelo comprimento da ficha, pois os gráficos da Figura 4.40a, da Figura 4.40b e da Figura 4.40c são muito parecidos. Verifica-se também que os esforços cortantes máximos aumentam com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes. Como a força de protensão utilizada foi sempre a mesma (350 kN), a força por metro que atua nos tirantes aumenta com a diminuição do espaçamento entre os tirantes, o que faz aumentar os esforços cortantes máximos.

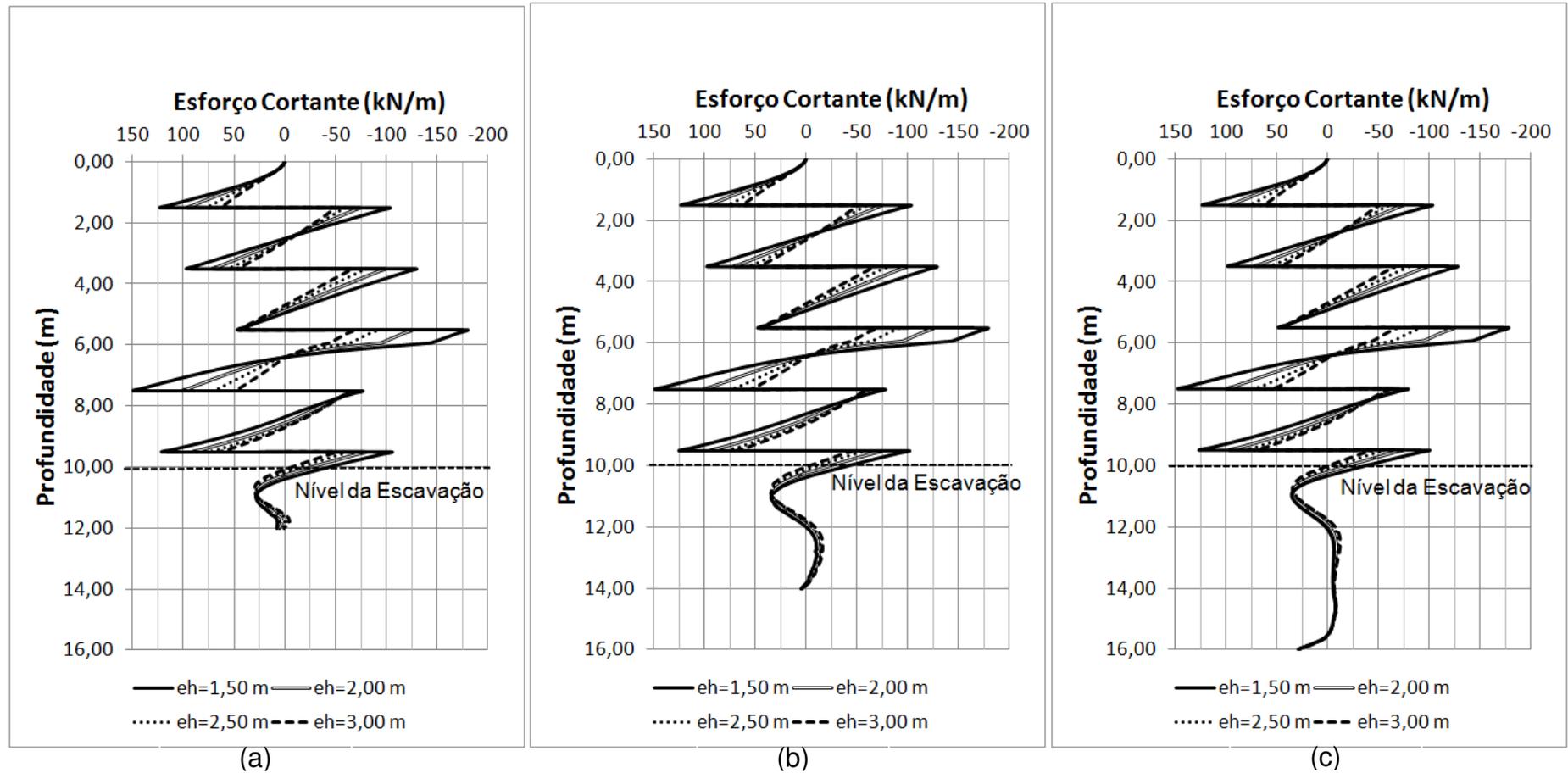


Figura 4.40 - Caso 01: esforços cortantes atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.
 (a) ficha = 2 m; (b) ficha = 4 m e (c) ficha = 6 m.

Na profundidade igual a 6 m percebe-se uma mudança de inclinação no diagrama de esforço cortante, o que ocorre pelo fato dessa profundidade delimitar a camada 01 da camada 02. Verifica-se também que, com exceção do trecho da ficha, o diagrama de esforço cortante apresenta comportamento quase linear, indicando que o diagrama de tensões horizontais ao longo da estrutura de contenção apresenta aspecto quase uniforme.

A Figura 4.41 apresenta os esforços cortantes máximos positivos que ocorrem nos pontos onde há a presença de tirantes. Verifica-se que, para espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m, os esforços cortantes positivos nos pontos onde há aplicação de tirantes apresentam os mesmos valores, aproximadamente. Para espaçamento menor (i.e., 1,5 m), os esforços cortantes máximos positivos variam significativamente com a profundidade (linha de tirantes). Consta-se, também, que à medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes é aumentado, os esforços cortantes máximos positivos diminuem, com exceção dos esforços cortantes na 3ª linha de tirantes, que apresentaram sempre os mesmos valores.

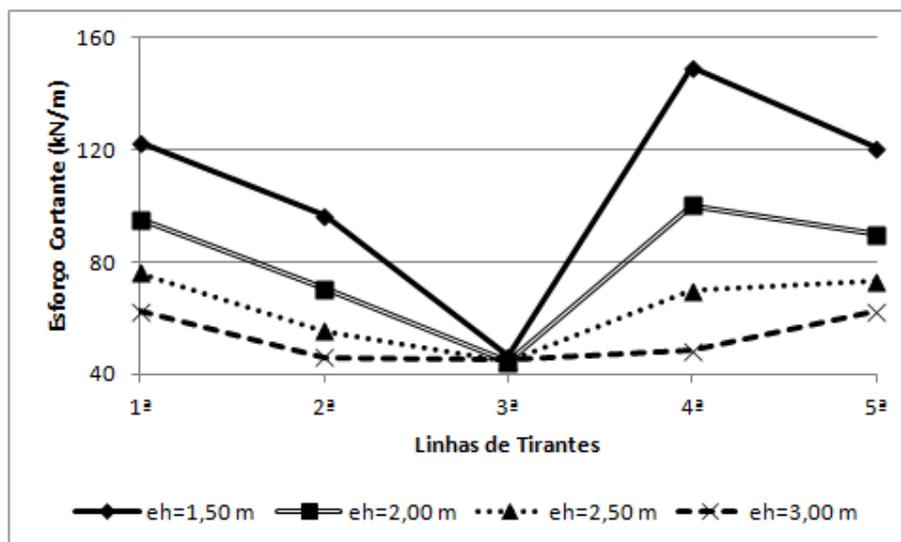


Figura 4.41 – Caso 01: Esforços cortantes máximos positivos (ficha 2 m).

A Figura 4.42 mostra os esforços cortantes máximos negativos que ocorrem nos pontos onde há a presença de tirantes. Evidencia-se que é na 4ª linha de tirantes onde os esforços cortantes máximos negativos são iguais, independentemente do espaçamento horizontal entre os tirantes. Percebe-se também que, para espaçamento horizontal entre os tirantes maior (i.e., 3 m), os valores dos esforços cortantes máximos negativos são aproximadamente iguais ao

longo das cinco linhas de tirantes. Para espaçamento menor (i.e., 1,5 m), ocorre o contrário, ou seja, os esforços cortantes máximos negativos variam significativamente ao longo das linhas de tirantes. Verifica-se também que a magnitude dos esforços cortantes máximos negativos aumenta com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes.

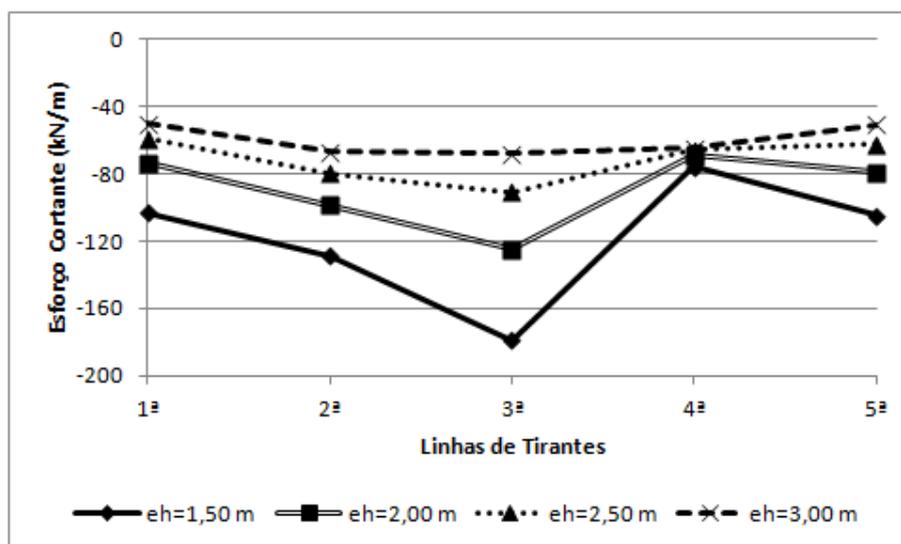


Figura 4.42 – Caso 01: Esforços cortantes máximos negativos (ficha 2 m).

Na Figura 4.43 estão plotados os diagramas de momento fletor ao longo da profundidade da estrutura de contenção para quatro valores de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). A Figura 4.43a, a Figura 4.43b e a Figura 4.43c apresentam os diagramas de momento fletor para os casos com comprimento da ficha igual a 2, 4 e 6 m, respectivamente. Considerou-se a espessura da parede como sendo igual a 200 mm. Assim como para o esforço cortante, percebe-se que os momentos fletores também não são influenciados pelo comprimento da ficha. Verifica-se também que os momentos fletores aumentam com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes, tendo em vista que a força por metro que atua em cada tirante é maior quanto menor o espaçamento horizontal entre os tirantes.

Os momentos fletores positivos indicam que a face da cortina do lado do solo escavado está sendo tracionada e a face da cortina do lado do solo contido está sendo comprimida. Em todos os casos analisados, verifica-se que o momento fletor máximo positivo ocorre na linha do primeiro tirante e na linha do segundo tirante, à medida que o momento fletor máximo negativo ocorre entre a terceira e a quarta linha de tirante, a uma profundidade de aproximadamente 6,5 m.

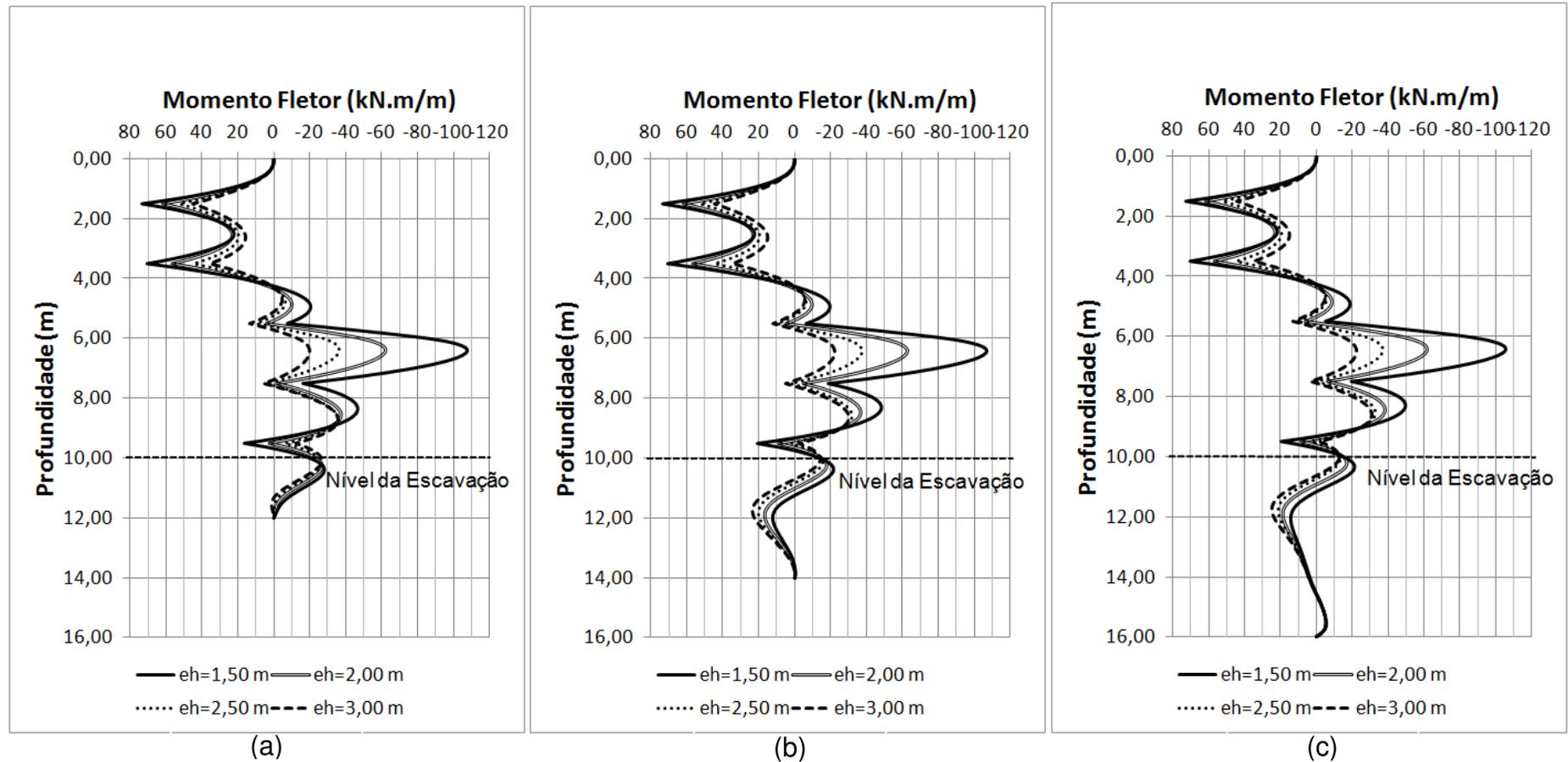


Figura 4.43 - Caso 01: momentos fletores atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.
 (a) ficha = 2 m; (b) ficha = 4 m e (c) ficha = 6 m.

Com respeito ao caso 02, a Figura 4.44 mostra, para a situação com espessura da parede de 200 mm, o diagrama de esforços cortantes atuante na estrutura de contenção no último estágio de construção (10) ao longo da profundidade para quatro valores de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). A Figura 4.44a, a Figura 4.44b e a Figura 4.44c apresentam os diagramas de esforço cortante para os casos com comprimento de ficha iguais a 3, 6 e 9 m, respectivamente.

Igualmente como verificado no caso 01, no caso 02 o diagrama do esforço cortante não é influenciado pelo comprimento da ficha, tendo em vista que os gráficos da Figura 4.44a, da Figura 4.44b e da Figura 4.44c são muito parecidos. Verifica-se também que os esforços cortantes máximos aumentam com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes. Como a força de protensão utilizada foi sempre a mesma (350 kN), a força por metro que atua nos tirantes aumenta com a diminuição do espaçamento entre os tirantes, o que faz aumentar os esforços cortantes máximos.

A Figura 4.45 apresenta os esforços cortantes máximos positivos que ocorrem nos pontos onde há a presença de tirantes. Verifica-se que os esforços cortantes máximos positivos variam significativamente com a profundidade (linha de tirantes). Constata-se também que à medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes é aumentado, os esforços cortantes máximos positivos diminuem, com exceção dos esforços cortantes na 4ª linha de tirantes, que apresentou sempre os mesmos valores.

A Figura 4.46 mostra os esforços cortantes máximos negativos que ocorrem nos pontos onde há a presença de tirantes. Evidencia-se que é na 5ª linha de tirantes onde os esforços cortantes máximos negativos são iguais, independentemente do espaçamento horizontal entre os tirantes. Verifica-se também que os esforços cortantes máximos negativos aumentam com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes.

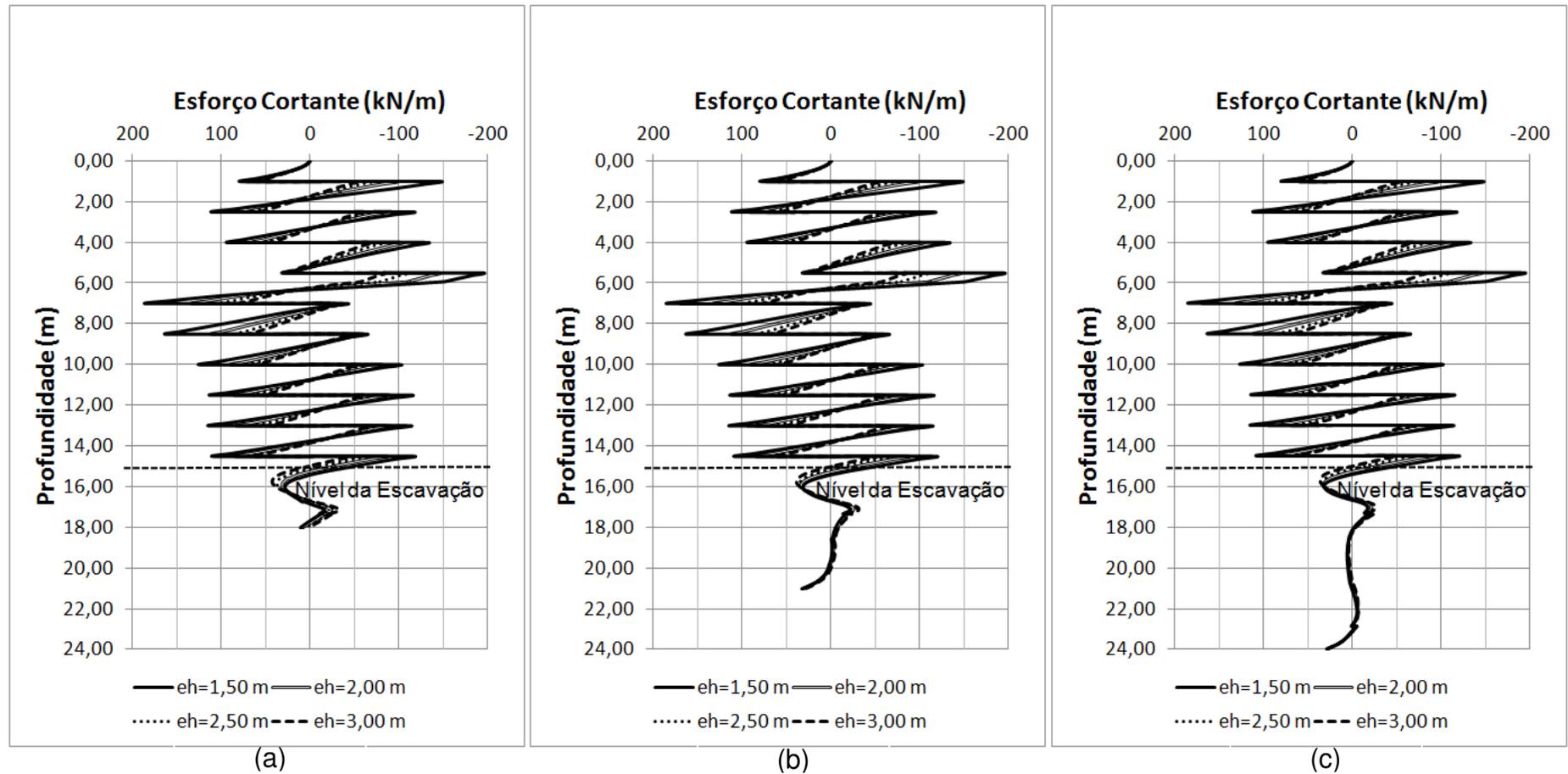


Figura 4.44 - Caso 02: esforços cortantes atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade. (a) ficha = 3 m; (b) ficha = 6 m e (c) ficha = 9 m.

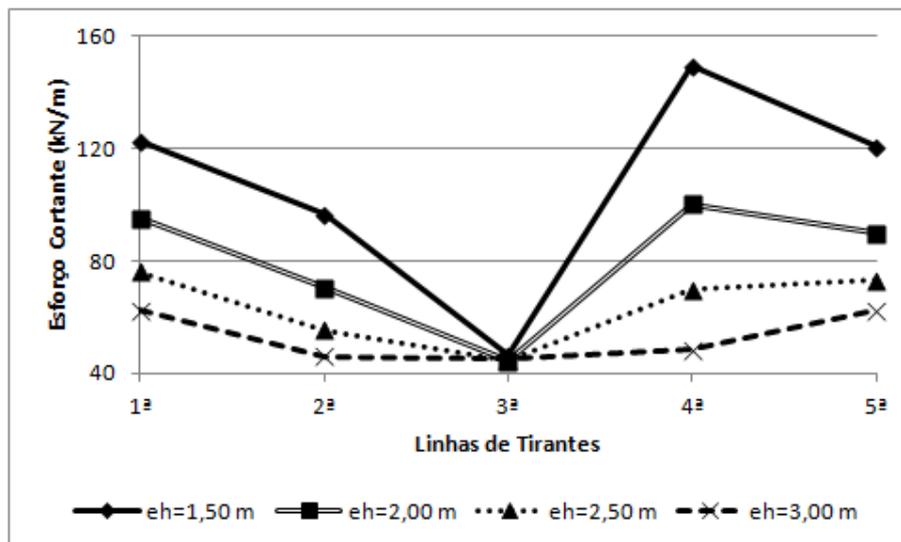


Figura 4.45 - Caso 02: Esforços cortantes máximos positivos (ficha 3 m).

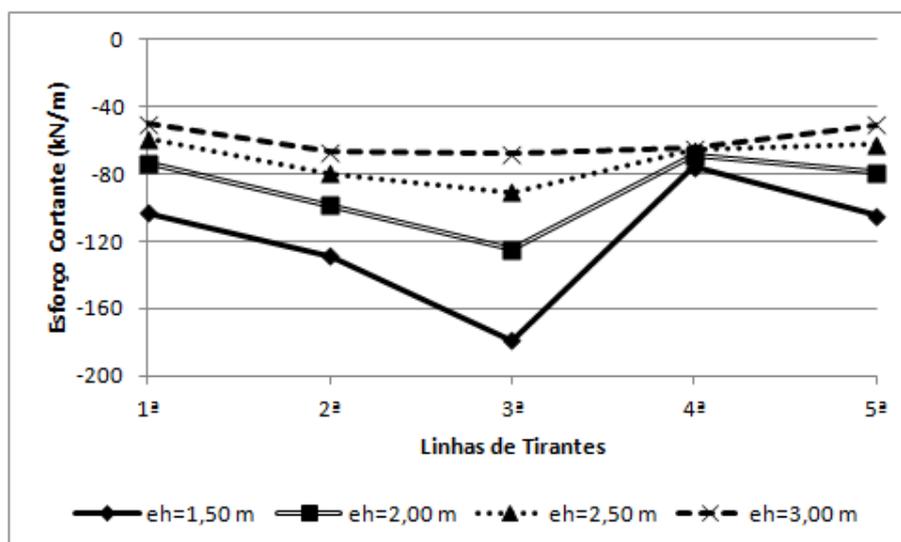


Figura 4.46 - Caso 02: Esforços cortantes máximos negativos (ficha 3 m).

Na Figura 4.47 estão mostrados os diagramas de momento fletor ao longo da profundidade da estrutura de contenção para quatro valores de espaçamento horizontal entre os tirantes (1,5, 2, 2,5 e 3 m). A Figura 4.47a, a Figura 4.47b e a Figura 4.47c apresentam os diagramas de momento fletor para os casos com comprimento da ficha igual a 3, 6 e 9 m, respectivamente. Considerou-se a espessura da parede como sendo de 200 mm. Assim como para o esforço cortante, percebe-se que os momentos fletores também não são influenciados pelo comprimento da ficha. Verifica-se também que os momentos fletores aumentam com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes, tendo em vista que a força por metro que atua em cada tirante é maior quanto menor o espaçamento horizontal entre os tirantes.

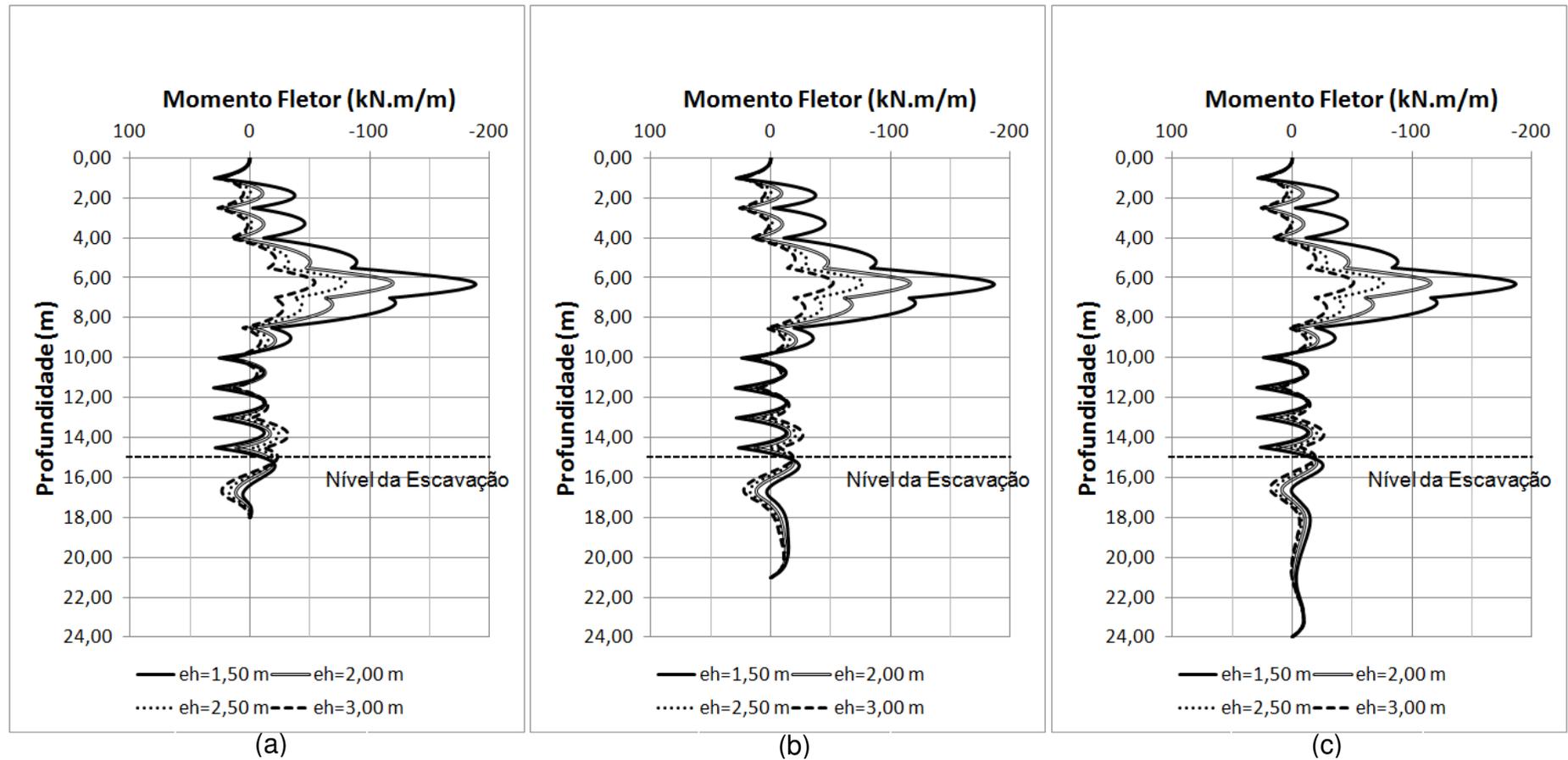


Figura 4.47 – Caso 02: momentos fletores atuantes na estrutura de contenção ao longo da profundidade.
 (a) ficha = 3 m; (b) ficha = 6 m e (c) ficha = 9 m.

4.5 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE

4.5.1 Deslocamentos horizontais da estrutura de contenção

A Figura 4.48 mostra, para a situação com comprimento de ficha igual a 2 m, o comportamento dos deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de contenção quando se varia sua espessura. A Figura 4.48a se refere ao caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e a Figura 4.48b se refere ao caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m.

Analisando-se o gráfico da Figura 4.48a, verifica-se que o comportamento dos deslocamentos horizontais sofridos pela parede de contenção, quando sua espessura é igual a 100 mm, apresenta aspecto bem diferente daqueles apresentados quando a espessura da parede de contenção é igual a 200, 300 ou 400 mm. Essa diferença ocorre, principalmente, quando as primeiras linhas de tirantes são protendidas.

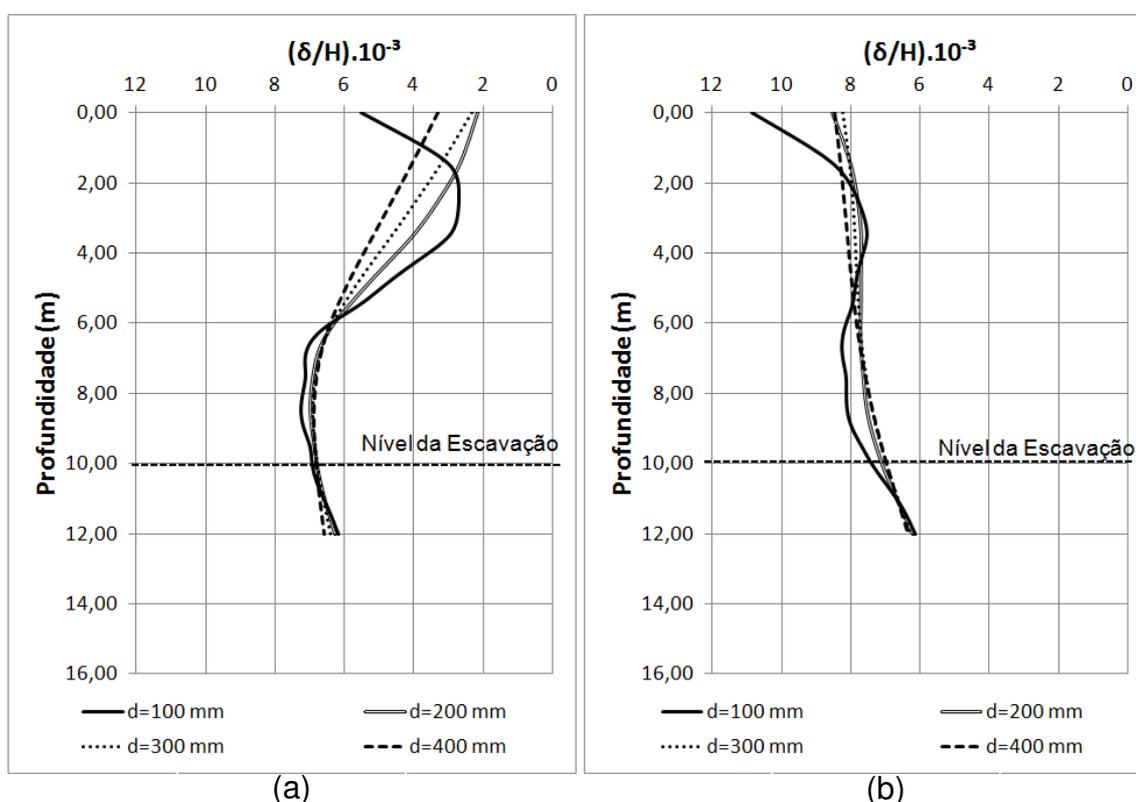


Figura 4.48 - Caso 01: deslocamentos horizontais ao longo da parede de contenção no último estágio de construção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5$ m e (b) $eh = 3$ m.

A Figura 4.49 apresenta os deslocamentos horizontais, para cada espessura da parede (100, 200, 300 e 400 mm), no primeiro estágio de construção. Considerou-se a situação com ficha igual a 2 m. Quando a estrutura encontra-se no primeiro estágio de construção (escavação total de 1,5 m e sem protensão de tirantes), os deslocamentos horizontais ao longo da estrutura de contenção, para cada valor de espessura da parede (100, 200, 300 e 400 mm), são praticamente iguais (com exceção do topo, onde há pequenas diferenças de deslocamentos horizontais). Tendo em vista que a parede com espessura de 100 mm é mais flexível que as demais, os deslocamentos horizontais da parede de contenção nas profundidades de 1,5 e 3,5 m, onde se localizam a primeira e a segunda linha de tirantes, respectivamente, são significativamente reduzidos quando esses tirantes são protendidos (ver Figura 4.48a). A redução do deslocamento horizontal no topo não ocorre com a mesma magnitude que ocorre nas profundidades supracitadas (1,5 e 3,5 m), pois a parede é flexível. Para maiores espessuras de parede, a redução dos deslocamentos horizontais provocadas pela protensão dos tirantes não ocorre com a mesma intensidade que ocorre no caso com espessura igual a 100 mm. Constata-se, ainda, para os casos com espessuras iguais a 200, 300 e 400 mm, que o deslocamento horizontal no topo da contenção é maior quanto maior a espessura da parede.

Analisando-se agora a Figura 4.48b, evidencia-se que as diferenças de deslocamentos horizontais da parede, entre os diferentes casos de espessura (100, 200, 300 e 400 mm), não são tão intensas como ocorre na Figura 4.48a. Isso ocorre porque o espaçamento horizontal entre os tirantes é maior (i.e., 3 m). Como o espaçamento é maior, a carga de protensão dos tirantes, por metro de parede, diminui, o que faz com que a capacidade dos tirantes de movimentar a cortina seja reduzida. Evidencia-se também que os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de contenção são praticamente iguais para os casos com espessura da parede de 200, 300 e 400 mm, visto que a influência da protensão dos tirantes não é tão significativa como ocorre no caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m.

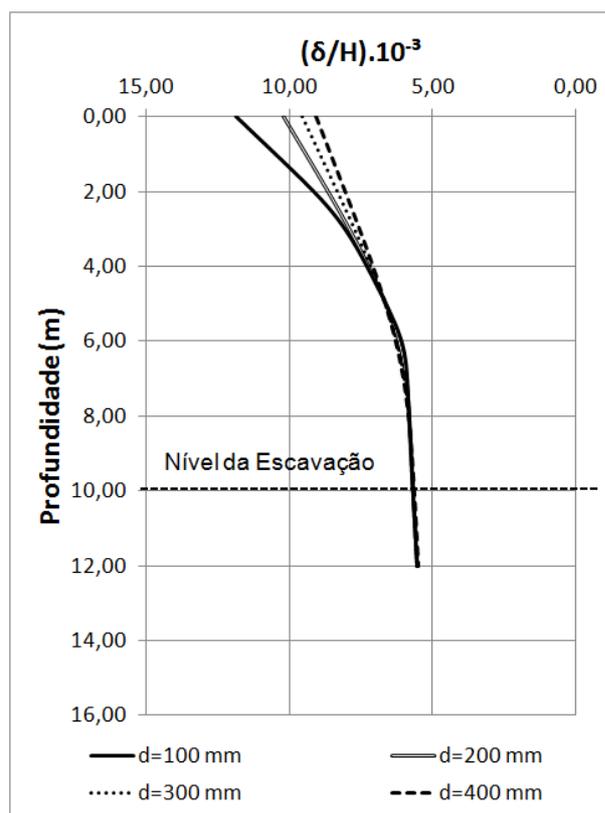


Figura 4.49 - Caso 01: deslocamentos horizontais da estrutura de contenção no 1º estágio de construção (escavação total de 1,5 m e sem protensão de tirante) para diferentes espessuras da parede.

4.5.2 Tensões horizontais na estrutura de contenção

A Figura 4.50 mostra o comportamento das tensões horizontais atuantes na parede de contenção em função de sua espessura para a situação com ficha igual a 2 m. A Figura 4.50a e a Figura 4.50b apresentam os casos com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 e 3 m, respectivamente. Evidencia-se que a espessura da parede de contenção pouco influencia as tensões horizontais na estrutura. Somente o caso com espessura da parede igual a 100 mm é que apresentou um comportamento um pouco diferente. Verifica-se também que, quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é aumentado, a influência da espessura da parede de contenção sobre as tensões horizontais atuantes na parede é ainda menor (Figura 4.50b).

A Figura 4.51 e Tabela 4.7 apresentam os valores dos empuxos sobre a parede de contenção em função de sua espessura, na situação em que o comprimento da ficha é de 2 m. Verifica-se que a variação da espessura da parede influencia muito pouco os valores dos empuxos. No que se refere ao espaçamento

horizontal entre os tirantes, constata-se que o empuxo atuante na parede diminui com o aumento desse espaçamento.

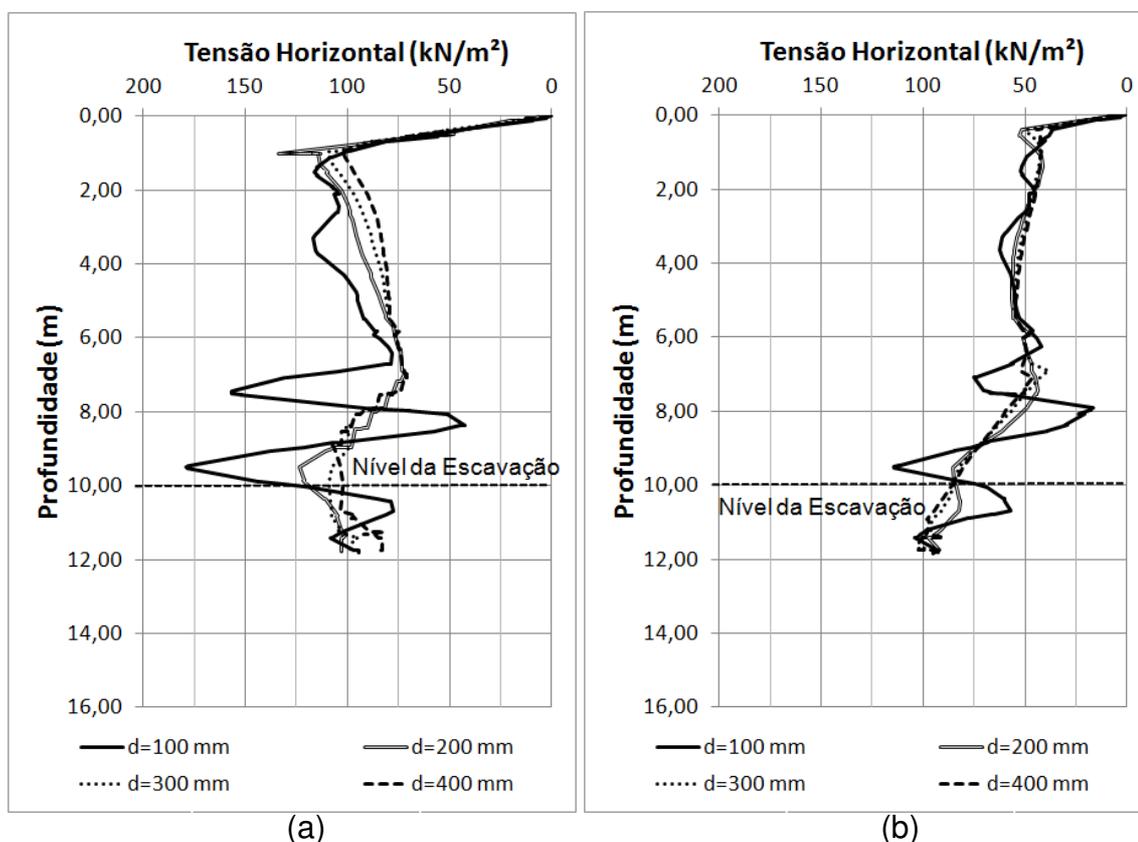


Figura 4.50 - Caso 01: tensões horizontais ao longo da parede de contenção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5 \text{ m}$ e (b) $eh = 3 \text{ m}$.

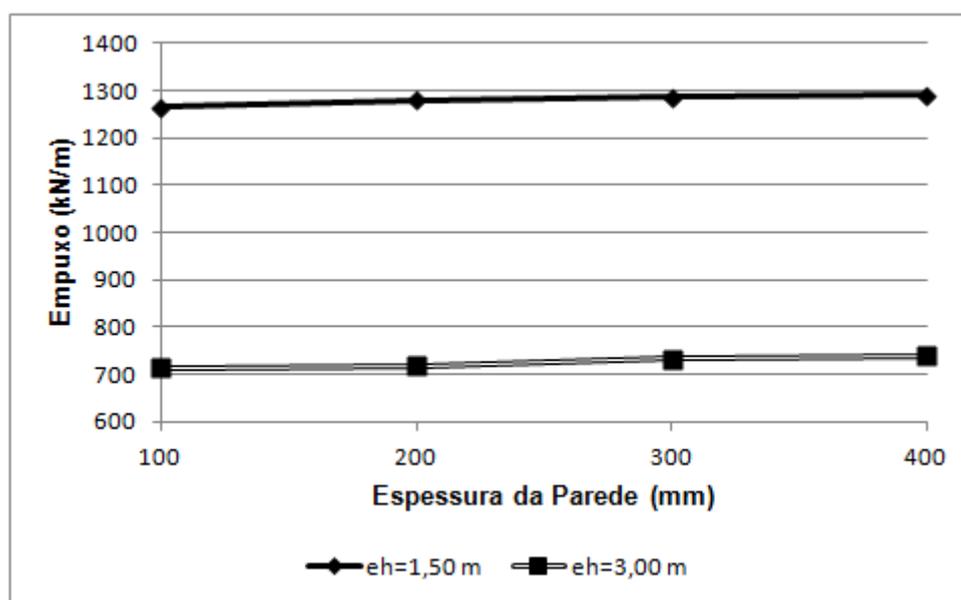


Figura 4.51 - Caso 01: valores dos empuxos, em kN/m , atuantes na parede de contenção em função de sua espessura.

Tabela 4.7 - Caso 01: valores de empuxos, em kN/m, atuantes na parede de contenção em função da espessura.

eh (m)	Espessura da Parede (mm)			
	100	200	300	400
1,5	1190	1089	1056	1014
3,0	690	694	703	705

4.5.3 Esforços internos na estrutura de contenção

O comportamento dos esforços cortantes com a espessura da parede de contenção é mostrado na Figura 4.52, que apresenta, para cada espessura da parede (100, 200, 300 e 400 mm), os valores dos esforços cortantes ao longo da profundidade da estrutura de contenção, na situação em que o comprimento da ficha é de 2 m. A Figura 4.52a é referente ao caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, enquanto a Figura 4.52b se refere ao caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m.

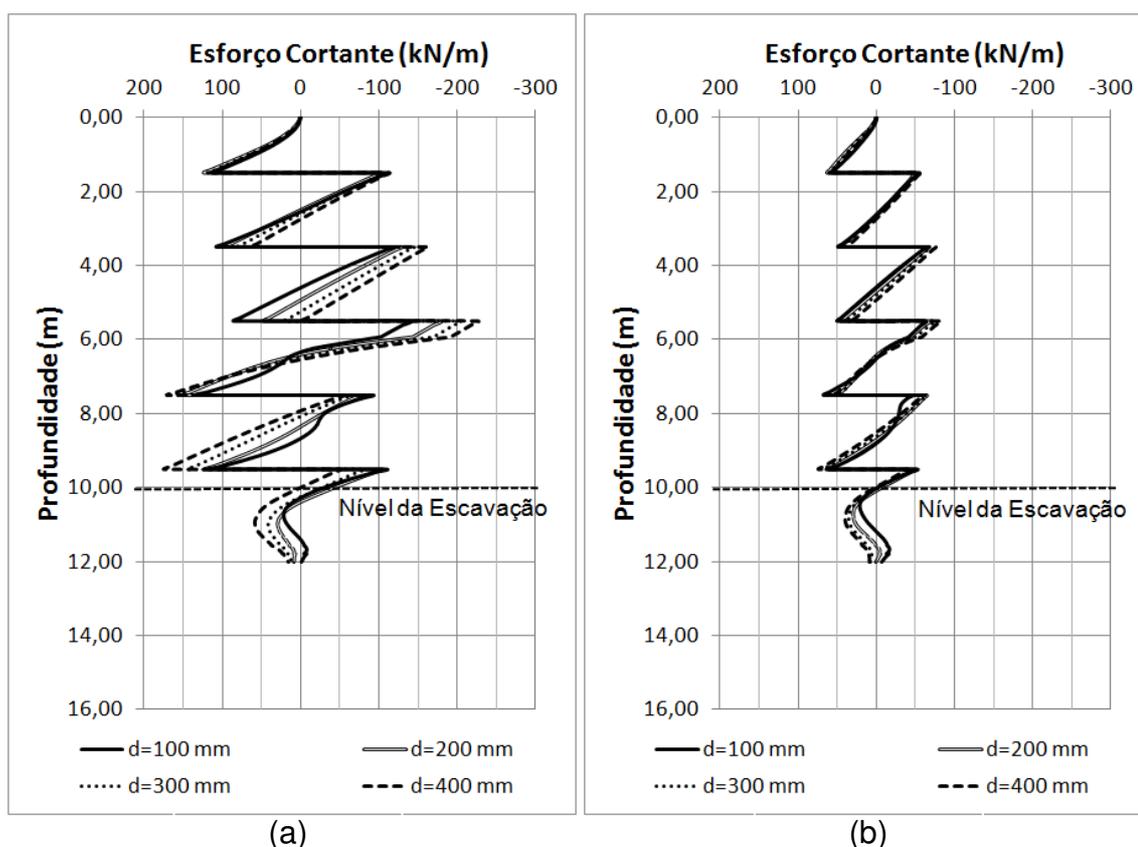


Figura 4.52 - Caso 01: esforços cortantes ao longo da parede de contenção para diferentes espessuras da parede. (a) eh = 1,5 m e (b) eh = 3 m.

Percebe-se que a espessura da parede de contenção pouco influencia os valores dos esforços cortantes. Verifica-se que, quando o espaçamento horizontal

entre os tirantes é igual a 1,5 m, os valores dos esforços cortantes máximos são ligeiramente maiores para maiores espessuras da parede de contenção. Quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 3 m, tem-se que a espessura da parede praticamente não influencia os valores dos esforços cortantes.

A Figura 4.53 apresenta, para cada valor de espessura da parede analisada (100, 200, 300 e 400 mm), os valores dos momentos fletores ao longo da profundidade da estrutura de contenção com comprimento de ficha igual a 2 m. A Figura 4.53a se refere ao caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m e a Figura 4.53b, ao caso com espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 3 m.

Observa-se que a espessura da parede de contenção influencia os valores dos momentos fletores de forma significativa. Quanto maior a espessura da parede, maiores são os valores dos momentos fletores. Evidencia-se também que, quanto menor o espaçamento vertical entre os tirantes, maiores são os valores dos momentos fletores.

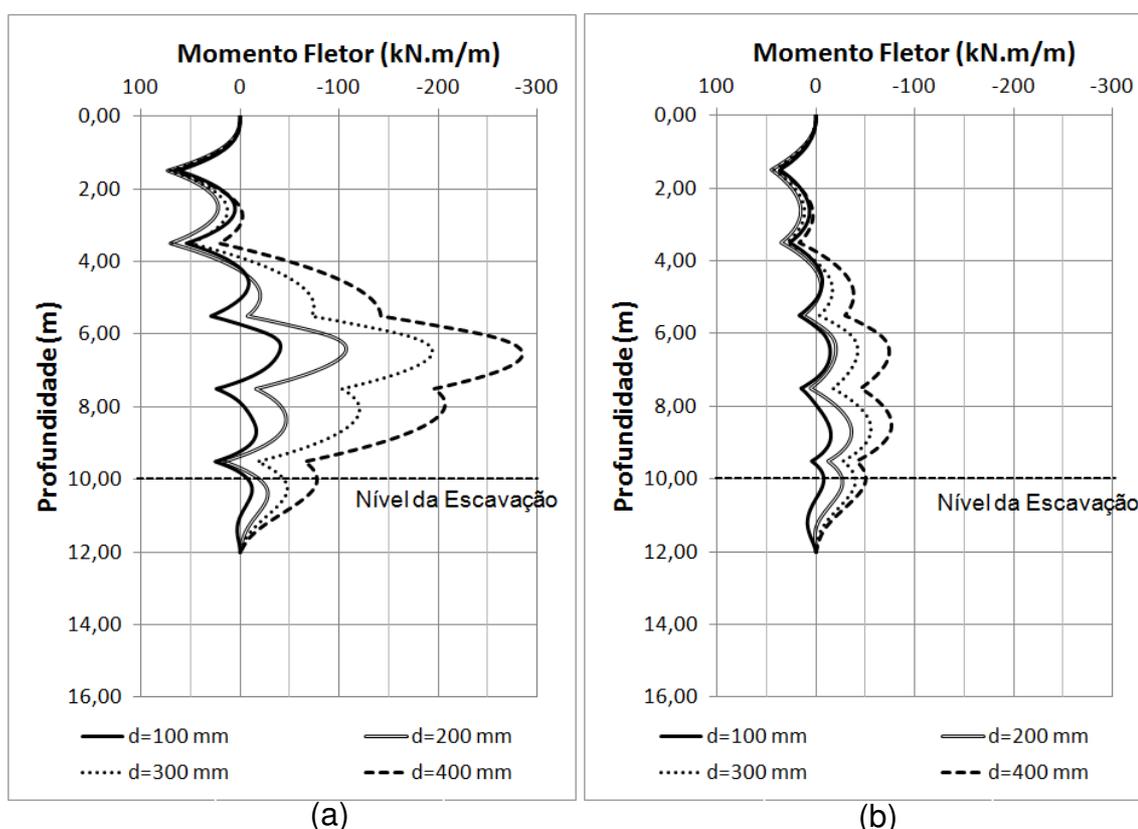


Figura 4.53 - Caso 01: momentos fletores ao longo da parede de contenção para diferentes espessuras da parede. (a) $eh = 1,5$ m e (b) $eh = 3$ m.

4.5 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

Considerando-se as análises dos resultados apresentados, algumas recomendações de projeto de estruturas de contenção atirantadas em areia são fornecidas.

4.5.1 Comprimento da ficha

Os resultados obtidos nas simulações numéricas demonstraram que a ficha praticamente não influencia nos parâmetros analisados. Dessa forma, recomenda-se a utilização de um comprimento de ficha que garanta apenas capacidade de suporte da fundação da estrutura de contenção, tendo em vista que, no que concerne aos deslocamentos horizontais, às tensões horizontais e aos esforços internos na estrutura de contenção, o comprimento da ficha é indiferente.

4.5.2 Configuração dos tirantes

A utilização de maiores comprimentos do trecho livre nos tirantes superiores e menores comprimentos do trecho livre nos tirantes inferiores é prática comum no dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas. No entanto, os resultados demonstraram que o fator de segurança global da estrutura é fortemente influenciado pelos comprimentos do trecho livre dos tirantes e que tirantes inferiores com comprimentos do trecho livre próximos do mínimo (3 m, segundo a NBR 5629, (1996)) não fornecem fatores de segurança global maiores do que o mínimo (1,50, segundo a NBR 5629, (1996)). Uma alternativa interessante é igualar o comprimento do trecho livre de todos os tirantes com o comprimento do trecho livre do tirante superior, que pode ser obtido através do traçado da superfície de ruptura de Tschebotarioff (1978).

4.5.3 Obtenção das tensões horizontais na contenção

Diagramas empíricos, como os de Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951), são comumente utilizados na obtenção das tensões horizontais em estruturas de contenção atirantadas. Todavia, as análises numéricas mostraram que as tensões horizontais na contenção são dependentes do nível das cargas de protensão dos tirantes. Quanto maior a carga de protensão (por metro de comprimento de parede) maiores são as tensões horizontais na contenção. Dessa forma, verifica-se que, quando se consideram diagramas empíricos, a parede pode

ser subdimensionada, caso os tirantes sejam excessivamente protendidos. Novos diagramas de tensões horizontais que levem em consideração parâmetros como carga de protensão, espaçamento horizontal entre os tirantes, espaçamento vertical entre os tirantes e comprimento dos trechos livres dos tirantes devem ser idealizados.

4.5.4 Carga de protensão e espaçamento horizontal entre os tirantes

Quanto maiores as cargas de protensão por metro de parede, menores são os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção. De todo modo, os resultados das simulações demonstraram que cargas de protensão excessivas (por metro de parede), provocam condição passiva no trecho superior da estrutura, pois, nesse trecho, os deslocamentos horizontais para dentro da contenção são aumentados significativamente, podendo, inclusive, causar um levantamento do solo superficial. O aumento desses deslocamentos horizontais ocorre porque no trecho superior da estrutura as tensões de confinamento no solo são pequenas. Diante disso, é aconselhável que se utilize menores cargas de protensão por metro de parede nos tirantes superiores. Como as tensões de confinamento na massa de solo próxima aos tirantes inferiores são maiores, elevadas cargas de protensão nesses tirantes inferiores não causam empuxos passivos.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

O presente trabalho teve por objetivo apresentar um estudo numérico sobre estruturas de contenção atirantadas em areia. Avaliou-se um tipo de solução comumente adotado em uma região costeira da Cidade de Natal – RN, a qual vem passando por uma forte expansão imobiliária nos últimos anos. As simulações numéricas foram realizadas empregando-se o programa computacional Plaxis 2D versão 9.0, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados obtidos a partir das simulações numéricas foram utilizados para a realização de estudos paramétricos, visando-se avaliar o comportamento destas estruturas perante as seguintes variáveis: estágios de construção, comprimento da ficha, espaçamento horizontal entre tirantes, comprimento do trecho livre do tirante e espessura da parede de contenção. As análises foram efetuadas para estruturas com alturas de 10 e 15 m, consideradas representativas da maioria das estruturas construídas na região em estudo. A resposta da estrutura de contenção face às análises paramétricas foi avaliada em termos de deslocamentos horizontais, tensões horizontais e esforços internos na parede.

É importante enfatizar que os valores absolutos de deslocamento gerados pelo programa numérico devem ser vistos com muita cautela, principalmente porque não foram realizadas comparações com medições de campo. Ademais, os módulos de deformabilidade das camadas de solo foram obtidos por meio de relações empíricas oriundas de resultados de ensaios SPT, que, naturalmente, podem resultar em erros na determinação dos deslocamentos. Com efeito, o foco principal do presente trabalho é a realização de uma investigação paramétrica das principais variáveis que interferem no comportamento da estrutura de contenção em tela.

5.1 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO AO LONGO DOS ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO

Com relação aos deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura de contenção com altura de 10 m, verificou-se que os deslocamentos do topo variam fortemente com a progressão dos estágios de construção, enquanto os deslocamentos ocorridos no trecho da parede embutido no solo (ficha) pouco variam. Constatou-se também que a protensão dos primeiros tirantes diminui consideravelmente o deslocamento do topo ocorrido quando a estrutura estava em balanço. A partir da protensão do segundo tirante, o deslocamento horizontal no topo passa a não ser significativamente influenciado pela progressão dos estágios de construção. Os deslocamentos horizontais na estrutura de contenção de 15 m os variam menos com a progressão dos estágios de construção se comparados com os da estrutura de 10 m.

No que se refere às tensões horizontais atuantes na parede da contenção, evidenciou-se que, para os dois casos de altura de contenção considerados, de forma geral, a progressão dos estágios de construção pouco influencia essas tensões. Tal influencia torna-se ainda menor quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é aumentado.

No que tange aos esforços internos atuantes na parede, verificou-se, nos dois casos estudados, que, de forma geral, os valores dos esforços cortantes e dos momentos fletores aumentam com a progressão das fases construtivas.

5.2 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA

A análise dos resultados obtidos mostrou que, nos casos estudados, o comprimento da ficha praticamente não exerce efeito nos deslocamentos horizontais, nas tensões horizontais e nos esforços internos verificados.

5.3 INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL ENTRE OS TIRANTES

Para as duas alturas avaliadas, 10 e 15 m, o espaçamento horizontal entre os tirantes exerce forte influência sobre os deslocamentos horizontais da parede da contenção, que é mais significativa no topo da estrutura. Por outro lado, os

deslocamentos que ocorrem no trecho do comprimento da ficha não são significativamente influenciados. O deslocamento horizontal no topo da parede aumenta com o aumento do espaçamento horizontal entre os tirantes. No entanto, a taxa com que esse aumento ocorre diminui à medida que o espaçamento horizontal entre os tirantes aumenta.

Para espaçamentos horizontais de até 2 m, o deslocamento máximo na estrutura de contenção de 10 m de altura ocorre em uma profundidade em torno de 7 m, enquanto para espaçamentos horizontais maiores o deslocamento máximo ocorre no topo.

Para a estrutura de contenção de 15 m, os deslocamentos máximos positivos (sentido de mobilizar o estado ativo), diferentemente do que se verificou no caso 01, não ocorrem no topo, uma vez que os tirantes do caso 02 encontram-se mais próximos do topo do que no caso 01. Como as tensões de confinamento no trecho superior da estrutura são pequenas, os deslocamentos no topo são exageradamente reduzidos quando protende-se os tirantes, fazendo com que o deslocamento máximo positivo não ocorra no topo. Para espaçamento horizontal entre os tirantes de até 2 m, observaram-se deslocamentos negativos no topo da contenção (sentido de mobilizar o estado passivo). Deslocamentos negativos muito elevados sugerem cargas de protensão exageradas nos tirantes superiores.

Para os dois casos de altura de contenção analisados, quanto menor o espaçamento horizontal entre os tirantes, maiores são as tensões horizontais na cortina. Comparações entre as distribuições de tensões obtidas nas análises e os diagramas empíricos sugeridos por Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951) mostram que o uso desses diagramas pode subestimar os empuxos na estrutura, principalmente quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é menor. De qualquer forma, os diagramas propostos por Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951) foram obtidos para estruturas estroncadas e não devem ser utilizados para estruturas atirantadas.

Com relação aos esforços internos na parede, verificou-se para as duas alturas avaliadas, que os esforços cortantes e os momentos fletores aumentam significativamente com a diminuição do espaçamento horizontal entre os tirantes.

5.4 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE

A influência da espessura da parede foi verificada apenas para a estrutura com altura de 10 m. Para espaçamento horizontal entre os tirantes igual a 1,5 m, a parede com espessura igual a 100 mm mostrou-se muito flexível, com comportamento bastante diferente das demais avaliadas (200, 300 e 400 mm). Os casos com 200, 300 e 400 mm de espessuras apresentam comportamentos semelhantes, com pequenas variações nos valores dos deslocamentos horizontais na parte superior da estrutura. Analisando-se estes três casos, verificou-se que o deslocamento horizontal no topo da contenção aumenta com a espessura da parede. Quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 3 m, estes três casos apresentam deslocamentos praticamente iguais e o caso com espessura igual a 100 mm apresenta comportamento um pouco diferente.

As tensões horizontais na cortina praticamente não são influenciadas pela espessura da parede. A exceção fica por conta do caso com espessura igual a 100 mm, que, por ser bem mais flexível, apresentou comportamento diferente dos demais casos. De todo modo, a espessura da parede exerce uma influência muito pequena nos valores do empuxo atuante.

A espessura da parede pouco influenciou os valores dos esforços cortantes. A influência torna-se praticamente nula quando o espaçamento horizontal entre os tirantes é igual a 3 m. Por outro lado, os momentos fletores são significativamente influenciados pela espessura da parede. De forma geral, quanto maior a espessura da parede, maiores são os momentos fletores.

5.5 INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DOS TIRANTES

A influência do comprimento do trecho livre foi avaliada através de diferentes configurações das linhas de tirantes. Os casos considerados mostraram que o comprimento do trecho livre afeta os deslocamentos horizontais da contenção. De forma geral, quanto maior o comprimento do trecho livre menores são os deslocamentos horizontais da contenção.

Constatou-se que os esforços cortantes e as tensões horizontais na cortina não são influenciados, nos casos considerados, pelo comprimento do trecho livre, ao

passo que, com relação aos momentos fletores, os comprimentos dos trechos livres apresentaram pequena influência.

Evidenciou-se, por meio da análise do fator de segurança global, que uma solução interessante é igualar o comprimento do trecho livre de todos os tirantes ao comprimento do trecho livre do tirante superior, que pode ser obtido através do traçado da linha de ruptura de Tschebotarioff (1978).

5.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Algumas recomendações para pesquisas futuras são colocadas a seguir:

- ◆ Realização de ensaios triaxiais em amostras que sejam representativas do perfil proposto neste trabalho, de maneira que sejam obtidos os parâmetros necessários à utilização do modelo constitutivo *Hardening Soil*, que considera o encruamento do solo.
- ◆ Desenvolvimento de um estudo paramétrico que mostre o comportamento da cortina atirantada perante outros parâmetros, tais como: comprimento do bulbo, rigidez do bulbo e espaçamento vertical entre os tirantes.
- ◆ Instrumentação de uma estrutura de contenção atirantada em uma obra, com vistas à obtenção de deslocamentos e de esforços atuantes na parede, de modo a permitir comparações com resultados obtidos nas simulações numéricas.
- ◆ Realização de simulações numéricas tridimensionais de cortinas atirantadas construídas com estacas espaçadas. Dentre outros aspectos, as análises tridimensionais possibilitarão o conhecimento da redistribuição de tensões (efeito do arqueamento) na massa de solo entre as estacas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

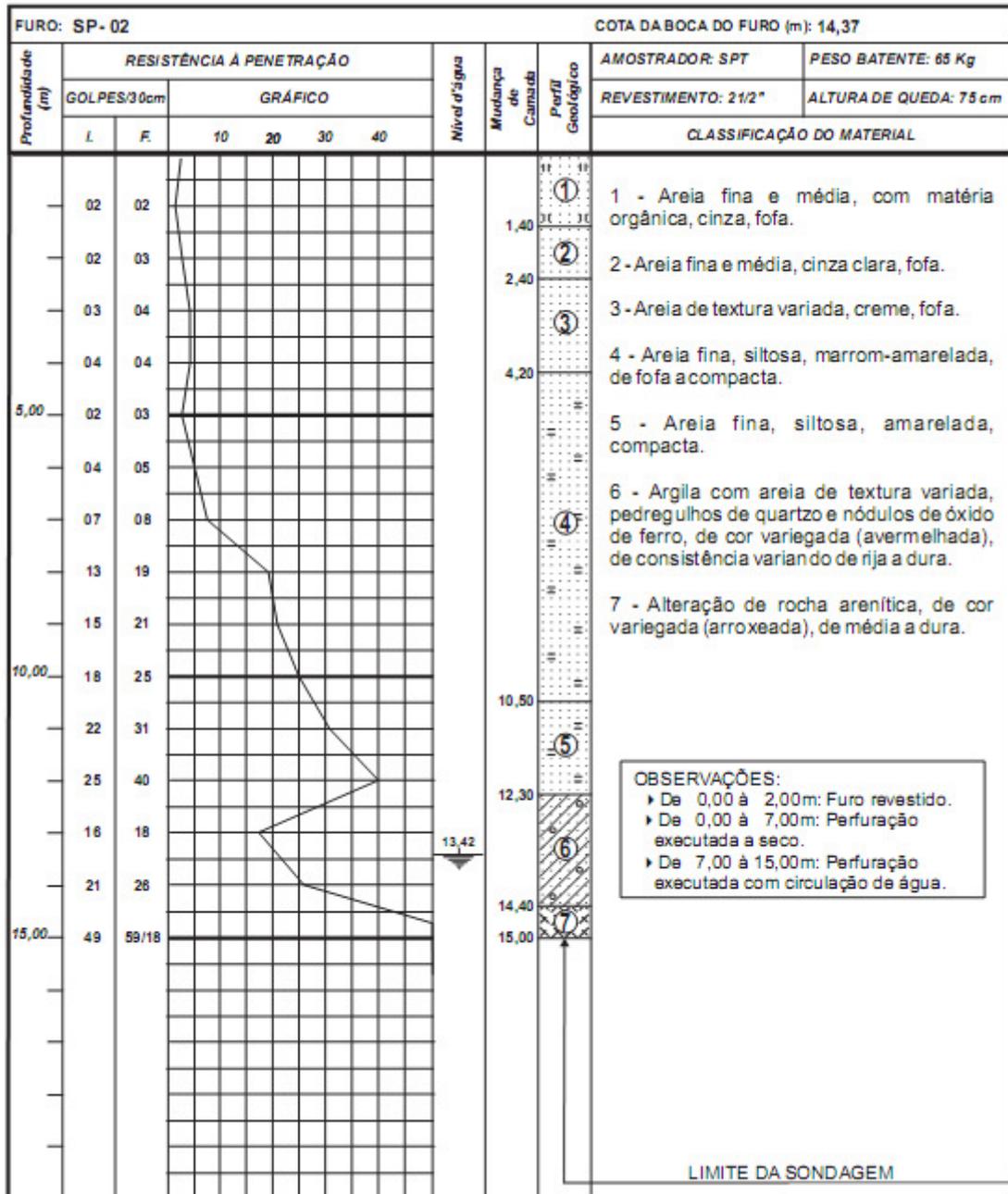
- ARENDS, R. A. (1970). **Medidas de Pressão de Terra em Escoramentos de Valas**. IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 1, p. III-94/III-111.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996). **NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004). **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). **NBR 6502 – Rochas e Solos**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 6508 – Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro.
- BOWLES, J. E. (1996): **Foundation Analysis and Design**. 5th Ed., McGraw Hill International Editions, New York.
- CRAIG, R. F. (2007). **Mecânica dos Solos**. Tradução: Amir Kurban, 7ª edição, Rio de Janeiro: LTC.
- CRAIZER, W. (1990). **Cortinas ancoradas – comprimento livre da ancoragem**. Solos e Rochas, v. 13, São Paulo.
- DAS. Braja M. (2007). **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução: All Tasks, 6ª edição, São Paulo: Thomson Learning.
- GEORIO (2000). **Manual Técnico de Encostas: Ancoragens e Grampos**. Volume 4, 2ª edição, Rio de Janeiro.
- GURGEL, J. G. B.; SANTOS JR., O. F.; COSTA, Y. D. J.; COSTA, C. M. L. (2010). **Determinação da Ficha em Cortinas de Contenção em Balanço Executadas em Areias**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 15, Gramado.

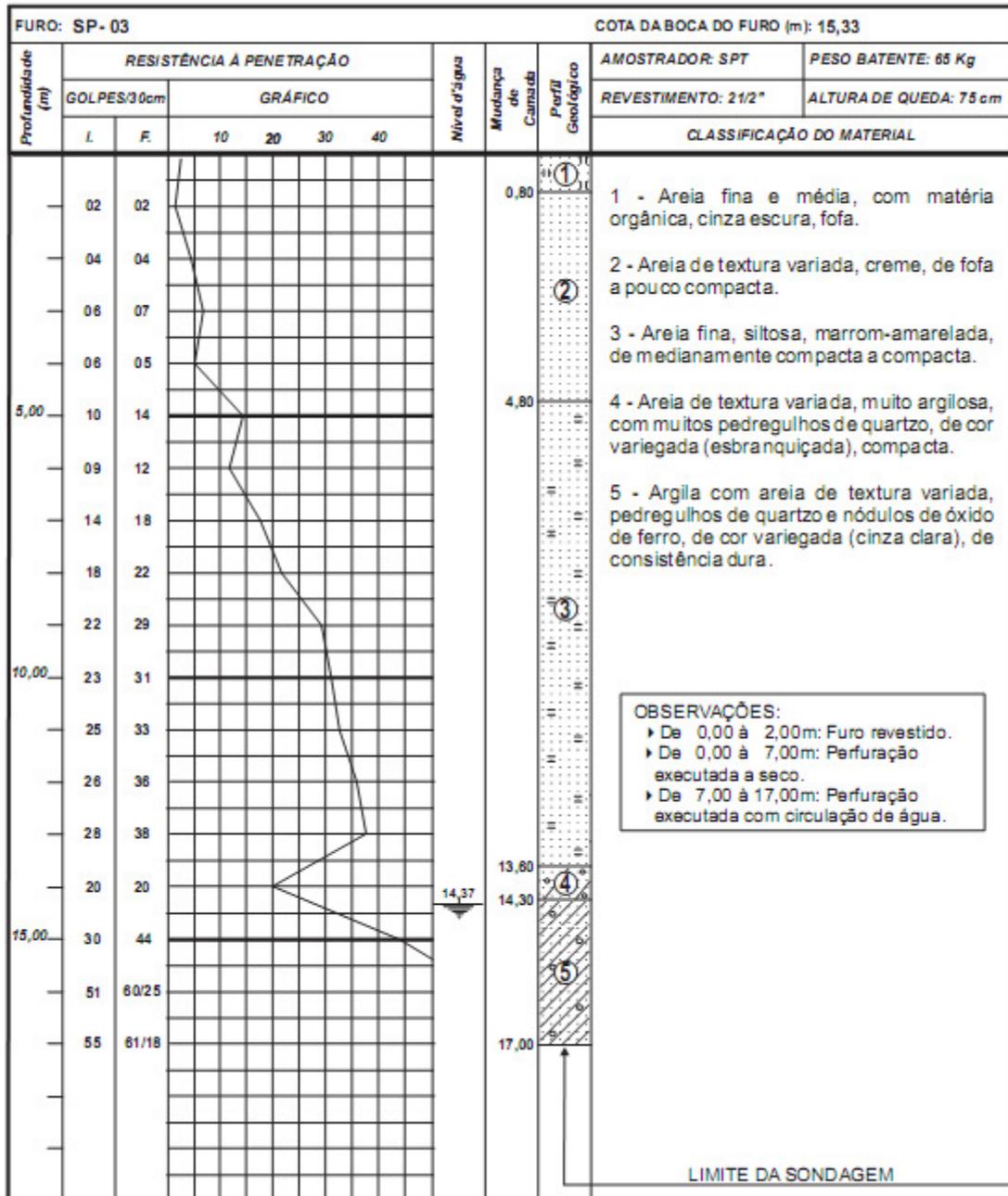
- HASHASH, Y. M. A.; WHITTLE, A. J. (2002). **Mechanisms of Load Transfer and Arching for Braced Excavations in Clay**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128.
- HONG, S. H. LEE, F. H. YONG, K. Y. (2003). **Three-Dimensional Pile-Soil Interaction in Soldier-Piled Excavations**. Computers and Geotechnics, p. 81-107.
- JAKY, J. (1944). **The Coefficient of Earth Pressure at Rest**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, v. 7, p. 355-358.
- JESUS, Ana Patrícia de (2002). **Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de um Corpo de Dunas na Cidade de Natal/RN**. Dissertação (mestrado), Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Ciências Exatas e da Terra.
- LIANG, R. Y. YAMIN, M. (2009). **Three-Dimensional Finite Element Study of Arching Behavior in Slope/Drilled Shafts System**. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.
- MARTINS, M.; MACEDO, L. F.; PACHECO, M. **Uma Discussão Sobre Empuxos em Paredes Atirantadas**. 1º Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, São Paulo, 2002.
- MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. (1996). **Análise, projeto e execução de escavações e contenções**. In: Fundações: Teoria e prática, 2ª edição, Hachich et al. (eds.), cap. 15. São Paulo: PINI.
- MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. (1982). **K_0 – OCR Relationships in Soil**. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, v. 108, n. 6, p. 851-872.
- MEDEIROS, Alexandre G. B. (2005). **Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo “Estaca Justaposta” Assentes em Solo Poroso do DF**. Dissertação (mestrado), Brasília: Universidade de Brasília.
- MENDES, Fernando B. (2010). **O Uso de Ferramenta Computacional na Avaliação e Dimensionamento de Cortina Atirantada**. Dissertação (mestrado), Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto.
- MORE, Javier Z. P. (2003). **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. Dissertação (mestrado), Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- MOTA, Rodrigo J. (2008). **Análise da Interação Solo-Estrutura de uma Obra de Contenção na Cidade de Goiânia-GO**. Dissertação (mestrado), Brasília: Universidade de Brasília.

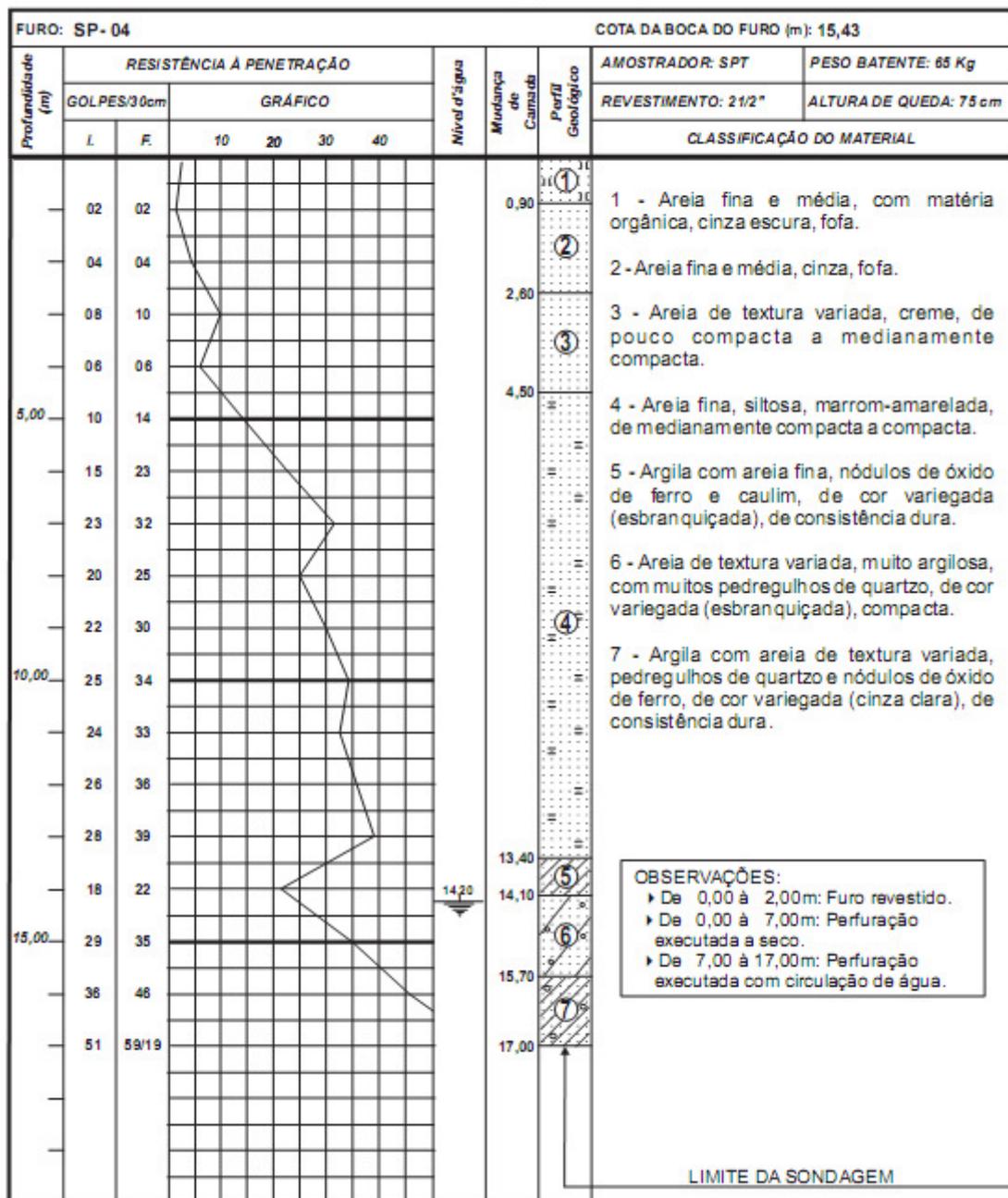
- OSTERMAYER, M. (1974). **Construction Carrying Behavior and Creep Characteristics of Ground Anchor**. Conference on Diaphragm Wall and Anchorages, Institution of Civil Engineers of London, p. 141-151.
- PALMA, J. M. C. (1979). **Tirantes pré-esforçados**. In: Seminário Sobre Ancoragens do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- PLAXIS (1998). **Manual do Usuário**.
- SANTOS JOSEFINO, C. M. J.; GUERRA, N. M. C.; FERNANDES, M. M. (2009). **Modelação de Ancoragens nas Análises 2D por Elementos Finitos de Cortinas de Contenção: A Questão da Simulação do Pré-Esforço**. Geotecnia, nº 117, 3-31.
- SANTOS JR.; O. F., AMARAL, R. F.; JESUS, A. P.; MACÊDO, C. M. H. (1998). **Mapeamento de Áreas de Risco de Movimentos de Massas em Encostas Formadas por Dunas na Cidade de Natal**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11, Brasília.
- SEREVO, R. N. F.; FREITAS NETO, O.; SANTOS JR., O. F. **Propriedades Geotécnicas da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte**. 13º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, 2006.
- SCHNAID, Fernando (2000). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos.
- SHERIF, M. A.; FANG, Y. S.; SHERIF, R. I. (1984). **K_a and K_0 Behind Rotating and Non-Yielding Walls**. Journal of Geotechnical Engineering, SCE, v. 110, p. 41-56.
- SILVA, E. A. J.; SANTOS JR., O. F.; JESUS, A. P.; AMARAL, R. F. **Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de Sedimentos do Setor Sul de Natal/RN, com Base em Análises de Perfis de Sondagens de Simples Reconhecimento**. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto, 2002.
- TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley and Sons, New York.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1st Ed. Wiley-Interscience.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2nd Ed. Wiley-Interscience.
- TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978). **Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra**. Editora McGraw-Hill do Brasil LTDA, 513 p.

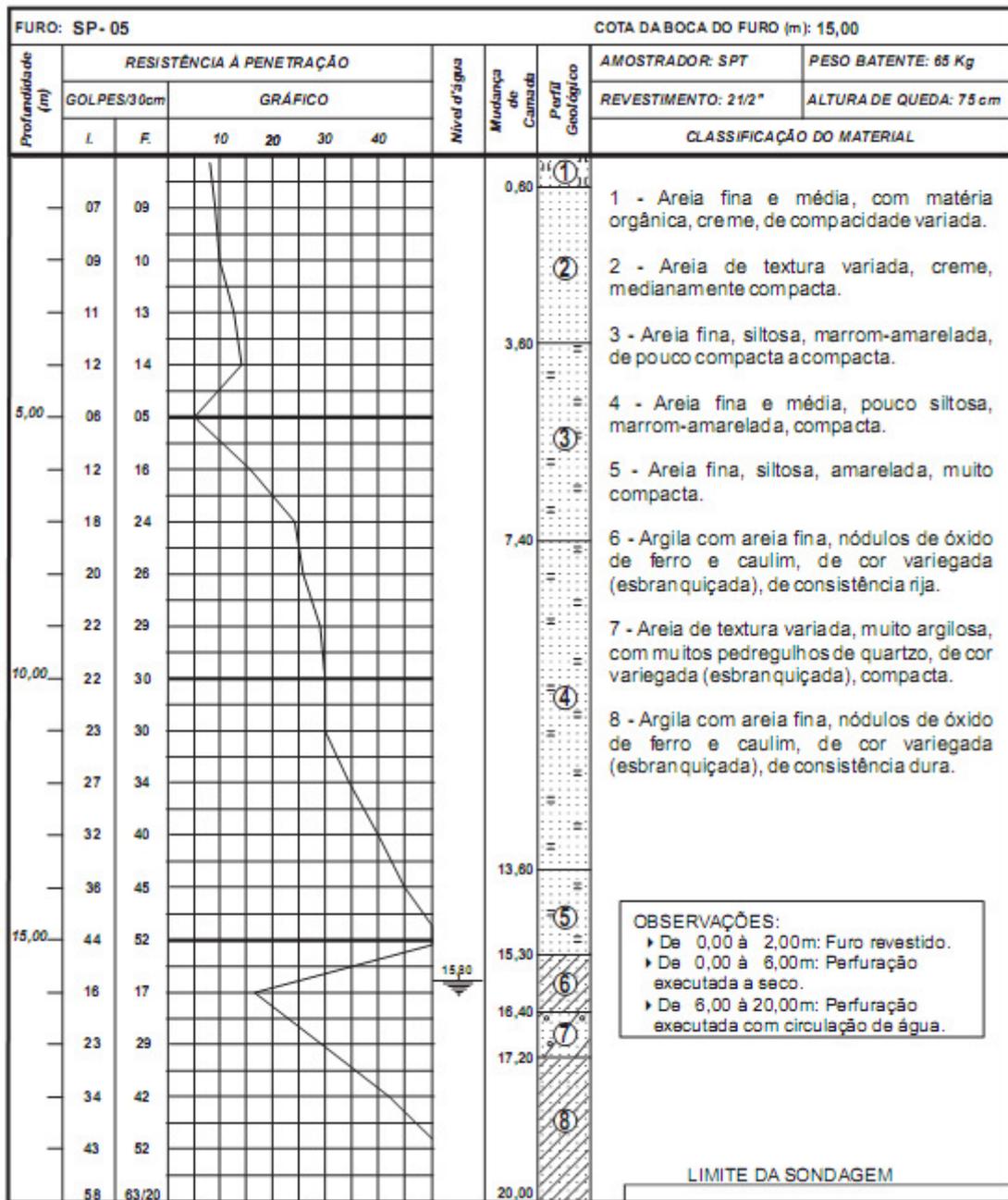
VELLOSO, D. d.; MARIA, P. E.; LOPES, F. d. (1996). **Princípios e Modelos Básicos de Análise**. In: Fundações: Teoria e prática, 2ª edição, Hachich et al. (eds.), cap. 4. São Paulo: PINI.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. (1996). **Tirantes**. In: Fundações: Teoria e Prática, 2ª edição, Hachich et al. (eds.), cap. 17, PINI, São Paulo.









PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

