



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

LEONARDO HENRIQUE BORGES DE OLIVEIRA

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO
DE ESTACAS ESPAÇADAS ATIRANTADAS EM AREIA**

NATAL/RN

2014

LEONARDO HENRIQUE BORGES DE OLIVEIRA

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO
DE ESTACAS ESPAÇADAS 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^o. Dr. Yuri Daniel J. Costa

Co-orientador: Prof^a Dr. Carina Maia Lins Costa

NATAL/RN

2014

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Oliveira, Leonardo Henrique Borges de.

Modelagem numérica de uma estrutura de contenção de estacas espaçadas atirantadas em areia. / Leonardo Henrique Borges de Oliveira. – Natal, RN, 2014.

218 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

Co-orientadora: Prof^ª Dr.^a. Carina Maia Lins Costa.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Estrutura de Contenção - Dissertação. 2. Modelagem Numérica - Dissertação. 3. Tirantes - Dissertação. I. Costa, Yuri Daniel Jatobá II. Costa, Carina Maia Lins. III. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. IV. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.137

LEONARDO HENRIQUE BORGES DE OLIVEIRA

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO
DE ESTACAS ESPAÇADAS 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^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa – Co-orientadora (UFRN)

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto - Examinador Interno à Instituição (UFRN)

Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas – Examinador Externo à Instituição (UFG)

Natal/RN, 17 de outubro de 2014.

MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DE ESTACAS ESPAÇADAS ATIRANTAS EM AREIA

Leonardo Henrique Borges de Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Co-orientadora: Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa

RESUMO

Os projetos de estruturas de contenção envolvem eventos de plastificação, carregamento e descarregamento de maciços, protensão, deslocamentos excessivos e empuxos de terra e água. Além disso, a interação entre o solo contido e a estrutura executada é bastante complexa e de difícil previsão. Apesar do avanço das técnicas de simulação numérica e monitoramento dos esforços e deslocamentos através de instrumentação, a formulação dos projetos ainda se dá por métodos clássicos, cujas hipóteses simplificadoras podem superdimensionar os elementos constituintes. Neste trabalho, realizou-se um estudo numérico tridimensional de uma estrutura de contenção através do método de elementos finitos (MEF). A estrutura de contenção estudada é composta por estacas espaçadas e tirantes. Os resultados numéricos obtidos foram comparados a dados obtidos de uma instrumentação em campo. Avaliou-se a influência do posicionamento de uma ou duas linha de tirantes ao longo da profundidade e os efeitos causados pela execução de uma laje vinculada ao topo da contenção. Estudou-se, ainda, o fenômeno de arqueamento que ocorre entre as estacas, variando-se o espaçamento entre faces de estacas para estudar seus efeitos nas tensões e deslocamentos horizontais. O estudo do posicionamento de uma linha de tirantes ativos indicou uma faixa compreendida entre 0,3 e 0,5 vezes a altura de escavação como aquela que gera os menores deslocamentos horizontais da estrutura. O estudo com duas linhas de tirantes mostrou que a posição da linha superior em 0,4H e da linha inferior 0,7H resulta nos menores deslocamentos horizontais. A laje vinculada à contenção diminuiu os deslocamentos horizontais em 0,14% vezes a profundidade de escavação. Com relação ao arqueamento, as análises mostraram uma faixa ótima de espaçamentos entre as faces das estacas compreendido entre 40% e 60% do diâmetro da estaca.

Palavras-chave: Modelagem Numérica, Contenções, Tirantes.

NUMERICAL MODELLING OF AN ANCHORED CONTIGUOUS BORED PILE WALL IN SAND

Leonardo Henrique Borges de Oliveira

Adviser: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Co-adviser: Prof. Dr. Carina Maia Lins Costa

ABSTRACT

Retaining walls design involves factors such as plastification, loading and unloading, pre-stressing, excessive displacements and earth and water thrust. Furthermore, the interaction between the retained soil and the structure is rather complex and hard to predict. Despite the advances in numerical simulation techniques and monitoring of forces and displacements with field instrumentation, design projects are still based on classical methods, whose simplifying assumptions may overestimate structural elements of the retaining wall. This dissertation involves a three-dimensional numerical study on the behavior of a retaining wall using the finite element method (FEM). The retaining wall structure is a contiguous bored pile wall with tie-back anchors. The numerical results were compared to data obtained from field instrumentation. The influence of the position of one or two layers of anchors and the effects of the construction of a slab bounded at the top of the retaining wall was evaluated. Furthermore, this study aimed at investigating the phenomenon of arching in the soil behind the wall. Arching was evaluated by analyzing the effects of pile spacing on horizontal stresses and displacements. Parametric analysis with one layers of anchors showed that the smallest horizontal displacements of the structure were achieved for between 0.3 and 0.5 times the excavation depth. Parametric analyses with two anchor layers showed that the smallest horizontal displacements were achieve for anchors positioned in depths of 0.4H and 0.7H. The construction of a slab at the top of the retaining wall decreased the horizontal displacements by 0.14% times the excavation depth as compared to analyses without the slab. With regard to the arching , analyzes showed an optimal range of spacing between the faces of the piles between 0.4 and 0.6 times the diameter of the pile.

Keywords: Numerical modeling, Retaining walls, Ground anchors.

“Non nobis, Domine, non nobis
set nomine tuo da gloriam”

(slm 115.1)

Ao meu avô Josafá Izidoro (in memoriam),
que, durante o desenvolvimento deste trabalho,
encontrou a paz.

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo, ao Pai Celestial, por ser a base mais forte, um amparo, que sustentou e me protegeu de todas as dificuldades encontradas durante a conclusão das etapas deste trabalho. Por nossas conversas, te devo tudo que conseguimos juntos.

Aos meus pais, Mara e Ronaldo, pelo incentivo, confiança e pelo amor que têm me dado. Por mostrar os caminhos de sucesso, caminhando ao meu lado, mesmo que distantes. Deus não poderia ter me abençoado por amizades melhores.

À Adla Kellen, por caminharmos juntos, passando por alegrias e tristezas, sendo companheira em qualquer situação e pelas valiosas palavras de conforto e incentivo. Deus abençoou minha vida trazendo-a ao meu lado.

Aos meus orientadores Prof. Yuri Costa e Prof^a Carina Costa, pela paciência, pelas orientações e disponibilidade oferecidas durante todo o desenvolvimento do trabalho.

Aos Professores Fernanda Mittelbach, Paulo Henrique (UFERSA), Vitória e José Neres. Pelo incentivo e pelos conselhos, até mesmo durante o curso de graduação.

Ao Engenheiro Floriano, pelas importantes sugestões para a análise de viabilidade econômica.

Aos colegas Arthur Brito e Fabiana, pela ajuda e ensinamentos no manuseio da instrumentação. Ao colega Lucas, pela troca de experiência no software PLAXIS.

Aos colegas, Charles, Ícaro, Klaus, Luan, Paulo Leite, Silvia, e Tahyara, pela companhia e troca de conhecimentos durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus irmãos, Vanessa e Eduardo, pela companhia e acolhimento, seja em meio eletrônico, seja na minha chegada de viagens de volta para casa.

À todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste trabalho.

SUMÁRIO

Capítulo 01: Introdução.....	1
1.1. Objetivos	2
Capítulo 02: Fundamentação Teórica.....	4
2.1. Análise de Estruturas de contenção atirantadas	4
2.2. Métodos de dimensionamento baseados na condição de equilíbrio-limite	6
2.2.1.Métodos considerando contenções em balanço.....	9
2.2.1.1.Método de Blum (1931).....	9
2.2.1.2.Método de Bowles (1968)	10
2.2.1.3.Método de Padfield e Mair (1984).....	11
2.2.2.Métodos para contenções atirantadas.....	12
2.3. Modelo Viga-Coluna	14
2.4. Método dos elementos finitos aplicado à modelagem de solos	17
2.5. Modelos constitutivos para solos e seu uso em problemas de estruturas de contenção.....	20
2.6. Tensões horizontais em contenções e o efeito de arqueamento.....	24
2.7. Aspectos sobre a modelagem numérica de estruturas de contenções.....	28
2.8. Comportamento de estruturas de contenção através de modelagens numéricas 34	
2.9. Modelagem de Contenções instrumentadas e estudos de casos.....	43
Capítulo 03: Metodologia.....	46
3.1. Instrumentação da estrutura de contenção.....	46
3.2. Caracterização do subsolo do local	49
3.3. Etapas de execução	52
3.4. Ferramenta Utilizada	59
3.4.1.Modelagem dos elementos	59
3.4.1.1. Cintas.....	60
3.4.1.2.Contenção	61
3.4.1.3.Pórtico	63
3.4.1.4.Tirantes	65
3.4.1.5.Solo	66
3.5. Procedimento numérico.....	69
3.6. Descrição dos modelos numéricos.....	70
3.6.1.Modelagens Bidimensionais.....	70
3.6.1.1.Trecho A	70

3.6.1.2.Trecho C	74
3.6.2.Modelagens Tridimensionais.....	79
3.6.2.1.Modelo 01	79
3.6.2.1.1.Geometria e modelagem dos elementos	80
3.6.2.1.2.Processamento	84
3.6.2.1.3.Modelagem das cargas nos tirantes.....	87
3.6.2.2.Modelo 02	89
Capítulo 04: Calibração.....	92
4.1 Modelagens Bidimensionais.....	92
4.1.1 Apresentação dos resultados: Trecho A	93
4.1.2 Apresentação dos resultados: Trecho C	97
4.1.3 Considerações sobre os parâmetros adotados na calibração	99
4.1.3.1Módulo de deformabilidade.....	100
4.1.3.2Ângulo de atrito de interface.....	102
4.1.3.3Parâmetros geométricos da estrutura.....	103
4.2 Modelagens Tridimensionais.....	104
4.2.1 Modelo 01	104
4.2.1.1Trecho A	105
4.2.1.2Trecho C	108
4.2.1.3Cargas no trecho ancorado.....	113
4.2.1.4Considerações sobre os parâmetros calibrados.....	117
4.2.1.4.1Módulo de deformabilidade do solo	118
4.2.1.4.2Rigidez dos elementos estruturais	119
4.2.1.4.3Diâmetro do trecho ancorado	119
4.2.2 Modelo 02.....	120
Capítulo 05: Estudo Paramétrico.....	124
5.1 Generalidades.....	124
5.2 Estudo Paramétrico do Modelo 01	125
5.2.1 Influência da posição de 1 linha de tirantes	125
5.2.2 Influência da posição de 2 linhas de tirantes	129
5.2.3 Influência da execução da laje no topo da contenção	134
5.3 Estudo Paramétrico do Modelo 02	142
5.3.1 Descrição da análise paramétrica	143
5.3.2 Apresentação e análise dos resultados do estudo paramétrico.....	146
5.3.3 Análise de tensões e deslocamentos ao longo da profundidade	155
5.3.4 Consideração finais sobre o estudo paramétrico do Modelo 02.....	159

5.3.4.1 Avaliação de custo da contenção.....	159
5.3.4.2 Avaliação de deslocamentos e tensões	162
 Capítulo 06: Conclusões.....	170
6.1 Generalidades.....	170
6.2 Principais conclusões.....	171
6.3 Sugestões para pesquisas futuras.....	174

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Principais modos de ruptura de uma contenção.....	7
Figura 2.2: Principais modos de ruptura de uma contenção.....	8
Figura 2.3: Rotação da cortina, Deformação e diagrama de tensões horizontais, segundo o método de Blum (1931).....	10
Figura 2.4: Diagrama de tensões consideradas no método de Padfield e Mair.....	11
Figura 2.5: Envoltória de tensão por Peck em areia (a), Argila mole a média (b) e Argila rija (c).....	13
Figura 2.6: Elemento de viga.....	14
Figura 2.7: Exemplo de utilização de curvas P-y.....	16
Figura 2.8: Diferença de comportamento de vários pontos em um meio contínuo.....	19
Figura 2.9: Diagrama de tensões horizontais sob efeito de arqueamento.....	25
Figura 2.10: Diagrama de tensões horizontais sob efeito de interface.....	26
Figura 2.11: Limites do modelo (Adaptado).....	28
Figura 2.12: Seção Equivalente usado por Briaud e Lim (1999).....	29
Figura 2.13: Métodos para modelagem de ancoragens.	31
Figura 2.14: Modelagem da propagação das cargas ao longo das etapas de execução.....	32
Figura 2.15: Modelagem dos bulbos com elementos de deformação axial.....	33
Figura 2.16: Modelagem de tirantes como apoios elásticos.....	33
Figura 2.17: Deslocamentos, diagramas de momentos fletores e esforço normal para variações na posição do 1º tirante.....	35
Figura 2.18: Influência do comprimento do trecho livre. (Adaptado).....	36
Figura 2.19: Efeito do aumento da espessura do tirante em casos estudados.....	38
Figura 2.20: Influência da ficha no muro de contenção.....	39
Figura 2.21: Influência do deslocamento máximo e espaçamento entre tirantes.....	41
Figura 3.1: Indicação da localização da estrutura instrumentada.....	46
Figura 3.2: Locação da contenção na obra.....	47
Figura 3.3: Localização dos pontos instrumentados	49

Figura 3.4: Localização dos Extensômetros nos tirantes.....	49
Figura 3.5: Perfil do terreno.....	50
Figura 3.6: Configuração final das etapas de execução no Trecho A.....	53
Figura 3.7: Configuração final das etapas de execução no Trecho C.....	54
Figura 3.8: Linha do tempo.....	56
Figura 3.9: Eixos principais do elemento viga.....	60
Figura 3.10: Seção transversal equivalente.....	62
Figura 3.11: Eixos principais locais, direção dos esforços e deformações do elemento parede.....	63
Figura 3.12: Procedimento utilizado para obter a rigidez do pórtico.....	64
Figura 3.13. Procedimento Numérico.....	70
Figura 3.14: Localização da seção da simulação numérica bidimensional e o tubo-guia.....	71
Figura 3.15: Modelo Numérico discretizado do Trecho A.....	72
Figura 3.16: Localização das seções instrumentadas no Trecho C e os seus respectivos tubos-guia.....	75
Figura 3.17: Modelo Numérico discretizado do Trecho C.....	77
Figura 3.18: Modelo 01.....	80
Figura 3.19: Vista frontal da contenção discretizada.....	81
Figura 3.20: Tirantes discretizados.....	82
Figura 3.21: Carregamentos no Modelo 01 após discretização.....	83
Figura 3.22: Modelo 02.....	89
Figura 3.23: Seção transversal modelada.....	90
Figura 3.24: Elemento estruturas no Modelo 02.....	90
Figura 4.1: Comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade obtidos pelo Modelo de Mohr-Coulomb com as leituras feitas por Santos (2013).....	93
Figura 4.2: Comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade obtidos pelo modelo Hardening Soil com as leituras feitas por Santos (2013).....	94
Figura 4.3: Curvas comparativas Santos (2013) x Modelo Mohr-Coulomb.....	95
Figura 4.4: Curvas comparativas Santos (2013) x Modelo Hardening Soil.....	97

Figura 4.5: Comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade obtidos pelo modelo Hardening Soil com as leituras feitas por Santos – Trecho C (2013).....	97
Figura 4.6: Curvas comparativas Santos (2013) x Modelo Numérico.....	98
Figura 4.7: Comparação entre as configurações deformadas (Seção 1).....	105
Figura 4.8: Deslocamento no nível -3,50m em função do tempo (Seção 1).....	106
Figura 4.9: Comparação entre as configurações deformadas (Seção 2).....	109
Figura 4.10: Deslocamento no nível -3,50m em função do tempo (Seção 2).....	109
Figura 4.11: Comparação entre as configurações deformadas (Seção 3).....	111
Figura 4.12: Deslocamento no nível -3,50m em função do tempo (Seção 3).....	112
Figura 4.13: Carga ao longo do bulbo (carregamento).	114
Figura 4.14: Carga ao longo do bulbo (descarregamento).....	114
Figura 4.15: Curvas Comparativas (Carregamento)	116
Figura 4.16: Curvas Comparativas (Descarregamento)	116
Figura 4.17: Comparação entre as configurações deformadas.....	121
Figura 4.18: Curvas comparativas entre os resultados (Modelo 02).....	121
Figura 5.1: Deslocamento horizontal em função da profundidade de escavação para as Análises 01 a 06.....	127
Figura 5.2: Análise da posição do Tirantes (Análises 01 a 06).....	128
Figura 5.3: Análise da posição do Tirantes (Análises 07 a 09).....	130
Figura 5.4: Análise da posição do Tirantes (Análises 10 a 12).....	131
Figura 5.5: Análise da posição do Tirantes (Análises 13 a 15).....	132
Figura 5.6: Análise da posição do Tirantes (Análises 13 a 15).....	133
Figura 5.7: Deslocamentos horizontais (Etapa 01: sem deslocamentos iniciais).....	137
Figura 5.8: Momento Fletor (Etapa 01: sem deslocamentos iniciais).....	138
Figura 5.9: Força Normal (Etapa 01: sem deslocamentos iniciais).....	138
Figura 5.10: Deslocamentos Horizontais (Etapa 2: com deslocamentos iniciais).....	139
Figura 5.11: Momento Fletor (Etapa 2: com deslocamentos iniciais).....	140
Figura 5.12: Força Normal (Etapa 2: com deslocamentos iniciais).....	140
Figura 5.13: Seção representativa.....	143
Figura 5.14: Deslocamento horizontal no Modelo 02.....	144

Figura 5.15: Tensões por trás das estacas no Modelo 02.....	144
Figura 5.16: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,33$	147
Figura 5.17: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,33$	148
Figura 5.18: Tensão normal atuante na estaca para $(e - D)/D = 0,33$	148
Figura 5.19: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,5$	149
Figura 5.20: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,5$	150
Figura 5.21: Tensão normal atuante na estaca para $(e - D)/D = 0,5$	151
Figura 5.22: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,67$	151
Figura 5.23: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,67$	152
Figura 5.24: Tensão normal atuante nas estacas para $(e - D)/D = 0,67$	153
Figura 5.25: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,83$	154
Figura 5.26: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,83$	154
Figura 5.27: Tensão normal atuante nas estacas para $(e - D)/D = 0,83$	155
Figura 5.28: Tensão normal horizontal σ_z ao longo da profundidade y . ($x = L/2$).....	157
Figura 5.29: Tensão normal horizontal σ_z ao longo da profundidade y . ($x = e + d/2$).....	157
Figura 5.30: Deslocamento horizontal normalizado ao longo da profundidade y	158
Tabela 5.31: Custo em função do espaçamento entre faces de estacas.....	162
Figura 5.32: Comparação entre as tensões máximas e mínimas nas estacas e o custo em função de $(e - D)/D$	164

Figura 5.33: Comparação da curva dos deslocamentos máximos e o custo por metro de contenção em função de $(e - D)/D$	165
Figura 5.34: Curvas comparativas.....	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tabela comparativa entre os parâmetros do maciço e seus modelos constitutivos utilizados.....	24
Tabela 3.1: Dados da barra.....	48
Tabela 3.2: Dados dos solos das camas 1 e 2.....	51
Tabela 3.3: Cronograma final das leituras realizadas por Santos (2013).....	55
Tabela 3.4: Parâmetros para os elementos estruturais.....	65
Tabela 3.5: Dados iniciais do modelo.....	66
Tabela 3.6: Dados iniciais do solo.....	68
Tabela 3.7: Carregamentos no Modelo 01.....	84
Tabela 3.8: Ensaio de recebimento realizado na obra.....	88
Tabela 4.1: Parâmetros Calibrados do solo (Bidimensional).....	99
Tabela 4.2: Parâmetros Calibrados da estrutura.....	100
Tabela 4.3: Módulo de deformabilidade utilizados na literatura.....	101
Tabela 4.4: Comparativo entre as curvas do Modelo 01 e os resultados experimentais. (Seção 1).....	107
Tabela 4.5: Comparativo entre as curvas do Modelo 01 e os resultados experimentais. (Seção 2).....	110
Tabela 4.6: Comparativo entre as curvas do Modelo 01 e os resultados experimentais. (Seção 3).....	113
Tabela 4.7: Parâmetros calibrados do solo no Modelo 01.....	117
Tabela 4.8: Parâmetros calibrados dos elementos estruturais no Modelo 01.....	118
Tabela 4.9: Parâmetros calibrados do solo (Modelo 02).....	122
Tabela 4.10: Parâmetros calibrados dos elementos estruturais (Modelo 02).....	123
Tabela 5.1: Análises de posição de uma linha de tirantes.....	125
Tabela 5.2: Parâmetros utilizados no cálculo da resistência à tração do tirante.....	126
Tabela 5.3: Análises de posição de duas linha de tirantes.....	129
Tabela 5.4: Descrição dos casos estudados na primeira etapa do estudo da influência da execução da laje.....	135

Tabela 5.5: Descrição dos casos estudados na primeira etapa do estudo da influência da execução da laje.....	136
Tabela 5.6: Análises Paramétricas estudados no Modelo 02.....	146
Tabela 5.7: Estimativa de custo de 1 m de estaca.....	159
Tabela 5.8: Estimativa de quantitativo de aço.....	160
Tabela 5.9: Estimativa de quantitativo de concreto.....	160
Tabela 5.10: Estimativa do preço da execução.....	160
Tabela 5.11: Estimativa do preço da execução.....	161
Tabela 5.12: Resultados da análise paramétricas estudada no Modelo 02.....	163

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1.....	11
Equação 2.2.....	12
Equação 2.3.....	12
Equação 2.4.....	13
Equação 2.5.....	13
Equação 2.6.....	14
Equação 2.7.....	14
Equação 2.8.....	15
Equação 2.9.....	15
Equação 2.10.....	15
Equação 2.11.....	15
Equação 2.12.....	17
Equação 2.13.....	22
Equação 2.14.....	22
Equação 2.15.....	22
Equação 2.16.....	26
Equação 2.17.....	27
Equação 2.18.....	27
Equação 2.19.....	27
Equação 2.20.....	27
Equação 2.21.....	27
Equação 2.22.....	27
Equação 2.23.....	27
Equação 3.1.....	67
Equação 3.2.....	67
Equação 4.1.....	102
Equação 5.1.....	126
Equação 5.2.....	156
Equação 5.3.....	156
Equação 5.4.....	156
Equação 5.5.....	165
Equação 5.6.....	164

Equação 5.7.....	165
Equação 5.8.....	166

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Análise Comparativa dos parâmetros estudados.....	42
Quadro 3.1: Fases de processamento do modelo (Trecho A).....	73
Quadro 3.2: Fases de processamento do modelo (Trecho C).....	78
Quadro 3.3: Fases de processamento do Modelo 01.....	86

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

A – Área da seção transversal

B_e - Comprimento limite da parcela do solo contido

c' - Coesão efetiva

C_u - Resistência não drenada

D - Diâmetro da estaca

D_r - Densidade relativa

e - Espaçamento entre eixos das estacas

$e_{máx}$ - Índice de vazios máximo

e_{min} - Índice de vazios mínimo

$(e - D)$ - Espaçamento entre faces das estacas

$(e - D)/D$ - Espaçamento entre faces das estacas normalizado pelo diâmetro das estacas.

E – Módulo de elasticidade/deformabilidade

E_{50} - Módulo de deformabilidade referente a 50% da tensão última

E_{ur} - Módulo de deformabilidade no carregamento/descarregamento

E_{oed} - Módulo de deformabilidade Oedométrico

EA - Rigidez axial

EI - Rigidez flexional

f_{ck} - Resistência característica do concreto

G - Módulo de elasticidade transversal

H - Profundidade de escavação

I - Momento de inércia

K_a - coeficiente de empuxo ativo

K_p – coeficiente de empuxo passivo

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso

L - Comprimento

L_u - Comprimento do Trecho Livre (Tirante)

L_b - Comprimento do Trecho Ancorado (Tirante)

m - potência de sensibilidade das tensões

M - Esforço interno do tipo Momento Fletor

N - Esforço interno do tipo Força Normal

P - Carga aplicada de protensão

P_m - Carga de protensão média

q - Carregamento distribuído

Q - Esforço interno do tipo Força Cortante

R_{int} - Coeficiente de atrito de interface entre materiais

W_e - Comprimentos limites no lado de escavação

x, y e z - Eixos cartesianos

y/H - Profundidade da contenção normalizada pela altura de escavação

δ - Deslocamento horizontal

γ - peso específico do solo contido,

γ_s - Peso específico dos sólidos

γ_d - Peso específico aparente seco

γ_{sat} - Peso específico saturado

ρ^{ref} - tensão confinante de referência

σ - Tensão normal

σ_z - Tensão na direção z

σ_{zi} - Tensão na direção z na profundidade i

σ_1 e σ_3 - tensões principais

τ - Tensão cisalhante

ϕ' - Ângulo efetivo de atrito do solo

ψ - ângulo de dilatância

ν - coeficiente de Poisson

Capítulo 1

Introdução

A necessidade de aproveitamento do espaço em edificações é importante visto que as edificações estão tendendo a se tornar cada vez maiores e com projetos mais ousados. Com o objetivo de aproveitar mais os terrenos disponíveis, o subsolo está sendo explorado com mais frequência nos projetos de arquitetura, o que traz a necessidade de se fazer grandes escavações, devendo assim prever um paramento para conter o maciço, ou seja, uma estrutura de contenção.

Os projetos de contenções requerem um nível de segurança estrutural e confiabilidade elevado. A interação entre o solo contido e a estrutura executada é bastante complexa e de difícil previsão, envolvendo fatores como plastificação, carregamento e descarregamento do maciço, protensão, deslocamentos excessivos e empuxos de terra e água. Os elementos que compõem esses projetos tem materiais com características heterogêneas, cuja integridade da estrutura, assim como segurança de bens e pessoas dependem de sua correta avaliação.

As estruturas de contenção em Natal - RN são usualmente de estacas espaçadas com tirantes ativos, com blocos cerâmicos entre as estacas. Os solos mais comuns presentes nas camadas mais superficiais são areias e algumas vezes areias com poucos finos.

Apesar do largo emprego dessas estruturas nas obras de engenharia, o modelo usado no dimensionamento e análise das mesmas é baseado quase sempre em métodos de equilíbrio limite. Não há previsão de recalques e deslocamentos e, algumas vezes, há superdimensionamento dos elementos constituintes.

Por outro lado, há a possibilidade de se utilizarem ferramentas de projeto mais confiáveis e complexas, como o método de elementos finitos. Contudo, deve haver dados experimentais para a validação dos modelos numéricos. Há uma necessidade de se compararem os resultados numéricos com dados experimentais, ou seja, a partir de uma instrumentação de campo que possa fornecer dados precisos dos deslocamentos da contenção e das cargas nos tirantes. É possível

avaliar o comportamento da estrutura em função dos dados obtidos em laboratório e em campo.

Deformações excessivas e ruptura de cortinas tem ocorrido com certa frequência, o que torna clara a necessidade de um aprofundamento nas pesquisas sobre os procedimentos de análise e projeto. São essenciais para o funcionamento adequado da estrutura, o correto dimensionamento das estacas, previsão das cargas nos tirantes e avaliação dos deslocamento da contenção, prevendo efeitos de redistribuição de tensões devido à variabilidade da rigidez dos materiais em questão.

1.1. Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo principal a previsão do comportamento de uma estrutura de contenção com estacas espaçadas e tirantes através de uma modelagem numérica utilizando o método elementos finitos, sendo os resultados comparados, a dados de uma estrutura instrumentada obtidos em campo.

Os objetivos específicos são:

- Realizar simulação numérica para prever deslocamentos da estrutura, ao longo das etapas construtivas;
- Realizar um estudo paramétrico das principais variáveis inerentes ao problema em questão;
- Estudar o efeito de arqueamento do solo adjacente à contenção;
- Propor recomendações de projetos e parâmetros de dimensionamento;

1.2. Estrutura do trabalho

A estrutura do presente trabalho é dividida em 6 capítulos. O presente capítulo apresenta uma breve contextualização e justificativa sobre o tema abordado dissertando sobre os objetivos que se espera alcançar durante o desenvolvimento do trabalho.

O segundo capítulo, trata-se de uma fundamentação teórica sobre o tema. Inicia-se apresentando os métodos clássicos de previsão do comportamento de uma estrutura de contenção e estende-se até abordagens mais complexas, como a

modelagem numérica em elementos finitos. O objetivo principal desta revisão da literatura é apresentar, alguns dos trabalhos que abordam conceitos importante sobre o tema e sobre a modelagem de contenções necessários para o desenvolvimento dos capítulos subsequentes.

No terceiro capítulo, é feita uma descrição da metodologia empregada para alcançar os objetivos deste trabalho. São apresentadas a descrição da estrutura geométrica e estruturalmente, a caracterização do solo da fundação da contenção, a instrumentação utilizada pelo trabalho que se baseou este estudo e a ferramenta numérica utilizada para as modelagens desenvolvidas. Trata ainda dos parâmetros utilizados e descrição do elementos estruturais disponíveis para a modelagem numérica, bem como o procedimento numérico adotado para alcançar os objetivos descritos no capítulo primeiro.

No quarto capítulo é feito o registro da validação dos modelos numéricos através da comparação dos resultados da modelagem com o comportamento em escala real, obtido da instrumentação em campo.

O quinto capítulo, aborda a aplicação dos modelos numéricos calibrados no capítulo quarto, que consiste no estudo paramétrico da influência da posição de uma e duas linha de tirantes, influência da execução de uma laje vinculada a contenção e foi realizado um estudo das tensões que atuam em uma parcela da cotenção com relação ao efeito de arqueamento que ocorre entre as estacas.

O sexto capítulo são enumeradas as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento deste trabalho e apontadas sugestões para futuros trabalhos.

Capítulo 2

Fundamentação Teórica

2.1. Análise de Estruturas de contenção atirantadas

Segundo Ibrahim e Ibrahim (2013), as estruturas de contenções atirantadas protendidas são as estruturas mais seguras na atualidade para suportar empuxos de terra lateral para uso em escavações profundas. Estas estruturas conferem um bom desempenho quando aliadas ao desenvolvimento de um projeto adequado, de uma investigação do subsolo e de uma execução adequada.

Para a garantia de um projeto adequado, o dimensionamento de uma contenção basicamente consiste em determinar, o empuxo de terra, as cargas atuantes nos tirantes, estimar os deslocamentos horizontais e os esforços ao longo do paramento. Briaud e Kim (1998) e Gaba et. al. (2003) classificam os métodos de dimensionamento de contenções atirantadas em três técnicas distintas, sendo elas: a abordagem dos diagramas de tensão, também apresentada como parte dos métodos de equilíbrio-limite (ver seção 2.2), apresentadas pioneiramente por Terzaghi e Peck(1967); o modelo da viga-coluna (ver seção 2.3); e a modelagem numérica por elementos finitos (ver seção 2.4), cujos primeiros registros aplicados a contenções foram publicados por Clough e Tsui (1974).

Os métodos baseados nos diagramas de tensão e condição limite de equilíbrio são os mais comumente utilizados para o estudo de comportamento das contenções. Considera-se que a estrutura se encontra na iminência de ruptura, para obter os esforços. Segundo Elsaid (2000), o modo de ruptura de uma contenção (seja ela por rotação ou translação, tanto na base como no topo), influencia os efeitos de empuxos passivos e ativos no paramento e, conseqüentemente, os esforços internos que ocorrem na seção transversal.

Algumas limitações do método dos diagramas de tensões são previstas por Briaud e Kim (1998), descrevendo que o método em questão não determina os deslocamentos horizontais deferidos ao longo do paramento, formula apenas

problemas em estado plano de deformação e não considera movimentações do maciço do solo que ocorre após as fases de escavações quando a estrutura é solicitada. Por esses motivos, sua abordagem é recomendada apenas para efeitos de pré-dimensionamento.

Baseado na interação solo-estrutura, o modelo de viga-coluna consiste em analisar a cortina como estrutura sujeita a carregamentos horizontais e verticais que dependem das deformações da mesma, com auxílio de curvas que são usadas para representar as camadas do solo. Através do equilíbrio de um elemento infinitesimal, obtêm-se as equações diferenciais fundamentais, resolvidas pelo método das diferenças finitas (Briaud e Kim, 1998). As contribuições para o aperfeiçoamento deste método podem ser encontradas em trabalhos de Matlock et. al. (1981), que desenvolveu uma solução computacional para o problema de viga-coluna, através do software BMCOL76 e Haliburton (1968), que foi o primeiro a aplicar o modelo em um problema de cortinas flexíveis.

Para a consideração do solo, este método utiliza apoios elásticos, o que impossibilita, assim como o método do equilíbrio-limite, a análise dos efeitos das deformações do maciço do solo, além disso, o problema também é tratado como bidimensional. Por outro lado, é possível estimar os deslocamentos laterais e verticais da cortina.

A modelagem numérica através do método de elementos finitos é a ferramenta mais completa e precisa para se estudar o comportamento de uma contenção. O método consiste em transformar o problema que se comporta como meio contínuo em um problema discreto através da substituição de um modelo real em uma malha de elementos de comportamento conhecido e obedecendo princípios de leis constitutivas específicas. Pesquisadores como Clough e Tsui (1974) foram os pioneiros a utilizar este método para analisar comportamento de cortinas atirantadas.

O método de elementos finitos, quando aplicado a estruturas de contenções, é usado para determinar os esforços que atuam no paramento, deslocamentos horizontais e verticais da cortina, cargas nos tirantes e para simular o comportamento de protensão. Suas grandes vantagens são a possibilidade de uma

interação completa entre o solo e a estrutura, a possibilidade de usar um modelo constitutivo adequado a um tipo de comportamento específico do solo, além de levar em consideração as fases de construção e poder estudar problemas tridimensionais.

A abordagem em elementos finitos requer muito treinamento e experiência do engenheiro, devido à quantidade de parâmetros constitutivos envolvidos e a sensibilidade deles em relação à resposta final do modelo. Para problemas geotécnicos, a qualidade de seus resultados depende, principalmente, da adequada escolha do modelo constitutivo e dos parâmetros de entrada para os solos.

2.2. Métodos de dimensionamento baseados na condição de equilíbrio-limite

Segundo Gaba et. al. (2003), os estados limites últimos de uma contenção são ruptura por rotação, ruptura por colapso dos elementos da estrutura e ruptura vertical (Figura 2.1).

A ruptura por rotação pode acontecer por uma ruptura global provocada pelo deslizamento do maciço na superfície de ruptura (Figura 2.1a), pelo tombamento da estrutura (Figura 2.1b) ou por uma composição dos dois (Figura 2.1c).

A ruptura por colapso dos elementos da estrutura pode acontecer por ruptura do paramento por flexão (Figura 2.1d), ruptura do tirante (Figura 2.1e) ou ruptura dos elementos de escora (Figura 2.1f).

A ruptura vertical (Figura 2.1g) se dá por colapso do solo na base da contenção, ou seja, a ruptura do maciço que exerce função de fundação pelas tensões atuantes atingirem a capacidade de carga do sistema paramento-solo.

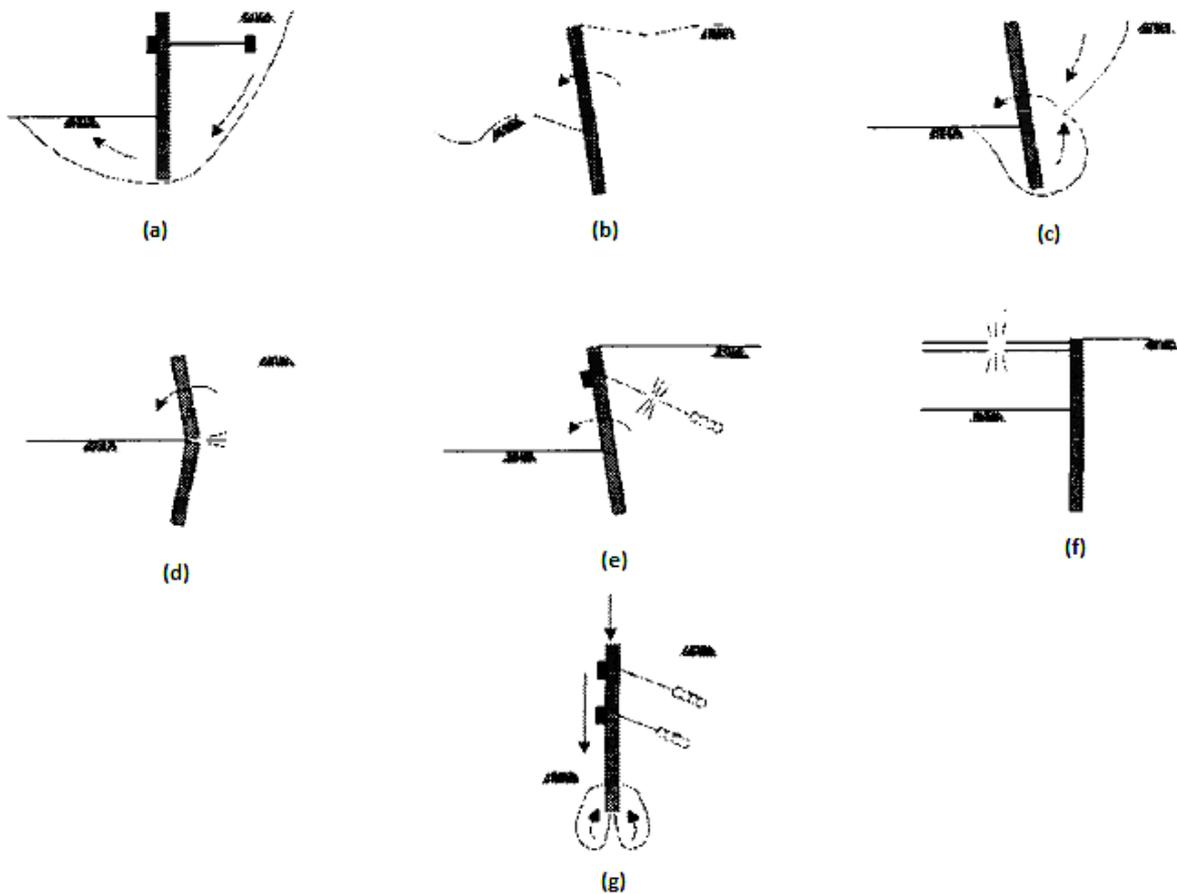


Figura 2.1: Principais modos de ruptura de uma contenção.
(Gaba et. al, 2003) (Adaptado)

Strom e Ebeling (2002) apresentaram modos de ruptura de uma contenção além dos apresentados por Gaba et. al. (2003). Esses modos são apresentados na Figura 2.2.

Para os casos de ruptura devido aos elementos estruturais, classificam-se em ruptura de tirante (Figura 2.2a), insuficiência na ancoragem no bulbo (Figura 2.2b), insuficiência da protensão (Figura 2.2c), baixa rigidez flexional da cortina (Figura 2.2d). Para os casos de ruptura global, tem-se a ruptura por insuficiência da mobilização do empuxo passivo (Figura 2.2e), ruptura por rotação antes da execução do primeiro tirantes (Figura 2.2f), ruptura por tombamento (Figura 2.2h), ruptura por cisalhamento (Figura 2.2i), ruptura global(2.2j). Os casos de ruptura vertical, decorrem da insuficiência da capacidade de carga (Figura 2.2g). (Strom e Ebeling, 2002).

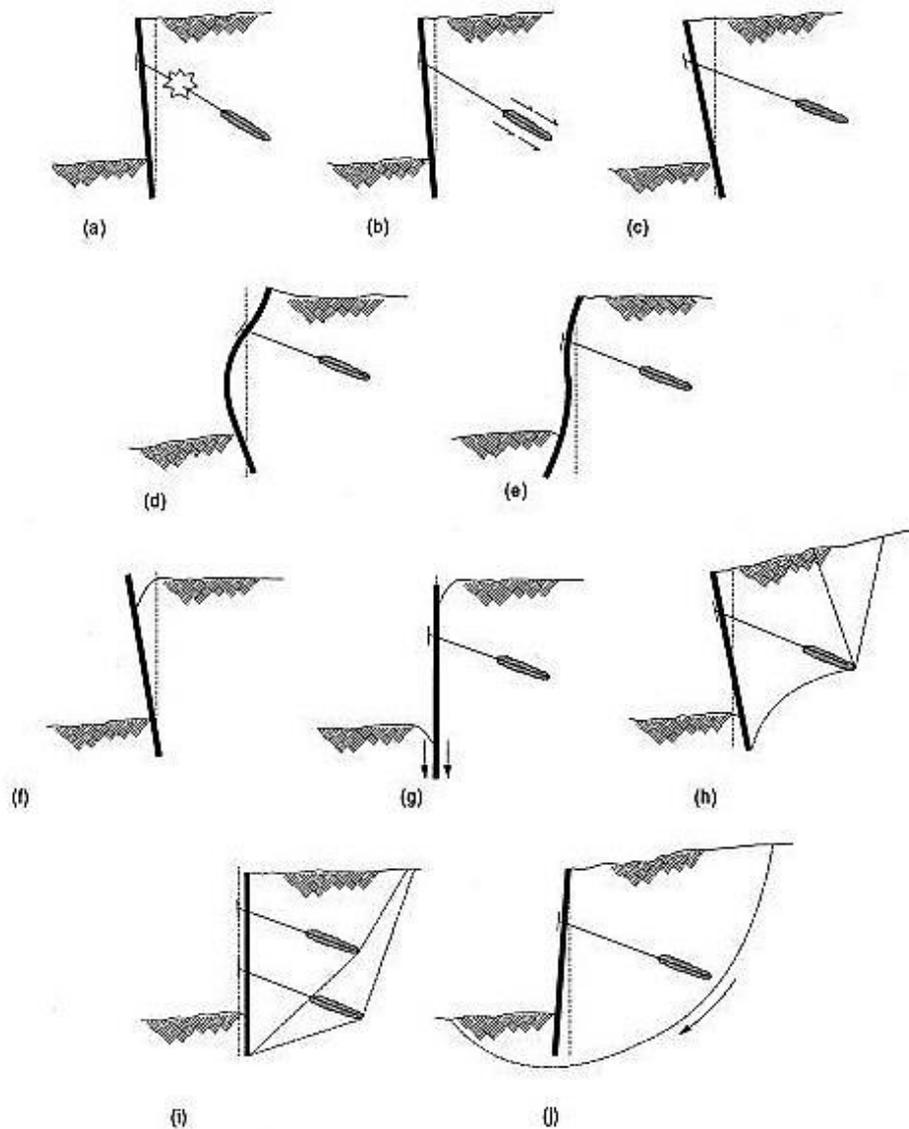


Figura 2.2: Principais modos de ruptura de uma contenção.
(Strom e Ebeling, 2002) (Adaptado)

Os métodos de equilíbrio limite baseiam-se nas abordagens da condição necessária de equilíbrio para que os estados limites possam ser satisfeitos e a estrutura não entre em colapso. Em outras palavras, os esforços na estrutura e as tensões no solo são encontrados considerando a condição última de equilíbrio. Algumas simplificações são consideradas para este método: o problema deve estar resumido ao estado plano de deformação, ou seja, não é aplicável a problemas tridimensionais e deve ser considerada uma seção representativa do problema. Outra limitação do método é o fato de não considerar os deslocamentos da cortina nem os deslocamentos do maciço influenciando nas propriedades de estabilidade,

assim, dessa forma, com a não consideração dos deslocamentos laterais, os estados limites segundo Gaba et. al. (2003) se resumem a tombamento da estrutura, deslizamento, ruptura do maciço na superfície de deslizamento e ruptura da fundação pela tensão atuante atingir a tensão admissível, cuja razão entre os efeitos resistentes e os solicitantes devem ser iguais a um fator de segurança determinado nas normas.

2.2.1. Métodos considerando contenções em balanço

De um modo geral, os métodos baseados na condição de equilíbrio-limite não foram formulados para estruturas de contenções atirantadas e, de fato, existem outros métodos também baseados na condição limite de ruptura usado para estruturas de contenção em balanço, podendo destacar o método de Blum (1931) apud Mota (2008), método de Bowles (1968) e o Método de Padfield e Mair (1984), muito usados para determinar o comprimento de ficha em contenções em balanço.

2.2.1.1. Método de Blum (1931)

O método de Blum (apud Mota, 2008) parte do princípio que as tensões horizontais são mobilizadas em toda a extensão da parede. Assim, admite-se que haverá deslocamento na contenção suficiente para haver toda essa mobilização. Para a condição de ruptura, considera-se que haverá uma rotação em torno de um ponto abaixo do fundo da escavação (na ficha), sendo a distribuição das tensões triangular. O empuxo ativo é considerado atuando acima do fundo da escavação e o passivo, abaixo.

Dessa forma, aplicando-se as equações de equilíbrio das forças e dos momentos nos diagramas formados, a incógnita gerada é a ficha mínima da contenção. Para o equilíbrio das forças horizontais, considera-se uma força de contraempuxo atuando exatamente no ponto onde o momento é nulo, assim, não há influência dessa força no movimento de rotação do paramento. A Figura 2.3 apresenta a situação deslocada, o diagrama de tensões horizontais segundo a teoria da elasticidade e plasticidade e o diagrama de empuxo simplificado segundo metodologia de Blum.

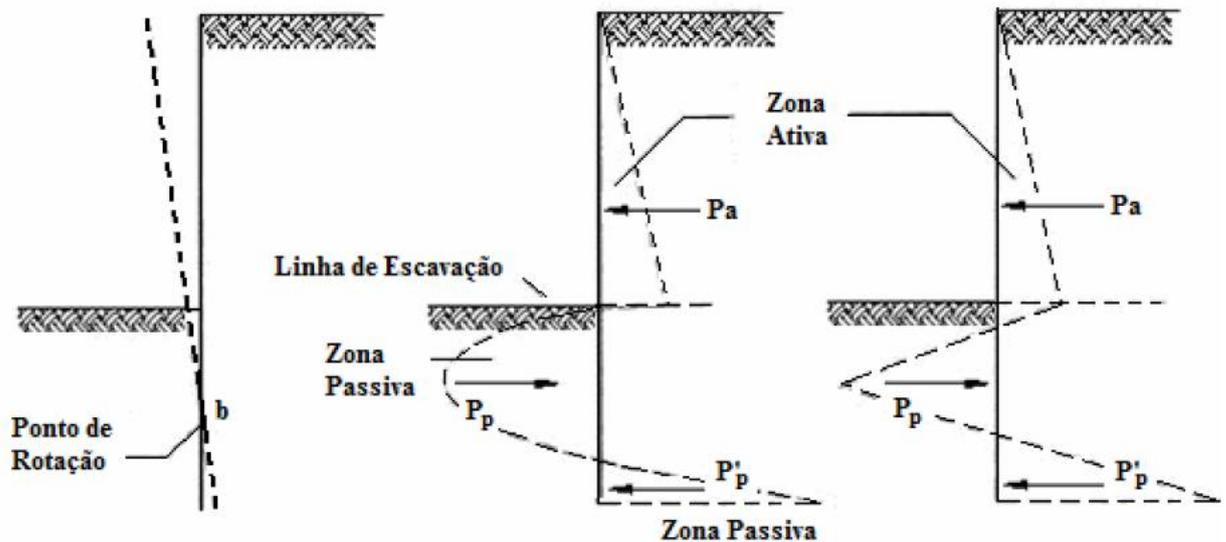


Figura 2.3: Rotação da cortina, diagrama de tensões reais e diagrama de tensões simplificadas, segundo o método de Blum. (Mota, 2008)

2.2.1.2. Método de Bowles (1968)

A metodologia de Bowles (1968) é baseada no tipo de solo a ser contido e segue dois princípios em relação às condições de contorno, o da extremidade livre e o da extremidade fixa. Assim como no método de Blum, os empuxos ativos e passivos são mobilizados, sendo o ativo, desde a ficha até o topo da cortina e o passivo desde a ficha até a base das estacas.

Conforme já apresentado, na abordagem da extremidade livre a estrutura é analisada como uma viga contínua, rígida, com extremidade superior em balanço e rotação na base. Já com a estrutura com extremidade fixa, considera-se uma rotação logo acima da base da escavação, com a mobilização do empuxo passivo abaixo do ponto de rotação. As tensões assumidas são diferentes para abordagens em solos coesivos e não-coesivos.

Assim como no Método de Blum, deve-se proceder ao equilíbrio da contenção sob ações de tensões ativas e passivas, visando o cálculo do comprimento da ficha. Assim, há uma equação de equilíbrio das forças horizontais e uma equação de equilíbrio dos momentos, de forma que, conhecendo-se a geometria da estrutura, o problema é estaticamente determinado.

Após satisfeitas as equações de equilíbrio e obtido o momento máximo, deve-se verificar a ruptura das estruturas componentes da cortina, além das verificações de estabilidade global e deslocamento da parede por outras metodologias.

2.2.1.3. Método de Padfield e Mair (1984)

Comumente utilizado no Reino Unido, é bastante semelhante ao método de Bowles (1968) com extremidade fixa. Considera-se um ponto de rotação O abaixo do fundo de escavação onde pode-se observar a inversão de empuxos passivos e ativos abaixo deste ponto (Figura 2.4).

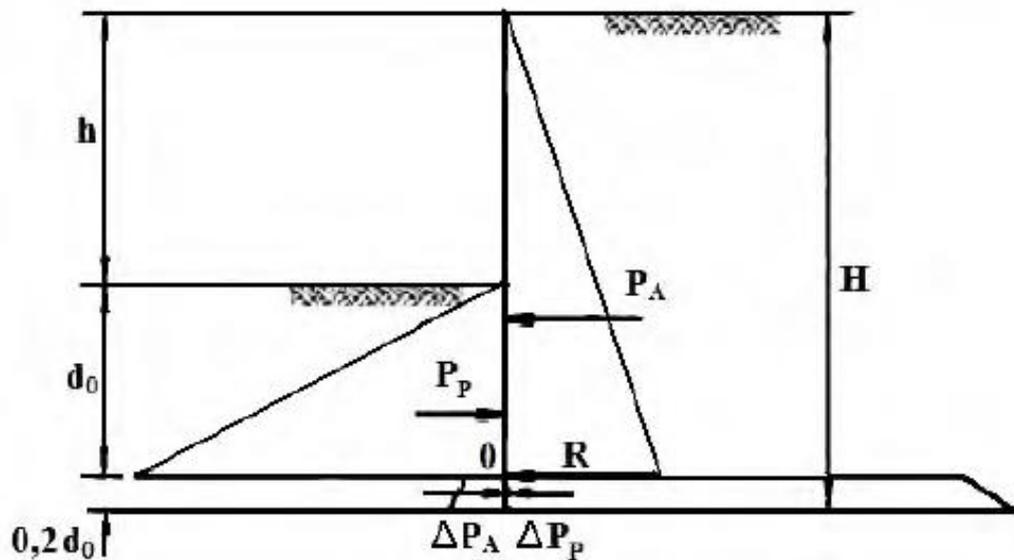


Figura 2.4: Diagrama de tensões consideradas no método de Padfield e Mair. (Mota, 2008)

O resultado do equilíbrio de momentos no ponto de rotação O (ver figura 2.4) é dado através da equação 2.1:

$$d_0 = \frac{h}{\sqrt[3]{K_p/K_a} - 1} \quad (2.1)$$

Em que h é a profundidade de escavação e K_a e K_p , são respectivamente o coeficiente de empuxo ativo e passivo do solo.

O comprimento da ficha é dado pela equação 2.2:

$$d = 1,2d_0 \quad (2.2)$$

O momento numa profundidade z qualquer abaixo da escavação ($z < d_0$) é dado pela equação 2.3:

$$M = \frac{[K_a(h+z)^3 - K_p(z^3)]\gamma}{6} \quad (2.3)$$

Em que γ é o peso específico do solo contido, h é a profundidade de escavação, z é a profundidade considerada e K_a e K_p , são, respectivamente, o coeficiente de empuxo ativo e passivo do solo.

É importante notar que essas equações são válidas apenas quando se dispõem de camadas homogêneas, apesar do método permitir a análise com várias camadas distintas, utilizando os parâmetros específicos de cada solo.

2.2.2. Métodos para contenções atirantadas

Segundo Das (2007), a magnitude do empuxo de terra em várias profundidades do corte é muito influenciada pela deformação dos tirantes quando passivos, portanto para entender a natureza de muitas dessas deformações, é necessário o adequado estudo da sequência executiva das contenções, fato este que deve ser acompanhado em campo por instrumentação da estrutura.

A deformação de uma parede escorada é diferente da condição de deformação de um muro de arrimo, pois, no primeiro caso, a rotação se dá em torno do topo do paramento. Por essa razão, nem a teoria de Coulomb nem a teoria de Rankine determinam a distribuição real do empuxo de terra (Das, 2007).

Em estruturas escavadas os tirantes são, usualmente, considerados como apoios para o paramento, diminuindo o efeito de deslocamentos nos pontos onde estão localizados. Para a determinação das reações provenientes desses apoios, Terzaghi e Peck (1967), propuseram um método empírico por meio de cunhas, que determina as reações através do empuxo ativo.

Terzaghi e Peck (1967) traçou diagramas empíricos de resultados referentes às pressões laterais sobre pranchas para o projeto de sistemas de escoramento. A Figura 2.5 apresenta esses diagramas para diversos tipos de solos. As cargas nos

elementos (escoras ou tirantes) podem ser determinadas supondo que os tirantes são apoios do primeiro gênero, cuja reação é a carga atuante nos tirantes em cada nível.

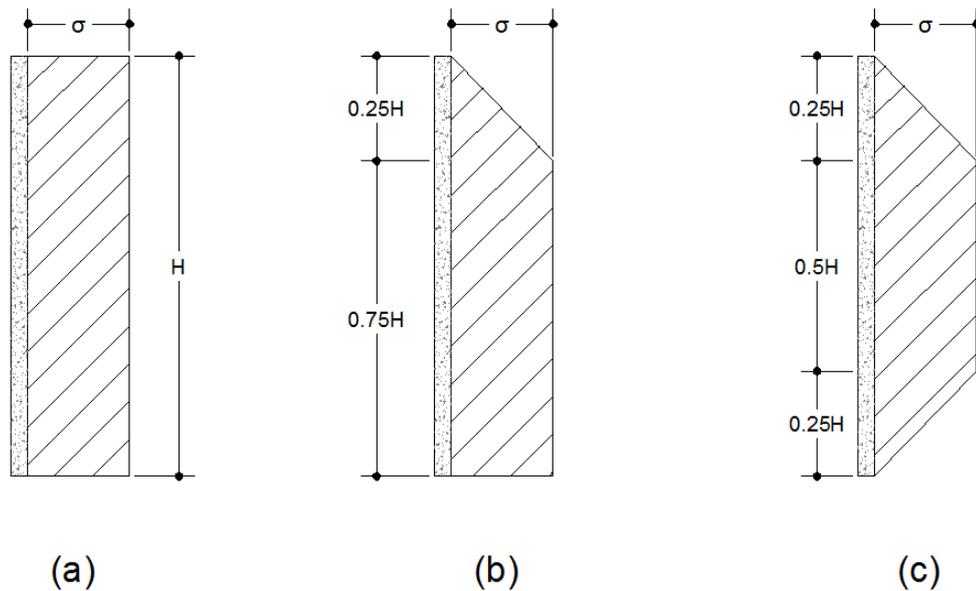


Figura 2.5: Envoltória de tensão por Peck em areia (a), Argila mole a média (b) e Argila rija (c). (DAS, 2007)

O valor de σ na Figura 2.5 varia com o tipo de solo, podendo assumir o valor da equação 2.4 para o caso de areia (Figura 2.5a):

$$\sigma = 0,65\gamma H t g^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.4)$$

Para o caso das argilas, quando $\gamma H / C_u > 4$, em que C_u é a resistência não drenada, usa-se a configuração de tensões da Figura 2.4b e σ assume o valor da equação 2.5:

$$\sigma = \gamma H \left(1 - \frac{4C_u}{\gamma H} \right) \quad (2.5)$$

Ainda para o caso das argilas, quando $\gamma H / C_u \leq 4$, usa-se a configuração de tensões da Figura 2.4c e σ assume o valor da equação 2.6:

$$\sigma = (0,2 \sim 0,4)\gamma H \quad (2.6)$$

2.3. Modelo Viga-Coluna

Considerando o elemento infinitesimal dz posicionado na profundidade z ilustrado na Figura 2.6, do equilíbrio de momentos deste elemento obtém-se a equação da linha elástica, conforme a Equação 2.7:

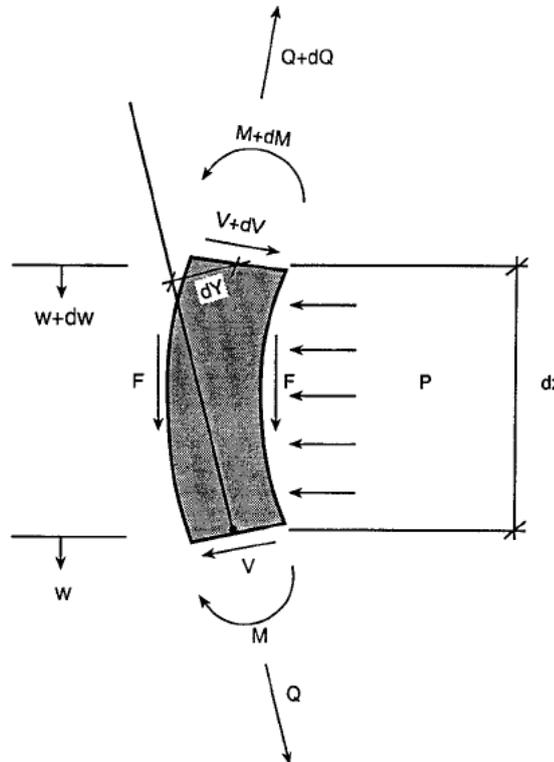


Figura 2.6: Elemento de viga.

(Briaud e Kim, 1998)

$$M(z) = EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (2.7)$$

Em que EI é a rigidez flexional dos elementos, $M(z)$ é a função de momento fletor neste elemento ao longo da profundidade z . Da figura 2.6, Q é a força normal, M é o momento fletor, V é o esforço cortante, F é a reação vertical do solo sobre o elemento, P é a reação horizontal do solo sobre o elemento, w é o deslocamento vertical e y é o deslocamento horizontal.

Fazendo-se o equilíbrio horizontal do elemento, junto com a lei constitutiva do elemento na flexão (Eq. 2.7) e a lei constitutiva para o solo ($P = P(y, z)$) tem-se uma

das equações fundamentais, apresentada por Matlock et. al.(1981) e Briaud e Kim (1998), expressa na Equação 2.8:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Q \frac{d^2 y}{dz^2} - P(y, z) = 0 \quad (2.8)$$

Em que E é o módulo de elasticidade da cortina, I é momento de inércia da seção transversal da cortina, y é o deslocamento horizontal do elemento na profundidade z , Q é a força axial ao longo da cortina, P é a reação do solo na parede, representada como uma carga distribuída.

O equilíbrio vertical do elemento, com a lei constitutiva da parede na compressão ($Q = AE \, dw/dz$) e a lei constitutiva do solo ($F = F(w, z)$) leva à segunda equação fundamental, apresentada na equação 2.9 (Matlock et. al., 1981) e (Briaud e Kim, 1998):

$$AE \frac{d^2 w}{dz^2} + F(w, z) = 0 \quad (2.9)$$

Em que A é a área da seção transversal, E é o módulo de elasticidade, w é o deslocamento vertical na profundidade z , $F(w, z)$ é a reação vertical do solo na parede, na profundidade z .

As soluções para estas equações podem ser obtidas pelo método das diferenças finitas (Briaud e Kim, 1998). Matlock *et al.* (1981) desenvolveram uma rotina que resolve as equações fundamentais (Eq. 2.8 e Eq. 2.9) cujo dado de entrada é a geometria da parede. Para efeito da modelagem bidimensional de um problema tridimensional, pode ser usada uma largura para parede igual ao espaçamento horizontal entre tirantes. Conforme figura 2.6, a reação horizontal P e a vertical F são dadas pelas equações 2.10 e 2.11, respectivamente:

$$P = pb \quad (2.10)$$

$$F = pb \tan \delta \quad (2.11)$$

Em que p é a tensão exercida pelo solo na parede, b é a largura da parede e δ é o ângulo de atrito entre o solo e a cortina.

Segundo metodologia apresentada por Briaud e Kim (1998) a análise do método da viga-coluna é feita com auxílio das curvas P-y, que são curvas bases para análise dos vários estágios de construção de uma cortina, que apresenta a trajetória dos deslocamentos de um ponto da cortina em função de uma reação P no referido ponto. Esta reação pode ser devida a aplicação de uma força de protensão de um tirante ou etapa de escavação, podendo ser combinados através do princípio da superposição dos efeitos. Exemplifica-se a utilização das curvas P-y em uma análise dos deslocamentos de um dado ponto de uma contenção (Figura 2.7):

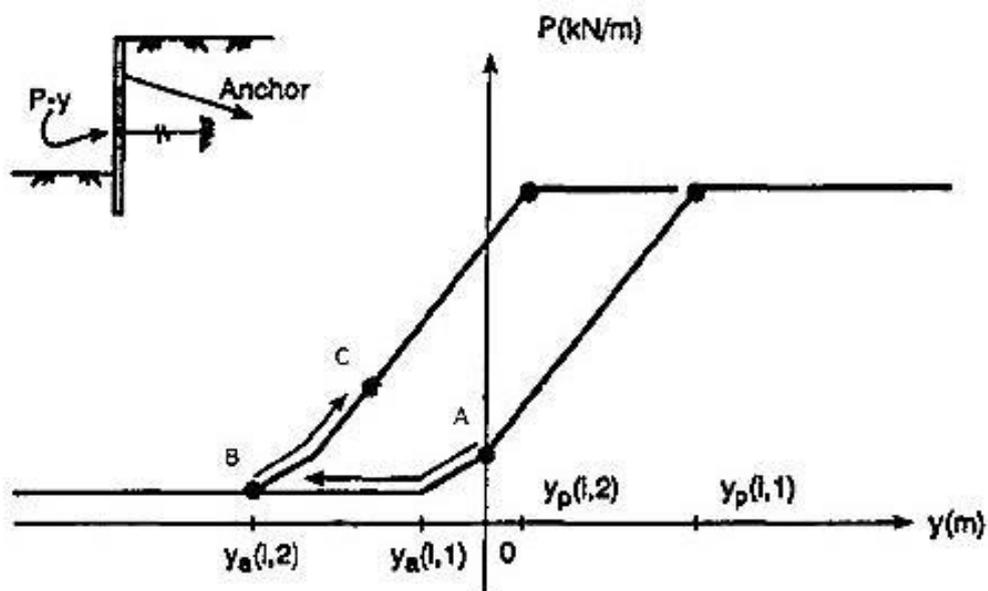


Figura 2.7: Exemplo de utilização de curvas P-y.

(Briaud e Kim, 1998)

Com relação à Figura 2.7, seja uma contenção cujos estágios de construção são escavação e aplicação da protensão em um tirante, respectivamente. O ponto A representa a situação inicial no maciço na posição considerada, antes de acontecer a escavação. A trajetória de A para B, apresentada pela seta entre estes pontos, representa a mobilização dos deslocamentos em função do empuxo do solo, neste caso apresentado pela reação P no eixo das ordenadas. Nota-se que há a mobilização de um empuxo ativo, cujas tensões diminuem com o deslocamento y do ponto considerado durante a trajetória de A para B. O ponto B representa o final da fase de escavação e o início da fase de aplicação de carga no tirante. A trajetória

desta fase ocorre de B até C, em que a abscissa do ponto C representa o deslocamento final do ponto considerado devido à fase de escavação e à fase de protensão do tirante. A ordenada representa a reação do solo sobre o referido ponto. Com esses dados é possível fazer o equilíbrio dos elementos pelas equações fundamentais e obter os esforços na cortina.

Esta análise é feita em vários pontos ao longo da cortina de modo a se obterem os valores de deslocamento ao longo da profundidade, obtendo a configuração deformada após cada estágio de carregamento.

As curvas P-y para os estágios de escavação são elaboradas pela reação do solo no paramento e para a ação de protensão dos tirantes são dadas através da equação de capacidade de carga de um tirante, que considera fatores da elasticidade (Briaud et. al,1999), conforme equação 2.12:

$$P_h = \frac{AE}{L_u + 1/2L_b} y_h \quad (2.12)$$

Em que P_h é a carga horizontal no tirante, AE é a rigidez axial do tirante, L_u é o comprimento do trecho livre do tirante e L_b é o comprimento do trecho ancorado. Segundo Briaud e Kim (1998) o trecho ancorado é considerado na metade do seu comprimento, pois o ponto de aplicação da reação se dá no meio do trecho ancorado.

2.4. Método dos elementos finitos aplicado à modelagem de solos

O método de elementos finitos é uma ferramenta numérica de resolução de problemas em meio contínuo, através da aproximação do sistema físico original em um modelo matemático expresso por equações matemáticas. Sabendo-se que o meio contínuo é muito complexo para ser analisado de forma exata, portanto são adotadas hipóteses simplificadoras para criar o modelo matemático aproximado.

Este método, inicialmente formulado por Argyris e Kelsey (1960), surgiu como uma evolução da análise matricial de estruturas com uma formulação inicial voltada para a engenharia aeronáutica, como por exemplo, para análise de distribuições de tensões em chapas de asas de aviões. Atualmente é a ferramenta com maior aplicabilidade em problemas de engenharia em geral, abrangendo desde análises de

transferência de calor até escoamento de fluidos e eletromagnetismo. Na engenharia geotécnica, este método é usado em diversas situações, como por exemplo, a simulação da interferência das etapas de construção de uma edificação em um maciço de solo, consideração da interação solo-estrutura, comportamentos de túneis, fluxo de água em um maciço de solo e diversos outros estudos que abrangem os problemas da mecânica dos solos.

Com a finalidade de substituir a resolução analítica das equações em derivadas parciais dos modelos matemáticos bi e tridimensionais pela resolução de sistemas de equações algébricas, foram desenvolvidos os métodos discretos, numéricos ou aproximados. Esses métodos introduzem aproximações adicionais aos modelos matemáticos, formando os correspondentes modelos discretos, nos quais se busca a determinação de incógnitas em um número finito de pontos. (SORIANO, 2003)

Segundo Donzé (2008), materiais como o solo, as rochas e o concreto tem natureza descontínua e heterogênea muito difícil de serem aplicados nas metodologias mais clássicas, principalmente no estudo de comportamentos da interação solo-estrutura.

Na Figura 2.8, Lade (2005) demonstra o comportamento contínuo de um problema envolvendo o carregamento de uma fundação, em que, para diferentes posições do elemento de solo, apresenta diferentes comportamentos na relação tensão cisalhante x deformação.

Uma alternativa para estas abordagens contínuas está na utilização das ferramentas baseadas na discretização que representa o comportamento dos materiais envolvidos por um conjunto de elementos independentes interagindo uns com os outros pelo seu domínio de contorno, ou seja, o método de elementos finitos, que segundo Donzé (2008) é particularmente adequado para o estudo de materiais granulares:

[...] Embora muitos geomateriais, como rochas, não parecem com materiais granulares que podem ser discretizados, os modelos discretos no entanto, são muitas vezes aplicados para investigar o seu comportamento mecânico, supondo que o material pode ser aproximado por um conjunto de elementos discretos unidos por diferentes modelos, assim, o comportamento mecânico global pode ser avaliado

através das contribuições coletivas destes elementos discretos sob processos de carga ou descarga, deslocamento, deslizamento, rotação [...] (DONZÉ, 2008)

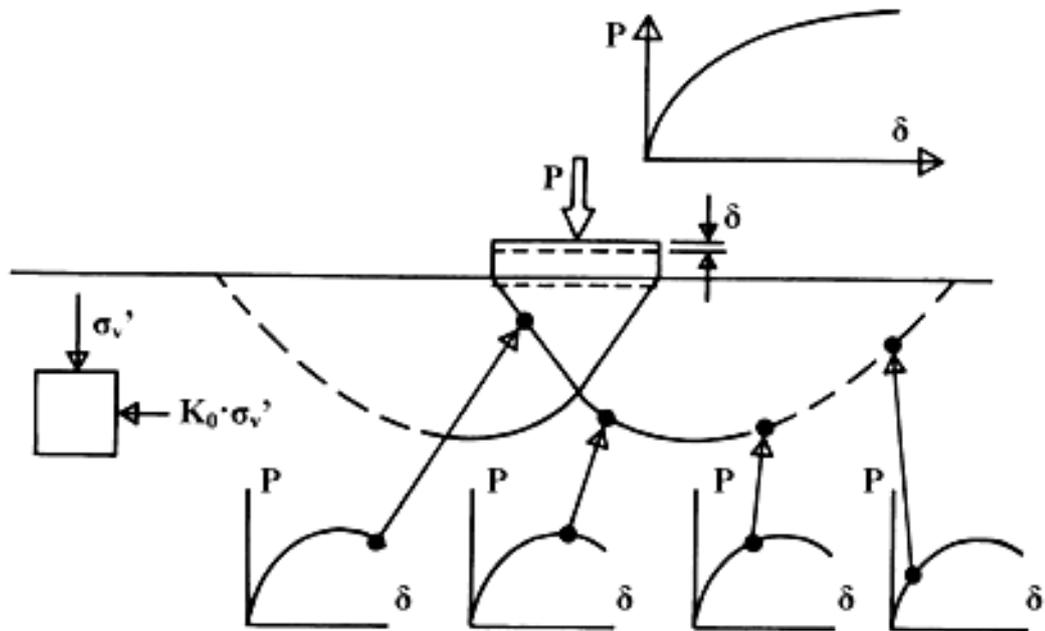


Figura 2.8: Diferença de comportamento de vários pontos em um meio contínuo. (Lade, 2005)

Sobre isso, Jing e Stephansson (2008), mostram que a resposta da ferramenta de elementos finitos pode ser usada para estudar fenômenos de arqueamento, sobrepensões hidrostáticas, fluxo de materiais deformáveis e rígidos e avaliados também efeitos de superfícies para materiais de superfície lisa ou rugosa.

Para entender a formulação do método de elementos finitos, Martha (2003), baseado nos estudos de Gomes e Velho (1998), apresenta que o processo que leva à obtenção dos esforços e deslocamento de um caso real é dividido em quatro níveis de abstração, sendo eles cronologicamente, a estrutura real, a idealização teórica, o modelo discreto e o modelo computacional.

Segundo Soriano (2003), a formulação do método de elementos finitos inicia-se através da determinação de um modelo teórico (ou idealização teórica) com hipóteses simplificadoras e formação do modelo discreto, formulação de equações que regem o comportamento do sistema (modelos constitutivos), determinação das

parâmetros do sistema e, por fim, a determinação, em todo o domínio, dos deslocamentos e tensões que atuam em todos os elementos.

A idealização teórica é a representação do conjunto de hipóteses de comportamento da estrutura real matematicamente contínua. Com o objetivo de se obterem respostas sobre este comportamento, estas hipóteses são traduzidas sob as leis que regem o comportamento de todos os elementos envolvidos através da divisão do meio contínuo em elementos que vão tornar o problema determinado. Este nível de abstração é chamado de modelo discreto, estas leis, são as equações constitutivas, que vão ser traduzidas em modelagem de solos pelos modelos constitutivos. Daí a expressão discretização, que, segundo Martha (2003) é a passagem da idealização teórica para a sua tradução em uma metodologia matematicamente determinada, ou seja modelo discreto. Por fim, o nível de abstração do modelo computacional é a representação do código computacional geral que tem como arquivo de saída os esforços e deslocamento de cada elemento definido no modelo discreto, inicialmente requeridos na modelagem.

Após a formação do modelo discreto, para cada tipo de elemento, deve-se estabelecer as equações que regem seus comportamentos, a partir de funções de interpolação, vetores de deformações, vetor de forças nodais equivalentes e matriz de rigidez. Para modelagem de elementos de uma camada de solo, as equações que regem o sistema são os modelos constitutivos.

O solo pode ter diferentes comportamentos a depender das solicitações externas. Segundo Desai (2012), as solicitações externas podem ser estáticas, cíclicas e repetitivas dinâmicas, podendo a resposta do material ser elástica, plástica, com deformações por fluência, fadiga e instabilidades microestrutural, como por exemplo, liquefação. Sobre isso, Desai (2012) apresenta diversos modelos constitutivos que vão determinar o comportamento de cada elemento finito do modelo.

2.5. Modelos constitutivos para solos e seu uso em problemas de estruturas de contenção

Segundo Lade (2005), com o desenvolvimento da ferramenta de elementos finitos, tornou-se viável a análise e o estudo de problemas mais complexos de

interação solo-estrutura. Tais análises dependem consideravelmente da representação das relações entre tensões e deformações para os vários materiais envolvidos na estrutura geotécnica. Os cálculos numéricos dessas relações são representados por um modelo constitutivo, que consiste em expressões matemáticas que modelam o comportamento do solo em um único elemento.

Sabe-se que os geomateriais são, na maioria das vezes, o elo mais fraco de problemas geotécnicos comuns. Eles determinam as deformações e a possibilidade de ruptura da estrutura, e, conseqüentemente, é importante caracterizar esses materiais com precisão ao longo de toda a faixa de tensões a que eles se tornem expostos. Outros materiais de construção tais como concreto e aço permanecem rígidos em comparação com os solos, e para sua caracterização na modelagem é suficiente considerá-los como elástico ou como elástico-plástico perfeito. Assim, o propósito de um modelo constitutivo é simular o comportamento do solo com precisão suficiente em todas as condições de carga nos cálculos numéricos. (Lade, 2005)

Para estabelecer o modelo discreto de uma estrutura de contenção, é necessário escolher um modelo constitutivo que represente adequadamente o comportamento do solo e que possa equacionar os parâmetros como módulo de elasticidade, tensões no maciço e na estrutura, e os deslocamentos. Para isso, existem várias alternativas de modelos, desde o modelo elástico até modelos mais complexos considerando a fluência e percolação (Prevost e Popescu, 1996).

À medida que o modelo se torna mais complexo, este tende a traduzir melhor as propriedades do solo, porém a necessidade de parâmetros e equações para simular o comportamento do solo é maior, necessitando de uma grande quantidade de ensaio para a caracterização do solo em situação real (Yamamuro e Kaliakim, 2005).

Os modelos mais utilizados são o elástico perfeitamente plástico, que se baseia no critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o de endurecimento (Hardening Soil). O modelo Hardening Soil é uma extensão do modelo baseado no critério de Mohr-Coulomb, e considera o comportamento do solo sobre vários estágios de tensões, simulando assim o efeito do adensamento no solo através da consideração de um módulo de elasticidade diferente para cada estágio de confinamento. Estes

modelos são muito utilizados em estruturas de contenções (Fernandes et. al., 2003; Muntohar e Liao, 2013; Raposo 2007).

A vantagem do modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb) é a aproximação do modelo discreto à realidade usando parâmetros de simples determinação.

O modelo *Hardening Soil*, que consiste também de um aprimoramento do modelo hiperbólico proposto por Duncan et. al. (1980), apresenta equações mais completas no que se diz respeito a situações de aplicações de carga e descarga, imposto pelas sucessivas fases de escavação e aplicação da protensão dos tirantes. Assim, conforme Brinkgreve et. al. (2004), as leis constitutivas do modelo *Hardening Soil*, supera o modelo elástico perfeitamente plástico nos aspectos de utilizar a teoria elasto-plástica, em vez da elasticidade, incluir a dilatância do solo, introduzir a plastificação por compressão e utilizar três módulos de deformabilidade para simular o comportamento do solo.

Os módulos de deformabilidades são obtidos em diferentes situações e usados sob diferentes condições. Assim, pode-se estimar o módulo de deformabilidade para 50% da tensão máxima (E_{50}), o módulo de deformabilidade no carregamento e descarregamento (E_{ur}) e o módulo de deformabilidade de referência oedométrica (E_{oed}), respectivamente, pelas equações 2.13, 2.14 e 2.15.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma_3' \text{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + \rho^{ref} \text{sen} \phi'} \right)^m \quad (2.13)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma_3' \text{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + \rho^{ref} \text{sen} \phi'} \right)^m \quad (2.14)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma_1' \text{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + \rho^{ref} \text{sen} \phi'} \right)^m \quad (2.15)$$

Em que, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, σ_1 e σ_3 são as tensões principais, ρ^{ref} é a tensão confinante de referência do ensaio realizado, E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência para 50% da tensão máxima, E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência para o carregamento e descarregamento, E_{oed}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência oedométrico e m é o potencial de sensibilidade da tensão no módulo de deformabilidade.

O parâmetro E_{50}^{ref} pode ser obtido em ensaios triaxiais. Os demais parâmetros de deformabilidade (E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref}) podem ser obtidos a partir do E_{50}^{ref} . Os parâmetros restantes podem ser obtidos por ensaios triaxiais.

Devido à complexidade do comportamento do solo, a importância da escolha do modelo constitutivo é primordial para se ter uma boa qualidade dos resultados apresentados em elementos finitos, mas nem sempre o comportamento do solo em questão é adequado ao modelo-padrão dos softwares comerciais e muitas vezes se faz necessário a implementação de um modelo que tenha equações constitutivas adequadas ao comportamento do solo. Na literatura existem muitos trabalhos que tratam da validação e da implementação de modelos a um dado solo, entre eles Kolymbas (2003), que apresenta modelos formulados como o Hipoplástico, formulado por Von Wolffersdorff (1996) e os aprimoramentos em modelos elastoplásticos feitos por Liu e Carter (2002) e Dafalias e Manzari (2004). Esses últimos autores implementaram uma expansão do modelo elastoplásticos em areia. Pardo e Saéz (2014) fizeram análises comparativas aplicadas aos efeitos de arqueamento em solos para o modelo baseado no critério de ruptura de Mohr Coulomb e o modelo Hujeux, formulado por Foucaut (2009).

A Tabela 2.1 mostra modelos constitutivos e parâmetros utilizados em alguns dos trabalhos publicados que utilizaram a modelagem numérica.

Em que K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso, ψ é o ângulo de dilatância, E é o módulo de elasticidade, ν é o coeficiente de Poisson e R_{int} é a resistência de interface entre o solo e o paramento m é o potencial de sensibilidade da tensão no módulo de deformabilidade.

Tabela 2.1: Tabela comparativa entre os parâmetros do maciço e seus modelos constitutivos utilizados

Estudo	Tipo do solo	Modelo constitutivo	Peso Específico	Ângulo de atrito	Coesão	Outros parâmetros
Briaud e Lim(1999)	Areia	Hardening Soil	18,5kN/m ³	32°	0	$K_0 = 0,65$
Raposo (2007)	Solo saprolítico	Hardening Soil	Seco: 19,5kN/m ³ Sat.: 21,5kN/m ³	35°	5kPa	$\psi = 10^\circ$
Josefino et. al. (2009)	Argila	Mohr Coulomb	20kN/m ³	-	-	$C_a = 40kPa$ $C_u = 80kPa$ $E = 48MPa$ $\nu = 0,49$
	Areia	Mohr Coulomb	20kN/m ³	30°	0	$E = 50000 \left(\frac{\sigma'_v}{\rho_a} \right)^{0,5}$ $\nu = 0,34$
Bilgin e Erten (2009)	Areia Compacta	Hardening Soil	Seco: 18kN/m ³ Sat.: 20kN/m ³	42°	0,3kPa	$E = 75MPa$ $R_{int} = 0,63$ $\psi = 12^\circ$
	Areia medianamente compacta	Hardening Soil	Seco: 17kN/m ³ Sat.: 18kN/m ³	36°	0,3kPa	$E = 35MPa$ $R_{int} = 0,65$ $\psi = 6^\circ$
	Areia fofa	Hardening Soil	Seco: 16kN/m ³ Sat.: 18kN/m ³	30°	0,3kPa	$E = 15MPa$ $R_{int} = 0,67$ $\psi = 0^\circ$
Josifovski et. al. (2013)	Aterro (especifico do caso estudado)	Mohr Coulomb	17kN/m ³	18°	5 kPa	$\nu = 0,3$
	Argila siltosa		19,3kN/m ³	18°	30 kPa	$\nu = 0,3$
	Silte argiloso		19,1kN/m ³	20° a 21°	10 a 15 kPa	$\nu = 0,31$ a $0,32$
	Pedregulho arenoso		19kN/m ³	18°	25 kPa	$\nu = 0,34$
	Argila		19,6 a 20kN/m ³	24° a 25°	5 a 45 kPa	$\nu = 0,28$ a $0,30$

2.6. Tensões horizontais em contenções e o efeito de arqueamento

Sabe-se que os modelos constitutivos simulam o comportamento tensão-deformação do solo (Lade, 2005), porém as tensões que atuam no maciço, principalmente em modelagens tridimensionais, são influenciadas pelos deslocamentos, não só da cortina, mas também do solo. As extremidades de uma contenção são rígidas, ou seja, o maciço sofre deslocamentos maiores nos trechos mais distantes das extremidades, caracterizando, nestas seções o efeito de arqueamento, que, conforme Goel e Patra (2008) o arqueamento é um processo de redistribuição de tensões onde estas são transferidas para uma região do solo onde se constata uma diminuição da sua magnitude.

Sadrekarimi (2013) analisou uma contenção de estacas espaçadas assente em areia, demonstrando em análises tridimensionais por elementos finitos que, em situações reais, as tensões horizontais que agem em uma contenção não têm distribuição linear com a profundidade, devido, ao efeito de arqueamento que resulta do atrito de interface entre a superfície da estrutura e o solo. A Figura 2.9 mostra uma comparação do diagrama de tensões horizontais previsto por Coulomb e os casos estudados em análises paramétricas por elementos finitos. Foram considerados deslocamentos horizontais (Δ) diferidos no topo da estrutura de 0,0001H a 0,0004H (sendo H a altura da contenção). Observa-se que o atrito de interface estrutura-solo, caracterizada pelo ângulo de atrito δ_{sb} traz grandes mudanças na configuração das tensões ao longo da profundidade, provocando o arqueamento. Quanto maior o deslocamento horizontal da estrutura, maior é o efeito de arqueamento, caracterizado por maior variação de tensão horizontal na base da contenção.

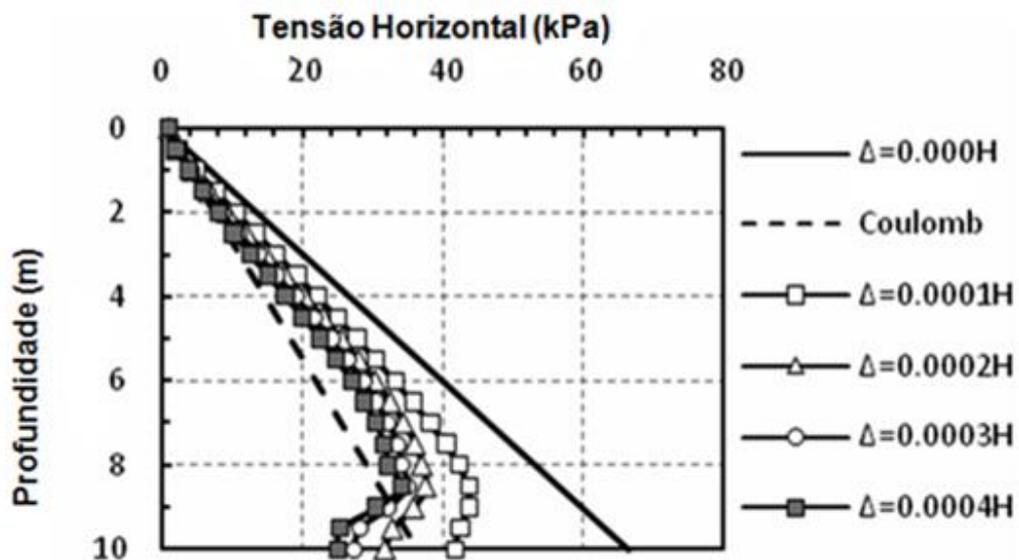


Figura 2.9: Diagrama de tensões horizontais sob efeito de arqueamento. (Sadrekarimi, 2013)

A Figura 2.10, apresenta o mesmo efeito estudado, porém em termos de ângulo de atrito de interface do material da contenção e do solo, apresentando uma faixa entre 5° e 32° a uma mesma coesão nula.

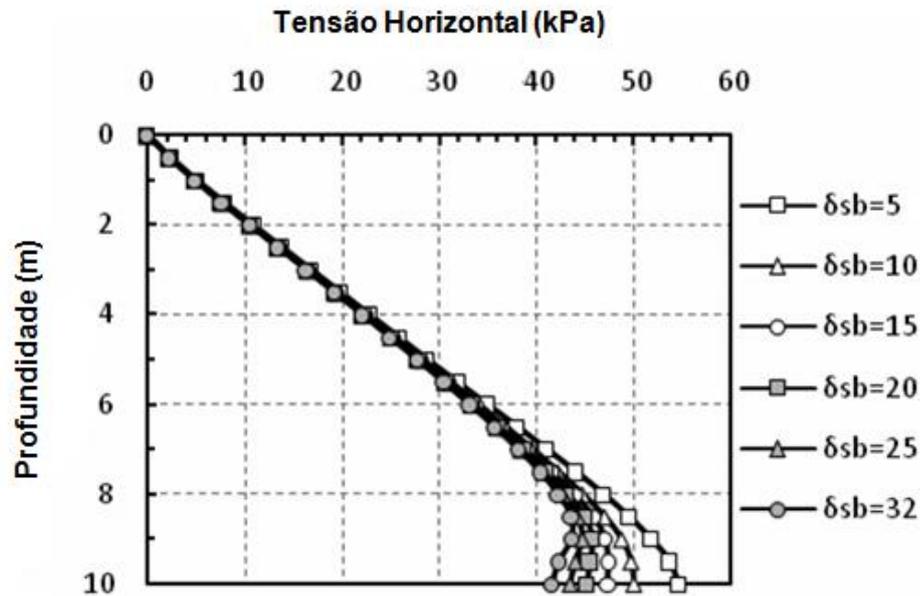


Figura 2.10: Diagrama de tensões horizontais sob efeito de interface. (Sadrekarimi, 2013)

Sobre essa perspectiva, Wörden e Achmus (2013), através de modelagens tridimensionais, investigaram o empuxo ativo em solos arenosos que ocorrem em contenções através da validação do modelo numérico por comparações com resultados de outros modelos testes.

Sabendo que os empuxos são mobilizados por deformações, os empuxos ativos em estudos tridimensionais são de menores módulos que os considerados em estudos bidimensionais, pois o efeito de arqueamento por trás da estrutura leva a um alívio de tensões horizontais que são transferidas do centro para as localidades mais rígidas (próximas das extremidades), assim leva os resultados a menores carregamento e menores esforços internos nos elementos da contenção.

Inicialmente, Wörden e Achmus (2013), definiram o fator λ , como a razão entre o empuxo ativo obtido pela análise tridimensional (E_a^{3d}) e o empuxo ativo pela análise bidimensional (E_a^{2d}), conforme equação 2.16:

$$\lambda = \frac{E_a^{3d}}{E_a^{2d}} \quad (2.16)$$

Assim, a relação entre empuxo ativo tridimensional e bidimensional depende apenas do fator de redução λ , dado pela equação 2.17:

$$\lambda = 1 - \frac{2}{\pi} \left[\left(1 + \frac{1}{A^2}\right) \operatorname{atan} g A \right] - \frac{a}{A} \quad (2.17)$$

Em que a é um dos parâmetros hipoplásticos (considerado igual a 0,21) e o parâmetro A é dado pela equação 2.18:

$$A = \frac{\phi h}{2b} \quad (2.18)$$

Ainda segundo Wörden e Achmus (2013), o fator de redução λ pode ser determinado mais facilmente em função da relação de aspecto (n), assim como mostrado nas equações 2.19 e 2.20:

$$\text{Para } n = \frac{h}{b} \quad (2.19)$$

$$\lambda \approx 1 - 0,88(1 - 0,7^n) \quad (2.20)$$

Para as equações 2.18 a 2.20, ϕ é o ângulo de atrito do solo, h é a profundidade de escavação e b a largura da seção considerada. Nestes estudos, a tensão horizontal ativa pode ser obtida pela equação 2.21:

$$\sigma_h(z) = K_h(z)\sigma_z(z) \quad (2.21)$$

Nota-se que o coeficiente de empuxo K_h é função da profundidade e tem as seguintes equações 2.22 e 2.23:

$$K_h(z) = \frac{\cot\theta_a}{\tan\delta_a + \cot(\theta_a - \phi')} \left(1 + \kappa - \kappa \frac{z}{h}\right) \quad (2.22)$$

$$\text{Para } \delta_a = \frac{2}{3}\phi' \quad (2.23)$$

Em que, κ é o fator de arqueamento, para $\kappa = 0$ o empuxo K_h assume o valor conforme estudos bidimensionais, para $\kappa > 0$ a distribuição de tensões aumenta nas profundidades mais próximas do topo do paramento, ou seja, quando z for pequeno.

2.7. Aspectos sobre a modelagem numérica de estruturas de contenções

Toda modelagem começa com a definição das distâncias limites do modelo, ou seja, a definição do domínio do problema. Sabe-se que não é preciso modelar uma faixa de domínio abrangendo uma distância muito grande, pois, a depender do modelo, a influência dos elementos a uma distância muito grande é pequena e pode ser considerada desprezível. Por outro lado, a definição de limites pequenos influencia muito nos resultados, pois as condições de contorno no modelo têm influência nas tensões e deformações no solo. Assim, em estudos de Briaud e Lim (1996, 1999), os efeitos em um modelo elástico linear foram avaliados e resultaram em alguns comprimentos do domínio do problema adequados para o modelo (Figura 2.11). A profundidade do modelo D_b tem uma grande influência na deformação da superfície do solo no topo da escavação, mas, comparativamente, tem pouca influência nos efeitos laterais no paramento. Briaud e Lim (1996) sugerem uma profundidade D_b mínima igual a $1,2H$, em que H é a profundidade de escavação. Horizontalmente, conforme apresentado na Figura 2.11, o comprimento lateral mínimo do lado da escavação (W_e) pode ser adotado $3D_b$ e o comprimento limite da parcela do solo contido (B_e) pode ser adotado como $3(H + D_b)$. Estas distâncias têm uma influência significativa nas deformações horizontais devido às etapas de escavação do solo, confirmando estudos feitos por Dunlop e Duncan (1970).

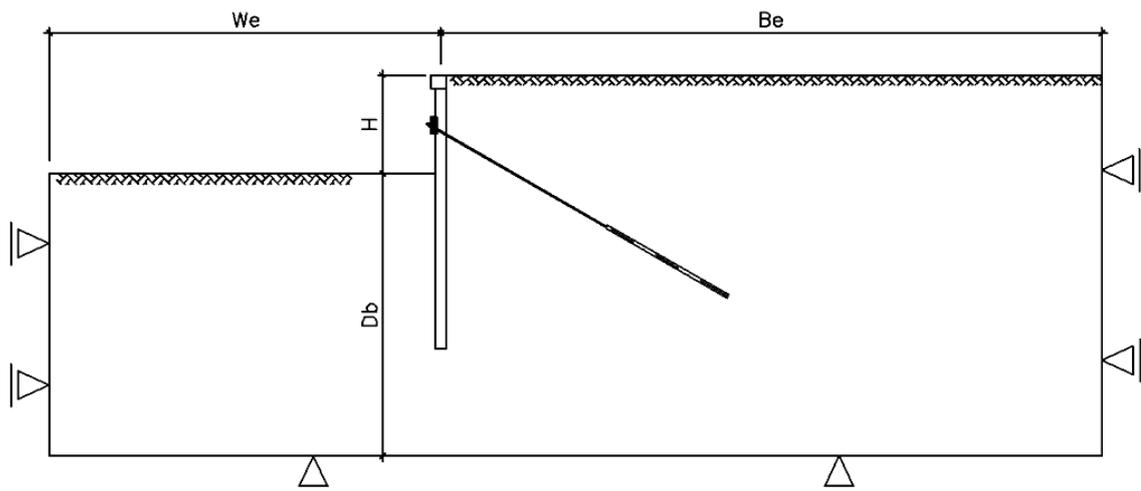


Figura 2.11: Limites do modelo (Adaptado).

(Briaud e Lim, 1999)

Definidos os limites do modelo, parte-se para a modelagem dos elementos da própria contenção, ou seja, os tirantes e o paramento. Briaud e Lim (1999) afirmaram que a modelagem tridimensional da estrutura real necessitaria de uma malha de elementos muito refinada, que levaria muito tempo de processamento para as várias análises necessárias para se realizar um estudo. Para melhor calibração dos parâmetros envolvidos, uma seção equivalente pode ser usada. Na Figura 2.12, apresenta-se o exemplo contendo uma estaca vertical no centro da seção, com uma linha de tirantes ligados à estaca e penetrando no solo. A seção contém um elemento de placa ligado a estaca para simular a contenção. A malha de elementos finitos possui uma largura igual ao espaçamento entre estacas. Este modelo de seção transversal equivalente foi feito para simular o comportamento tridimensional de uma cortina de seção transversal constante, logo não simula os efeitos de arqueamento das bordas entre as estacas que ocorre em uma escavação na seção da cortina.

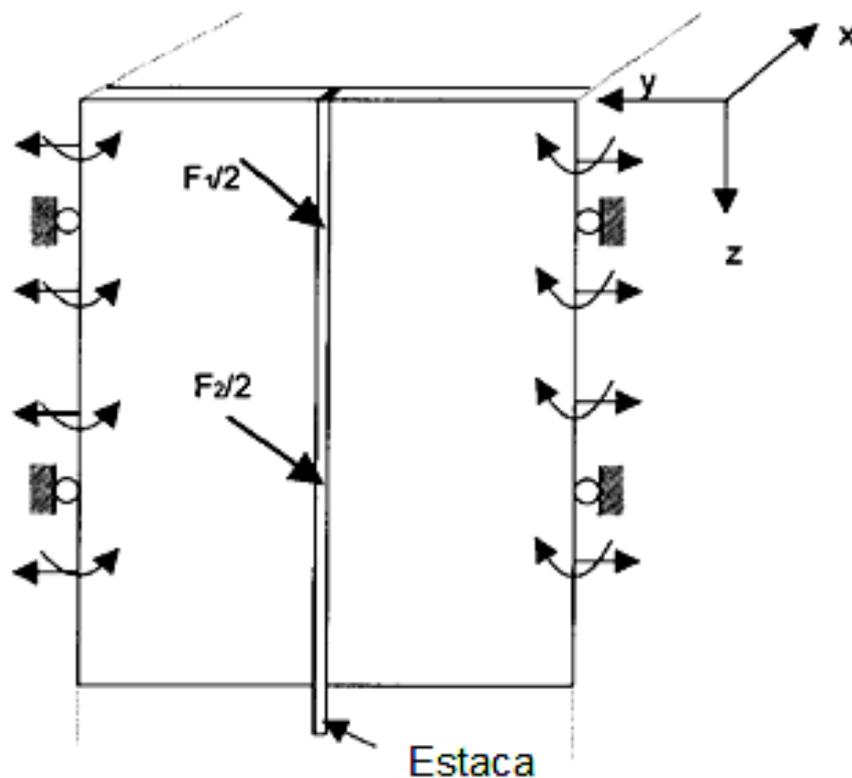


Figura 2.12: Seção Equivalente usado por Briaud e Lim (1999)

Josefino et. al. (2009) avaliaram a resposta de uma série de métodos para a modelagem de ancoragens. Neste estudo, vários parâmetros foram variados, como por exemplo, a rigidez do bulbo, a magnitude das forças, entre outros. Os métodos são apresentados na Figura 2.13 e a seguir será feita uma breve discussão sobre cada método.

Os modelos F e FA (Figura 2.13a e 2.13b) constituem referências para os restantes e não correspondem a procedimentos de modelagem normalmente utilizados, pois não há uma avaliação precisa dos deslocamentos que ocorrem no maciço em relação ao elemento do tirante. No modelo F, a ancoragem é modelada apenas por uma força aplicada na cortina, cujo ponto de aplicação corresponde à cabeça, com módulo igual à protensão inicial, que, conseqüentemente, se manterá constante ao longo da modelagem das etapas de execução. No modelo FA, aplica-se no bulbo um apoio fixo, o que implica não considerar os movimentos induzidos pela escavação no trecho ancorado. A ancoragem é modelada como um elemento de barra e um apoio fixo.

O modelo FN (Figura 2.13c), proposto inicialmente por Guerra (1993), muito semelhante ao modelo FA, trata o trecho ancorado como apenas um nó N vinculado à malha do maciço do solo. Assim, a barra apenas irá suportar variações de força na ancoragem e o maciço irá receber essas cargas apenas pelo nó N. Há uma variação deste modelo, representado no trabalho de Josefino et. al. (2009) pelo modelo F2N (Figura 2.13d), apenas com a aplicação no nó N de uma carga com sentido oposto ao da força de protensão inicial.

Os modelos FS e F2S (Figura 2.13e e 2.13f), são largamente utilizado na literatura (Clough e Tsui, 1974; Mineiro et. al, 1981; Raposo, 2007; Gurgel, 2012 e Josifovski et. al, 2013). O trecho ancorado é modelado por elementos unidimensionais sem rigidez flexional (apenas com rigidez axial) unindo os nós no maciço. No modelo F2S há a aplicação de uma força no sentido contrário à protensão aplicada na cabeça. Estes modelos também são utilizados no software Plaxis para a simulação dos tirantes.

O modelo FNA (Figura 2.13g), de Fernandes (1983), consiste de três etapas. Na primeira, aplica-se uma carga equivalente à protensão inicial, conforme feito no

modelo F. Posteriormente, é ativado o elemento de barra unidimensional que representa o trecho livre, cujo comportamento obedece à curva tensão-deformação obtida em ensaios realizados nos tirantes. Nas etapas posteriores, aplica-se o deslocamento no apoio A correspondente a um ponto no maciço, ou seja, o mesmo deslocamento de um nó N no maciço que estava junto ao ponto A inicialmente. Assim, neste modelo, leva-se em consideração os deslocamentos do trecho ancorado em relação ao maciço.

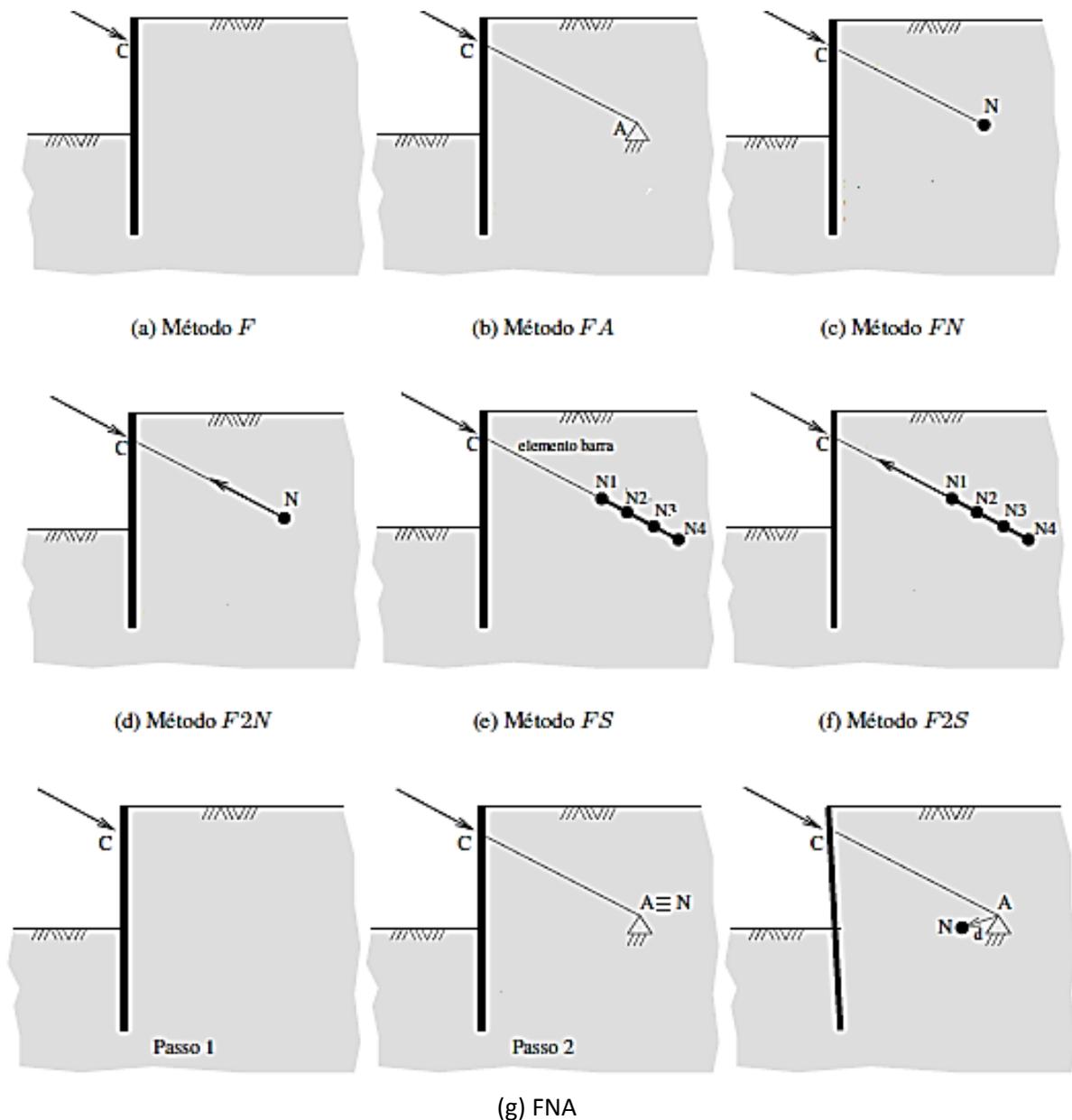


Figura 2.13: Métodos para modelagem de ancoragens.

(Josefino et. al, 2009)

Ainda, pode-se modelar, em software de elementos finitos mais complexos, o contato bulbo-macijo por elementos de ligação, porém, a flexibilidade destes elementos, em algumas situações, faz surgir superfícies de ruptura no solo que não existem de fato (Josefino et. al., 2009).

Sobre os aspectos de modelagem dos tirantes, Desai (2012) apresentou uma forma mais eficiente de modelagem da propagação da carga nos tirantes ao longo das etapas, semelhante a alguns dos modelos propostos por Josefino et. al. (2009). A carga de protensão nos tirantes faz um par de ação e reação com as placas de apoio que a transferem para os elementos da cortina, de modo que a modelagem deve ser feita de acordo com a sequência correta que ocorre para um caso real. Na Figura 2.14, destaca-se a forma correta de se modelar e a forma comumente vista em alguns modelos, cuja resposta não é suficientemente eficiente.

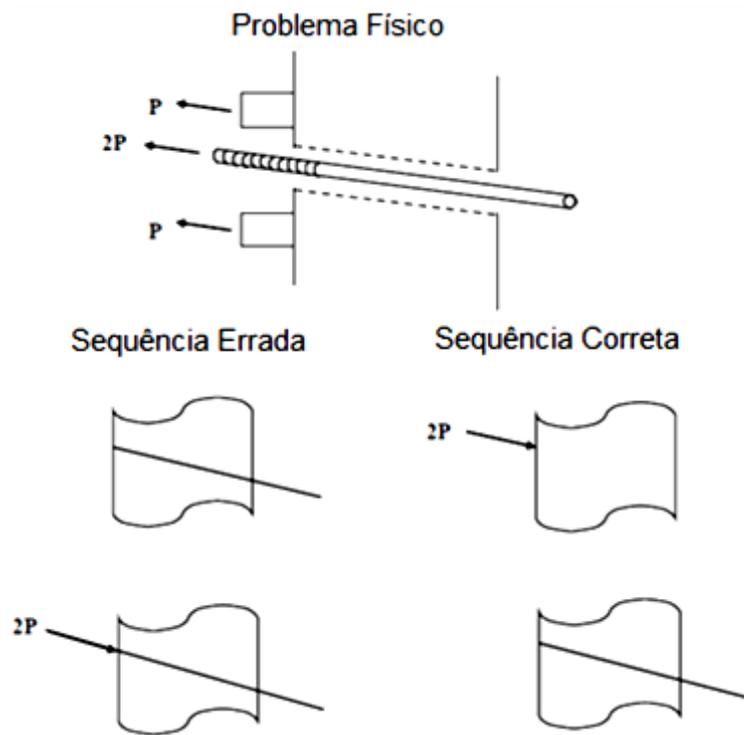


Figura 2.14: Modelagem da propagação das cargas ao longo das etapas de execução.
(Desai, 2012)

Raposo (2007) estudou um método de pré-dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas, utilizando o modelo constitutivo Hardening Soil, com a utilização de vários métodos diferentes de ancoragem. O autor concluiu que a influência da precisão dos resultados finais é garantida desde a escolha dos

elementos finitos que compõem o modelo. Por exemplo, a utilização de elementos com deformação axial que simulem o trecho ancorado, conforme Figura 2.15, é importante, pois, além de mensurar as cargas nos bulbos e levar em consideração a deformação dos mesmos, as considerações da interação do solo com estes elementos e suas posições dentro do maciço apresentam grande importância para o desempenho final da estrutura, diferentemente de se utilizar apoios elásticos, conforme mostrado na Figura 2.16. A utilização das duas formas apresentadas por Raposo (2007) podem ser observadas no trabalho de Josifovski et. al. (2013).

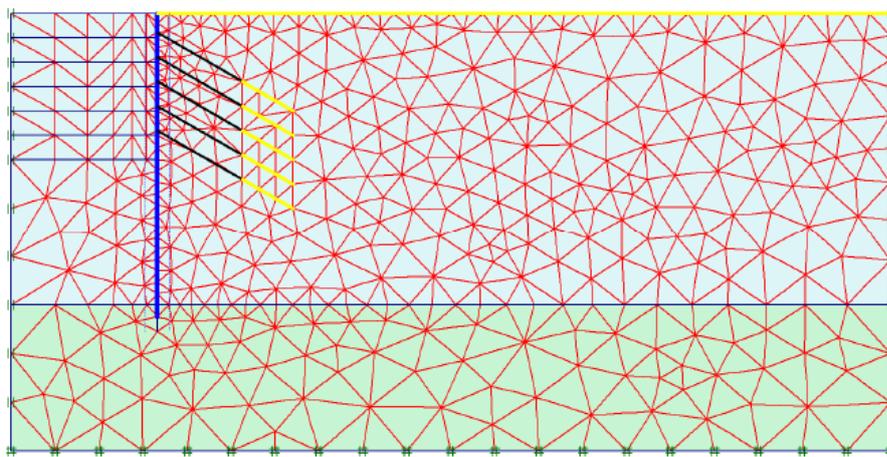


Figura 2.15: Modelagem dos bulbos com elementos de deformação axial.
(Raposo, 2007)

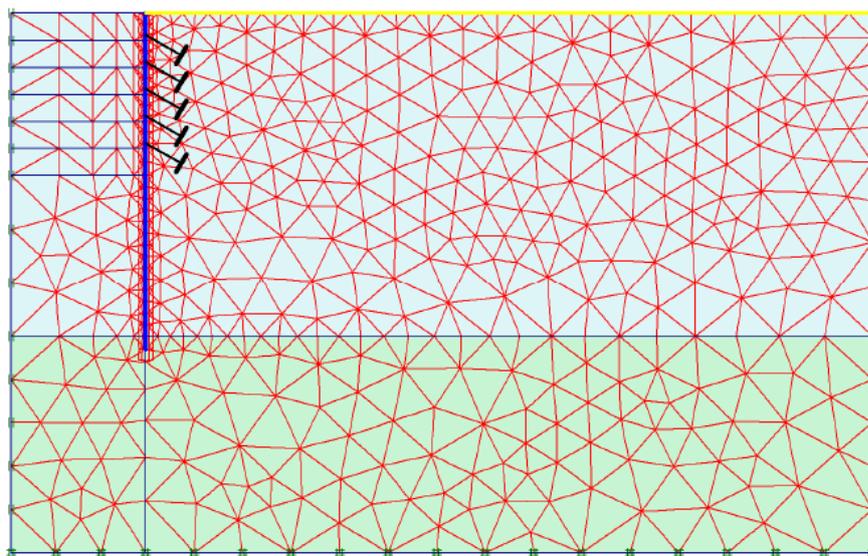


Figura 2.16: Modelagem de tirantes como apoios elásticos.
(Raposo, 2007)

2.8. Comportamento de estruturas de contenção através de modelagens numéricas

Briaud e Lim (1999) estudaram a influência da posição vertical do primeiro tirante no topo da estrutura. O modelo numérico estudado pelos autores tinha duas linha de tirantes, sendo a primeira localizada a 1,8m do topo da contenção e a segunda a 4,8m. A posição vertical do primeiro tirante foi variada de 0,6m a 1,8m de profundidade, medidos a partir do topo da contenção. Todos os demais aspectos do projeto foram mantidos constantes. O segundo tirante localizava-se a 3m abaixo do primeiro. A Figura 2.17 ilustra a configuração deformada e os diagramas de momento fletor e esforço normal da estrutura, para posições y da primeira linha de tirantes. Os resultados apresentados na Figura 2.17, ilustram que a posição dos tirantes na faixa entre 1,2 e 1,5m apresenta, os menores esforços internos e, em termos de deslocamentos, uma reduções de até 25% em relação à posição máxima inicial ($y = 1,8m$). Pode-se, ainda, notar que a posição do primeiro tirante em relação a força normal não tem uma influência direta, tendo pouca modificação na configuração do diagrama.

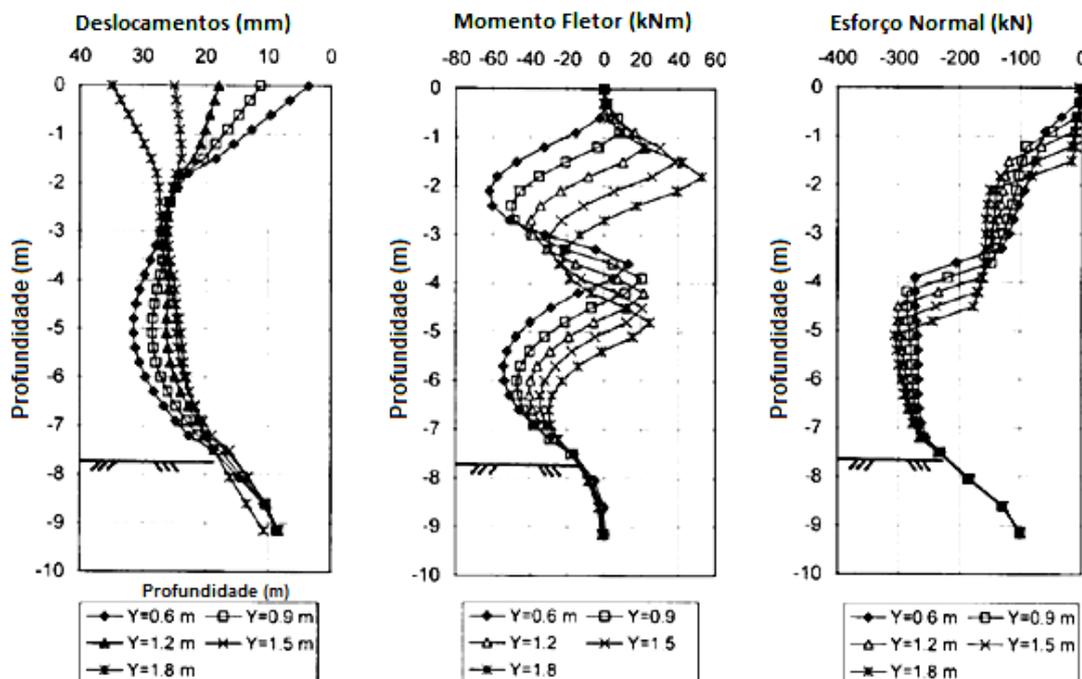


Figura 2.17: Deslocamentos, diagramas de momentos fletores e esforço normal para variações na posição do 1º tirante. (Adaptado). (Briaud e Lim, 1999)

Briaud e Lim (1999) apontam ainda que para posições de tirantes mais profundas do que 1,5m pode haver deformações permanentes que não se reverterem pelo processo de construção ou pela protensão dos tirantes.

Sobre esta perspectiva, Bilgin e Erten (2009), modelaram contenções atirantadas com uma linha de tirantes variando a posição dos tirantes na profundidade de 0, 0,125H, 0,25H e 0,375H e deixando constante as outras variáveis geométricas e físicas do material e dos elementos estruturais. Os autores concluíram que quanto menor a profundidade da linha de tirantes, menor é a deformação máxima da estrutura de contenção, encontrando uma faixa ideal diferentes dos estudos de Briaud e Lim(1999), variando entre 0,25H e 0,27H para os menores valores da deslocamento horizontal da cortina. A faixa encontrada em Briaud e Lim foi entre 0,15H e 0,19H. A faixa mais profunda de Bilgin e Erten (2009) se deve, provavelmente, a utilização de apenas uma linha de tirantes. A segunda linha de tirantes nos trabalhos de Briaud e Lim (1999), podem ter influenciado nos deslocamentos máximos e na configuração final da estrutura.

A influência do comprimento do trecho livre dos tirantes também foi avaliada por Briaud e Lim(1999), variando os comprimentos entre 1,375m e 16,2m enquanto o comprimento do trecho ancorado e a carga aplicada foram mantidos constantes. A Figura 2.18 apresenta os deslocamentos horizontais, momento fletor e força normal em função da variação do comprimento do trecho livre, em que D é a distancia horizontal do trecho ancorado para o eixo central de estrutura de contenção. Pode-se observar que a influência do comprimento do trecho livre é maior na resposta dos deslocamentos, mantendo-se o diagrama de momento fletor e de esforço normal pouco alterados. Sabendo-se que foi mantida a rigidez EA/L constante para todos os casos, observou-se que para um maior comprimento do trecho livre, menor será a deformação do paramento. Isto se deve ao fato que o maior comprimento do trecho livre leva o trecho ancorado para zonas mais resistentes do maciço que sofrem menores deformações no processo de escavação, resultando em menores deslocamentos da cortina.

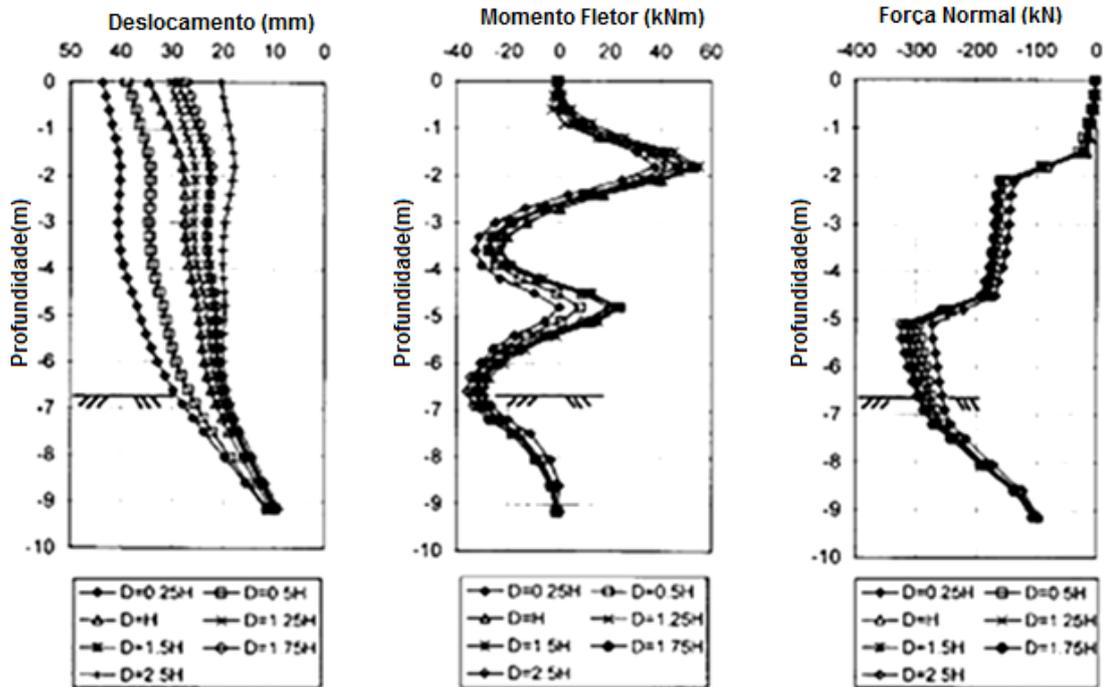


Figura 2.18: Influência do comprimento do trecho livre. (Adaptado).

(Briaud e Lim, 1999)

Josefino et. al. (2009), em suas modelagens, já descritas no Item 2.7, variaram o comprimento do trecho livre em 5, 10, 20 e 30m, concluindo que há uma influência significativa do comprimento do trecho livre nos deslocamentos da estrutura de suporte e do terreno suportado. Porém, em modelos como o FS e F2S, em que este comprimento influencia na rigidez elástica EA/L do tirante, os autores verificaram que esta influência deve ser analisada em conjunto com o módulo de elasticidade e a área da seção transversal do tirante para obter respostas mais satisfatórias, já que tal comprimento é um parâmetro secundário desta rigidez elástica axial (EA/L).

Ainda com relação aos tirantes, Josefino et. al.. (2009), variam a rigidez axial do material atribuído ao trecho livre em faixas de $EA/10$, $EA/2$, $2EA$ e $10EA$, considerando os métodos apresentados na Figura 2.13. Os resultados observados confirmaram o que já era esperado, ou seja, quanto maior a rigidez menor será o deslocamento da cortina. Observou-se que a variação entre os deslocamento de um modelo e outro são da mesma ordem de grandeza para uma determinada rigidez quando comparados entre si, o que confirma que independentemente do modelo,

desde que os efeitos sejam aplicados a todos os elementos, os efeitos serão proporcionais. Ainda, confirmou-se o que Briaud e Lim (1999) já haviam observado, ou seja, as menores rigidezes devido aos maiores comprimentos do trecho livre reduzem deformações na configuração final da cortina, pois, dessa forma, o bulbo sofrerá influência de uma parte do maciço que não se deformará com o processo construtivo.

Nos aspectos de trecho ancorado, Josefino et. al. (2009) avaliaram a influência do comprimento do bulbo e a sua espessura. Para o estudo, utilizaram-se comprimentos de 3, 6 e 12m. Verificou-se que os deslocamentos eram coincidentes, quer quando comparados utilizando-se um mesmo método (como apresentado na Figura 2.13) e variando-se os comprimentos, quer quando utilizados métodos diferentes e mesmo comprimento. O efeito do comprimento do bulbo é mais pronunciado quando se muda o tipo de solo ou as propriedades do material do bulbo, pois o atrito entre os materiais é modificado. Com relação à espessura do bulbo, quando o tirante é passivo é tratada como um parâmetro secundário, pois não há grandes mudanças nos deslocamentos e forças mobilizadas serão apenas devido ao efeito de ancoragem. No entanto, quando os tirantes são ativos, a espessura do bulbo é considerada como forte influenciadora na rigidez do tirante em si. Porém, em modelos bidimensionais, ao invés da sua selagem ser considerada com uma área de contato de um cilindro, é calculada a área de uma barra retangular, pois são tratados como elementos de barra. Assim, essa geometria deverá ser equivalente nos referidos modelos.

Nos modelos estudados por Bilgin e Erten (2009), a espessura dos tirantes foi variada em 1, 5 e 10 vezes a espessura inicial adotada no projeto do caso por eles estudado. O aumento na rigidez K mostrou, como era de se esperar, que os deslocamentos horizontais diminuem. Porém, a partir de um aumento de cinco vezes da espessura inicial do caso estudado, a variação dos deslocamentos horizontais torna-se praticamente desprezível, conforme apresentado na Figura 2.19.

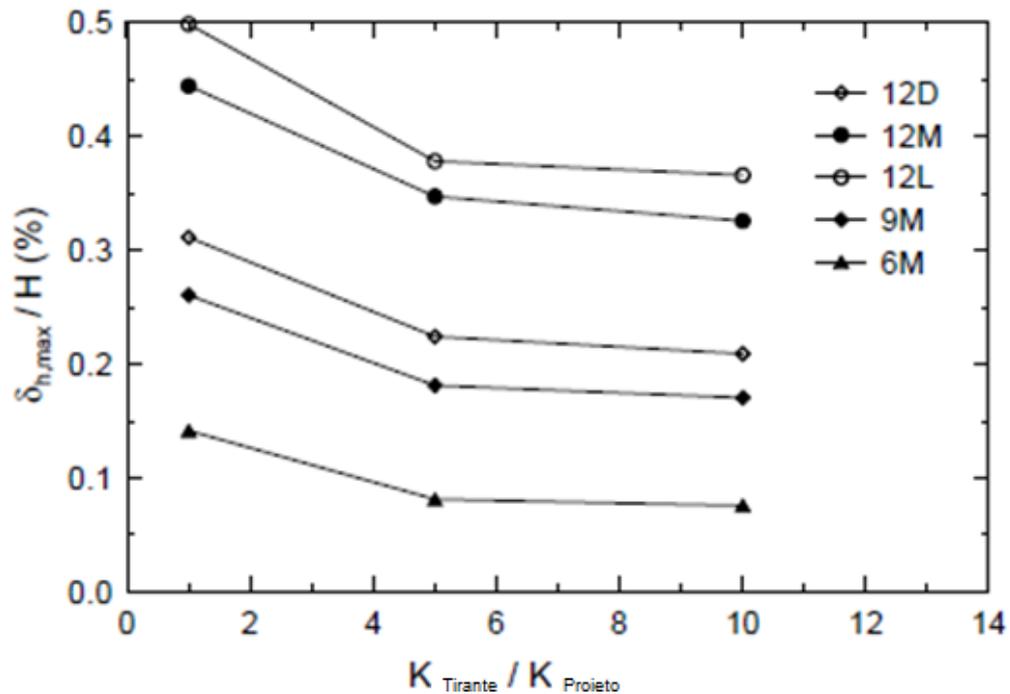


Figura 2.19: Efeito do aumento da espessura do tirante em casos estudados.

(Bilgin e Erten, 2009)

Na Figura 2.19 cada curva representa um modelo estudado, cujas nomenclaturas definem se foram modeladas contenções de 6, 9 ou 12m e se foram assentes em areia fofa (L), areia medianamente compacta (M) ou areia compacta (D).

Braiud e Lim(1999) avaliaram a ficha da estrutura de contenção, variando-a na faixa de 0 a 10m de profundidade a partir da superfície no final da escavação. Os resultados mostraram que um menor deslocamento ocorre no topo da contenção se for utilizada uma maior ficha. O diagrama de momento fletores não teve uma grande variação, a maior influência foi observada no esforço normal e nos deslocamentos ao longo da cortina. A Figura 2.20 apresenta a análise comparativa realizada, em que as curvas apresentam a variação de deslocamento horizontal, momento fletor e esforço normal, com a variação da ficha D_p .

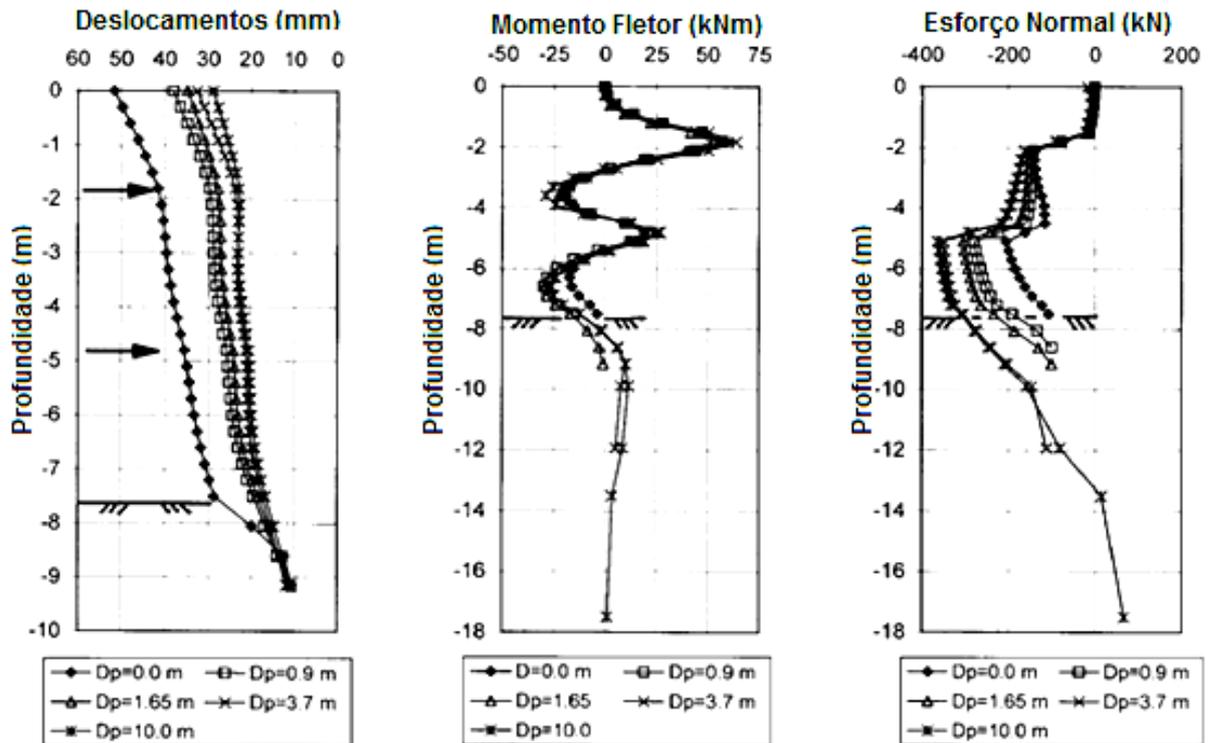


Figura 2.20: Influência da ficha no muro de contenção.
(Briaud e Lim, 1999)

Gurgel (2012) também avaliou o comprimento da ficha de uma contenção atirantada assente em areia. Assumindo valores de 2, 4 e 6 metros, os resultados obtidos confirmaram os de Briaud e Lim (1999), que o momento fletor e o esforço cortante apresenta poucas mudanças com a variação da ficha. O autor ainda recomenda que, em virtude dos esforços internos de momento fletor e esforço cortante terem pouca sensibilidade em relação ao comprimento da ficha, esta deve ser dimensionada apenas para garantir a capacidade de carga da contenção.

A magnitude das cargas aplicadas também foi um dos estudos paramétricos feitos por Josefino et. al. (2009). Avaliando seus efeitos em solos argilosos e arenosos, as componentes horizontais das forças nos tirantes foram determinadas de modo que equilibrassem o diagrama de tensão proposto por Terzaghi e Peck (1967) (ver item 2.2). Dessa forma, para solos arenosos e argilosos, chegou-se a valores de referência a partir dos quais, foram utilizados o dobro e a metade para avaliar seus efeitos nos modelos. Assim, utilizou-se a tensão de $0,085\gamma H$ a $0,34\gamma H$ para solos arenosos e $0,1075\gamma H$ a $0,43\gamma H$ para solos argilosos, sendo H a profundidade da escavação.

Sobre essa perspectiva, os autores concluíram que, de uma maneira geral, que os deslocamentos são significativamente afetados pela magnitude das cargas aplicadas. Os deslocamentos obtidos para os modelos FSB e F2SB foram semelhantes. Para modelos que há uma força aplicada no bulbo de tensões, como no modelos F2SB, há uma influência maior nos deslocamentos apenas quando o nível de cargas são mais elevados, para níveis mais baixos, observou-se pouca influência nos deslocamentos.

Raposo (2007) formulou um método de pré-dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas através da comparação com uma escavação de referência, para previsão de momento fletores na contenção, deslocamentos horizontais, deslocamentos na superfície do maciço do terreno e variação da protensão nos tirantes.

Concluiu-se neste estudo que a espessura do bulbo no trecho ancorado não influencia de forma significativa os deslocamentos. O comprimento do bulbo possui influência quase nula nos deslocamentos quando não são aplicadas cargas nos tirantes, ou seja, em tirantes passivos. A rigidez nas ancoragens não tem grande influência nos resultados dos deslocamentos no caso de argilas. O comprimento livre influencia os deslocamentos, diminuindo-os na medida em que há um aumento entre a distância do trecho ancorado e ponto de aplicação da força, também previsto por Briaud e Lim (1999). A magnitude da força de protensão tem forte influência nos deslocamentos da cortina, principalmente com o aumento do comprimento do trecho livre.

Bilgin e Erten (2009) estudaram o efeito da inserção de uma linha de tirantes posicionadas na metade da distância entre a primeira linha de tirantes e o nível final da escavação. Esse estudo mostrou que a inserção de uma nova linha de tirantes diminui os deslocamentos horizontais do paramento, porém, este efeito é mais significativo em casos de estruturas com profundidade de escavação elevada.

Gurgel (2012) apresenta um comparativo entre o espaçamento horizontal entre tirantes e o deslocamento máximo na contenção. O autor, para o caso estudado chegou à conclusão que quando o espaçamento entre tirantes é inferior a 2,5m ($0,25H$, em que H é a profundidade de escavação) a deformação máxima se

dá ao longo da contenção, porém à medida que o espaçamento entre tirante aumenta, o deslocamento horizontal máximo se dá no topo da mesma, conforme Figura 2.21.

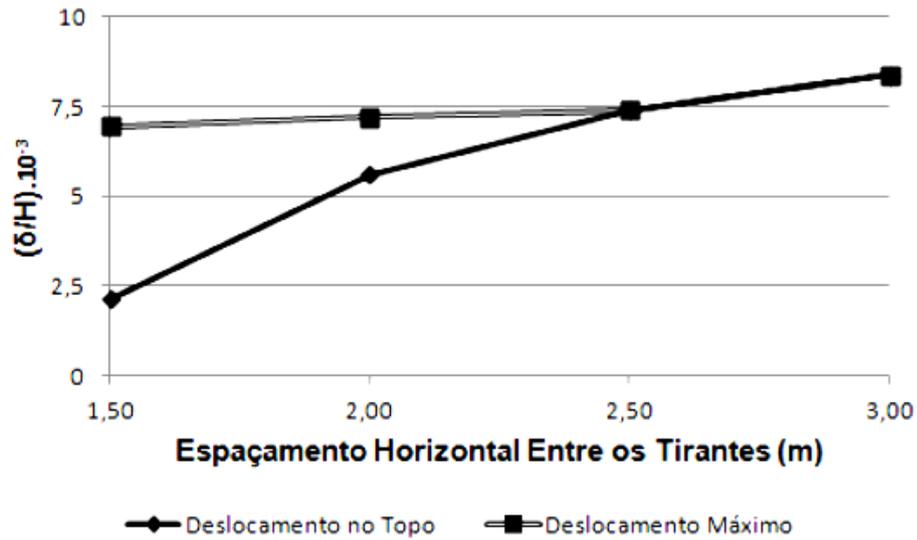


Figura 2.21: Influência do deslocamento máximo e espaçamento entre tirantes. (Gurgel, 2012)

O Quadro 2.1 resume os casos apresentados nos itens 2.6 e 2.7, como forma de organiza-los e serem usados para efeitos comparativos.

Quadro 2.1: Análise comparativa dos parâmetros estudados.

Caso Estudado	Estudo	Faixa de Variação	Conclusões/Resultados
Posição da primeira linha de Tirantes	Briaud e Lim(1999)	0,08H até 0,23H (profundidade em relação ao topo da contenção).	Faixa ótima de 0,15H a 0,19H com redução de 25% dos deslocamentos em relação ao modelo quando posicionado a 0,23H; Observação de acúmulo de deformações iniciais irreversíveis para modelos com primeira linha de tirantes posicionada a 0,19H;
	Bilgin e Erten (2009)	0 a 0,375H, onde H é a profundidade de escavação.	Faixa ótima para profundidades entre 0,25H e 0,27H em areia;
Comprimento do trecho livre	Briaud e Lim(1999)	1,375 a 16m.	Quanto maior o comprimento do trecho livre, menor será os deslocamentos horizontais do paramento; Maiores comprimentos de trecho livre levam o trecho ancorado para regiões do maciço do solo mais rígidas, diminuindo significativamente os deslocamentos;
	Josefino et. al.(2009)	5, 10, 20 e 30m, mantendo a rigidez axial EA/L constante.	Não há significativas mudanças, mostrando que a parcela dos deslocamentos horizontais devido a este estudo é influenciadora na rigidez axial, que, por sua vez, é determinante nos deslocamentos.
Rigidez axial do trecho Livre	Josefino et. al. (2009)	EA/10 a 10EA	Quanto maior a rigidez dos tirantes, menor será a deformação axial e deslocamento horizontal.
Rigidez do tirante como um todo.	Bilgin e Erten (2009)	1, 5 e 10 vezes a rigidez inicial do projeto	Influencia na rigidez axial do tirante, pois aumenta área da seção transversal do mesmo, assim, quanto maior a área, maior será a rigidez. E quanto maior a rigidez, menor será os deslocamentos horizontais, porém, para valores acima de 5 vezes a espessura inicial, não há variações significativas nos deslocamentos (da ordem de $10^{-2}\%$).
	Josefino et. al. (2009)	Varição entre tirantes Passivos e Ativos	Em tirantes passivos a espessura é tratada como parâmetro secundário, ou seja, pouco influenciador. Em tirantes ativos a espessura é forte influenciadora nos deslocamentos e esforços.
Rigidez axial do trecho ancorado	Josefino et. al. (2009)	Modelos bidimensionais e tridimensionais	Em modelos bidimensionais deve-se calcular a inércia equivalente para ser comparado com modelos reais instrumentados, pois a área de contato em modelos bidimensionais considerada é a área lateral de um elemento de barra retangular e não cilíndrico como deve ser nos elementos tridimensionais, tendo influência nos deslocamentos deferidos.
Comprimento da ficha	Briaud e Lim (1999)	Variando entre 0 a 10m	Nos estudos é mais influente nos deslocamentos e esforços normais. A configuração do diagrama de momento fletor ao longo do paramento não apresenta modificações significantes. Nos deslocamentos, quanto maior a ficha, menor será a deformação máxima no topo.
	Gurgel (2012)	Variando em 2, 4 e 6m.	Pouco influencia nos esforços internos (momento fletor e esforço cortante) da estrutura, recomendada ser dimensionada para garantir os limites de ruptura do conjunto.

Quadro 2.1: continuação

Caso Estudado	Estudo	Faixa de Variação	Conclusões/Resultados
Magnitude das cargas	Briaud e Lim (1999)	Variação das cargas	Influente em todos os parâmetros observados, ou seja, esforço normal, deslocamentos e momentos fletores;
	Josefino et. al. (2009)	Retro-análise das cargas para equilibrar os diagramas propostos por Terzaghi	As cargas foram variadas afim de se obter os diagramas inicialmente propostos por Terzaghi, chegando a valores diferentes: <i>0,1075γH a 0,43γH para solos argilosos</i> <i>0,085γH a 0,34γH para solos arenosos</i>
Inserção de linhas de tirantes	Bilgin e Erten (2009)	Inserção de uma linha de tirantes abaixo da primeira	Diminui os deslocamentos horizontais do paramento, porém, este efeito é mais significativo em casos de estruturas com profundidade de escavação elevada.
Espaçamento longitudinal entre tirantes	Gurgel (2012)	Variando entre 1,5 a 3,0m com cinco linhas de tirantes.	Para espaçamentos maiores que 2,5 (0,25H) o deslocamento máximo se dá no topo da contenção, espaçamentos menores que 2,5 o deslocamento máximo se dá ao longo da contenção.

2.9. Modelagem de Contenções instrumentadas e estudos de casos

Modelos numéricos devem ser calibrados através de dados provenientes de instrumentos de campo. Uma adequada instrumentação traz dados confiáveis e de fácil medição de estruturas em escala real. A instrumentação pode ser usada para confirmar os modelos inicialmente utilizados em projeto ou simplesmente para o monitoramento dos deslocamentos e tensões atuantes na estrutura. Mesmo com um projeto adequado e bem planejado, não há como prever todas as ações nesses elementos durante toda a vida útil.

Pesquisadores como Medeiros (2005), Reyes (2012), Mota (2008), elaboraram estudos numéricos baseados em obras em escala real como forma de validar modelos numéricos.

Medeiros (2005), estudou estruturas de contenções grampeadas em solo poroso com base em 3 obras instrumentadas. A primeira delas foi instrumentada por Magalhães (2003) e consiste de uma contenção de estacas grampeadas justapostas de concreto armado. Foram medidos os deslocamentos no topo das estacas desde as primeiras etapas de construção, por medidas diretas, realizadas por meio de teodolitos. Em três das estacas que compõem o paramento, através de barras

instrumentadas diametralmente opostas, foram obtidos os momentos ao longo da profundidade de escavação com as leituras de deformações por meio de extensômetros elétricos.

A segunda obra, também realizada por medições diretas, muito semelhante a primeira, consiste de um paramento em 4 fachadas, formado por estacas justapostas com linhas de grampos intermediárias. Foram feitas medições quando se realizava alguma modificação na estrutura, isto é, escavação, execução de grampos ou concretagem da viga de ancoragem da linha de grampos.

Na terceira obra, também de estacas justapostas, foram realizadas medições também através de medidas diretas durante dois meses, por intermédio de uma série de barras fixadas intercaladamente no topo das estacas para medidas dos seus deslocamentos horizontais em relação a um arame fixo em pontos considerados indeslocáveis nas extremidades da fachada da contenção.

Com os resultados da instrumentação dessas obras, Medeiros (2005) obteve os momentos fletores das cortinas instrumentadas e realizou simulações numéricas no software GEO-FEM e *Sheeting Check* testando a eficiência dos modelos constitutivos baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb Modificados e o modelo Drucker-Prager. Pôde-se concluir que, na simulação numérica, quando se utilizam modelos constitutivos mais simples os resultados são mais conservadores quando comparados a instrumentações de campo. Assim esses modelos podem ser utilizados para a fase de pré-dimensionamento e anteprojeto.

Cunha et. al. (2005) também fez uma análise nesta última contenção estudada por Medeiros (2005) porém utilizando o método de análise de contenções em balanço de Bowles. Foi elaborada uma planilha para cálculo automático de uma contenção por este método, fazendo uma série de simplificações, tendo sido encontrados resultados confiáveis em função dos medidos na instrumentação da contenção.

Neste estudo, concluiu-se que, após calibração dos dados, ao se realizar retroanálises de algumas das incógnitas de projeto, como por exemplo, a sobrecarga de veículos que solicitará a contenção, os autores encontram um valor para a carga de 14% do inicialmente estimado. Os autores concluíram que não são feitos estudos

aprofundados para o planejamento de projeto, como por exemplo, a obtenção de dados para uma estimativa de cargas reais, resultando em projetos superdimensionados, a fim de garantir a segurança, porém antieconômicos.

Roscoe e Twine (2009) fizeram um estudo de caso a fim de validar o projeto das contenções para execução de um trecho de 1,8km de túneis. O material do solo era argiloso e as contenções foram estabilizadas por estroncas metálicas, chegando a uma velocidade de deslocamento horizontal na ordem de 0,2mm/dia. Foram determinados também os momentos fletores, esforços cortantes, força normal e carga nas estroncas por um software de análise, sendo o solo modelado como material elastoplástico. Foram verificados os estados limites de serviço de acordo com os dados do solo fornecidos no projeto. O estado limite último foi verificado pelo mais desfavorável dos dois casos: através dos esforços internos que levariam os deslocamento a chegarem no estado limite de serviço multiplicado por uma fator de 1,35 e em análise separada pelos deslocamentos de serviços divididos por um fator de segurança de 1,2. Ambos foram comparados com a capacidade máxima de ruptura. Na rigidez à flexão da contenção foi usada um módulo de deformação de 31GPa. Os autores concluíram que as simplificações feitas resultaram em valores de taxa de trabalho com apenas 40% de sua capacidade, isto é, com pouco aproveitamento da capacidade resistente dos materiais.

Capítulo 3

Metodologia

3.1. Instrumentação da estrutura de contenção

A modelagem numérica desenvolvida nesse estudo é baseada no trabalho desenvolvido por Santos (2013), que consistiu na instrumentação de uma contenção executada para um subsolo de uma edificação multifamiliar. Tal edificação localiza-se na cidade de Natal-RN, na Avenida Salgado Filho, bairro Lagoa Nova, conforme apresentado na Figura 3.1.

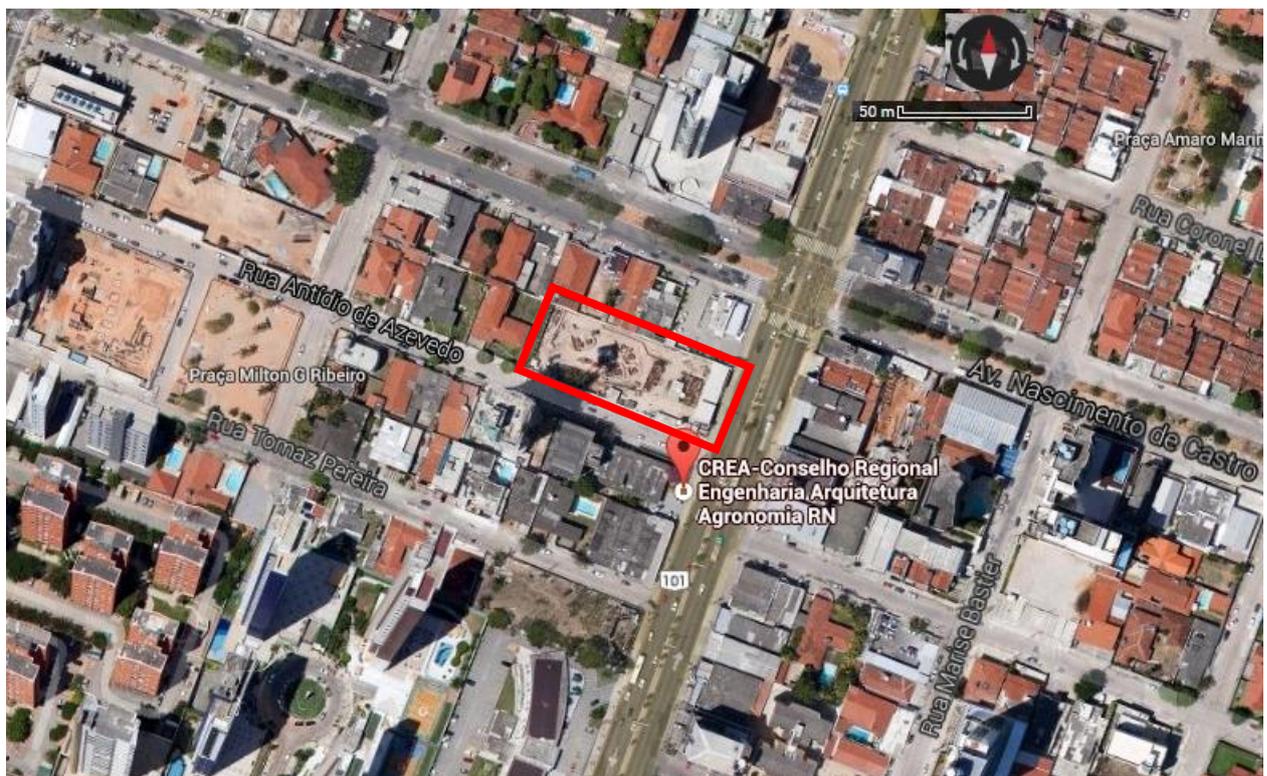


Figura 3.1: Indicação da localização da estrutura instrumentada.
(adaptado Google Maps, acesso em abril de 2014)

A contenção é composta por 176 estacas escavadas com diâmetro de 300 mm, espaçadas a cada 400 mm, eixo a eixo. A maioria das estacas tinha 8m de comprimento, executadas sem auxílio de fluido estabilizantes, com concreto de 20MPa. As estacas foram armadas longitudinalmente com 6 barras de 12,5 mm, além de estribos transversais executados com barras de 6,3mm espaçados a cada

150mm. Na parte superior da contenção foi executada uma viga de concreto armado com seção transversal de 0,45x0,40 m.

A contenção é dividida em três trechos denominados de Trecho A, Trecho B e Trecho C.

O Trecho A possui 23,20m de comprimento e possui apenas um nível de tirantes. A profundidade de escavação nessa região é de 2,88m, com tirantes localizados a uma profundidade de 1,45m, em relação à face superior da viga de coroamento.

O Trecho B possui 25,92m de comprimento e dois níveis de tirantes. A profundidade de escavação nessa região é de 4,28m, com a primeira e a segunda linha de tirantes localizadas, respectivamente, a 0,80m e 2,88m de profundidade em relação à face superior da viga de coroamento.

O Trecho C possui 21,34m de comprimento e também possui dois níveis de tirantes. A profundidade de escavação nessa região é de 4,93m, com a primeira e a segunda linha de tirantes localizadas, respectivamente, a 1,45 e 3,50m de profundidade em relação à face superior da viga de coroamento.

A Figura 3.2 ilustra a locação da contenção no canteiro de obras. É importante observar que, neste trabalho, o nível zero adotado é o topo da face superior da viga de coroamento acima das estacas do Trecho C.

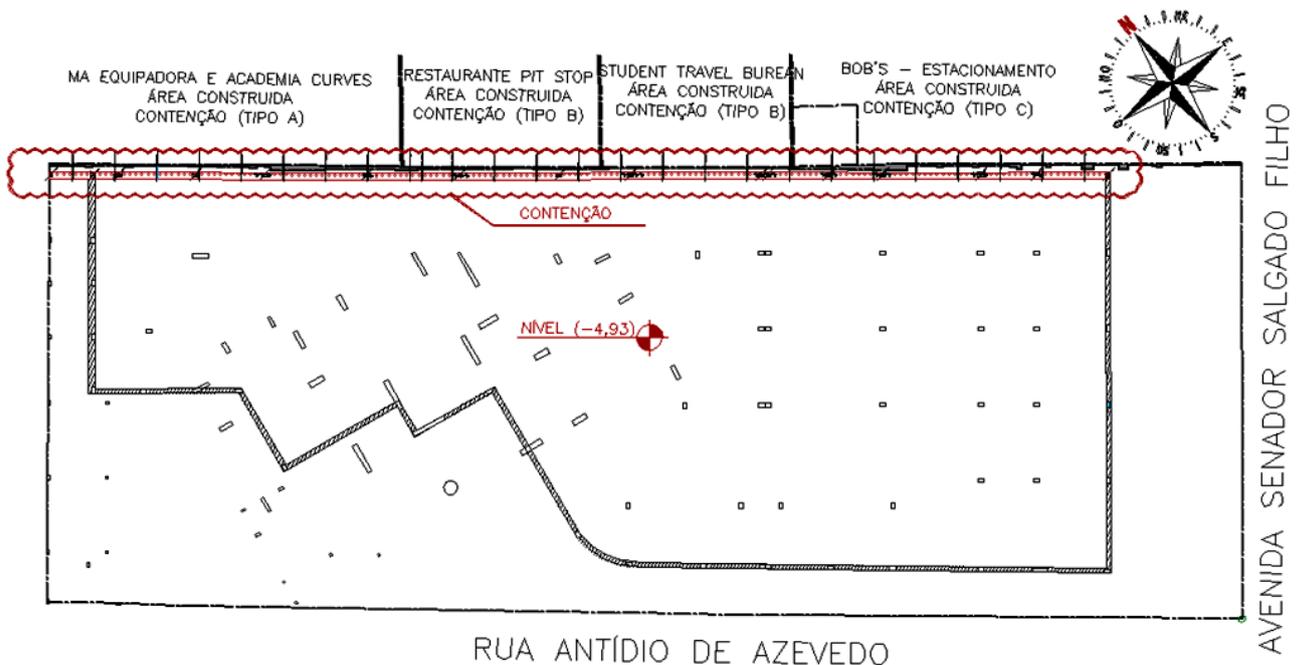


Figura 3.2: Locação da contenção na obra.

Os tirantes da contenção são permanentes, ativos, do tipo monobarra de diâmetro de 32mm, com 10m de comprimento no total, sendo 6m de trecho livre e 4m de trecho ancorado. Espaçados de 2,80 m, formam um ângulo de 30° com o plano horizontal do terreno. A execução foi feita injetando-se lama betonítica para a estabilização do furo para posterior colocação e injeção de nata de cimento em múltiplos estágios para o seu trecho ancorado, seguido da incorporação e protensão dos tirantes.

A Tabela 3.1 apresenta as características mecânicas da monobarra do tirante, fornecida pelo fabricante.

Tabela 3.1: Dados da barra

Diâmetro	32 mm
Tensões	Escoamento: 50000 kN/m ² Ruptura: 55000 kN/m ²
Cargas	Escoamento: 400 kN Ruptura: 440 kN Trabalho: 220 kN Incorporação: 180 kN
Módulo de Elasticidade	200 GPa
Área da seção transversal	804 mm ²

Foram utilizados dois tipos de instrumentação na estrutura de contenção. Para medição do deslocamento horizontal utilizou-se um inclinômetro cujas medições foram realizadas em 3 seções na contenção. Os tubos-guia foram instalados por trás da contenção a 0,65m das estacas no maciço contido. A Figura 3.3 apresenta uma vista frontal da contenção com a localização dos três tubos-guia usados para a leitura dos dados do inclinômetro.

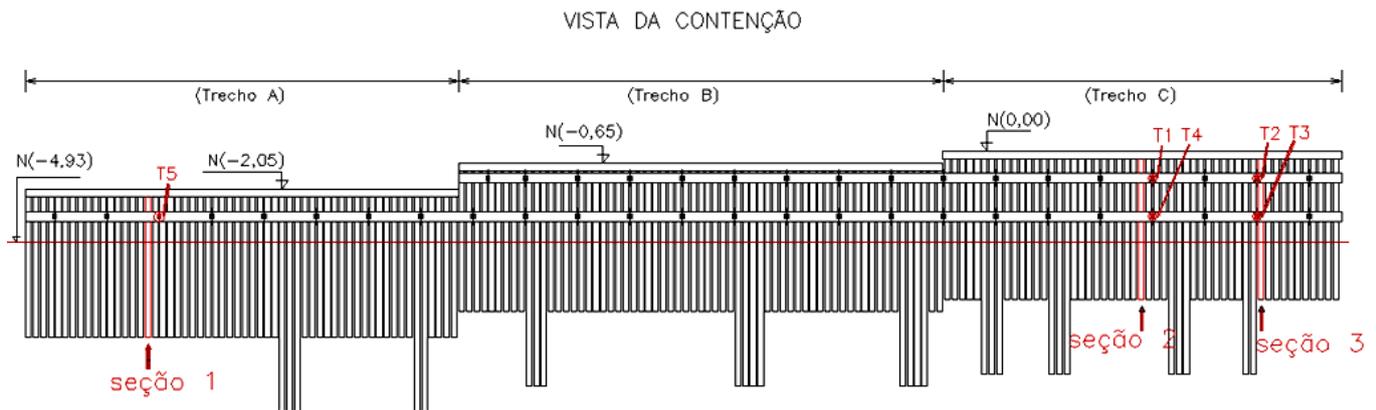


Figura 3.3: Localização dos pontos instrumentados (Santos, 2013)

Próximos aos tubos-guia dos inclinômetros foram instalados, em cinco tirantes (T1 a T5, ver Figura 3.3), extensômetros elétricos de resistência para leitura de deformação específica. Os extensômetros estão distribuídos em três pontos distintos ao longo do trecho ancorado. Os extensômetros foram instalados em três barras de 0,50m de comprimento e 32mm de diâmetro no trecho ancorado e unidas a barras do tirante por luvas. Uma das barras foi posicionada no início do trecho ancorado, uma no centro e a última na extremidade final. A Figura 3.4 ilustra a composição instrumentada, destacando a localização dos extensômetros e indicando, representativamente, a união por luvas. Maiores informações sobre a instrumentação da estrutura de contenção podem ser obtidas em Santos (2013).

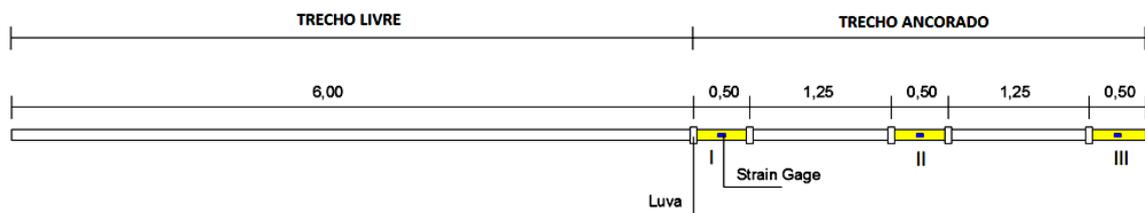
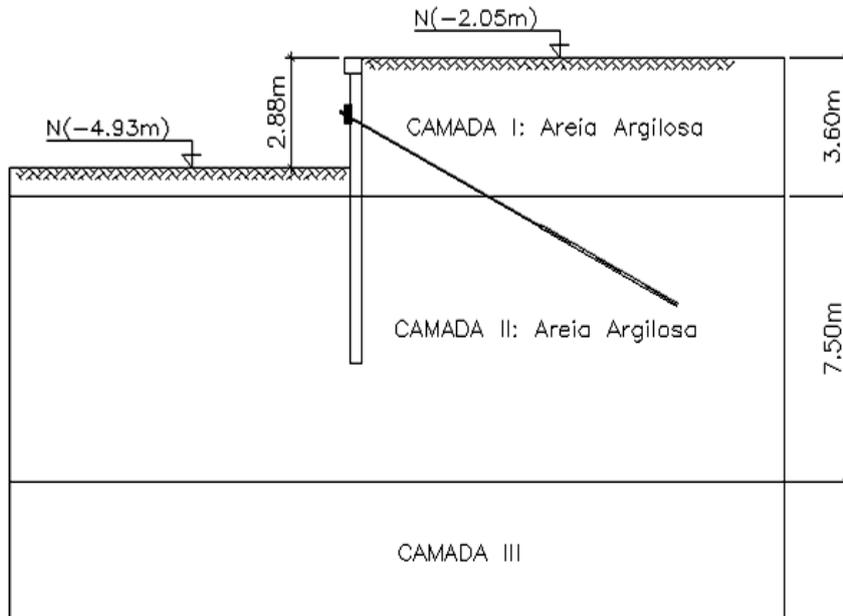


Figura 3.4: Localização dos Extensômetros nos tirantes. (Santos, 2013)

3.2. Caracterização do subsolo do local

Ensaio de laboratório e sondagens de simples reconhecimento com SPT foram realizados para caracterizar o solo na região da edificação. O perfil do subsolo é representado esquematicamente na Figura 3.5, sendo dividido em duas camadas distintas para o presente estudo.

CONTENÇÃO (TRECHO A)



CONTENÇÃO (TRECHO C)

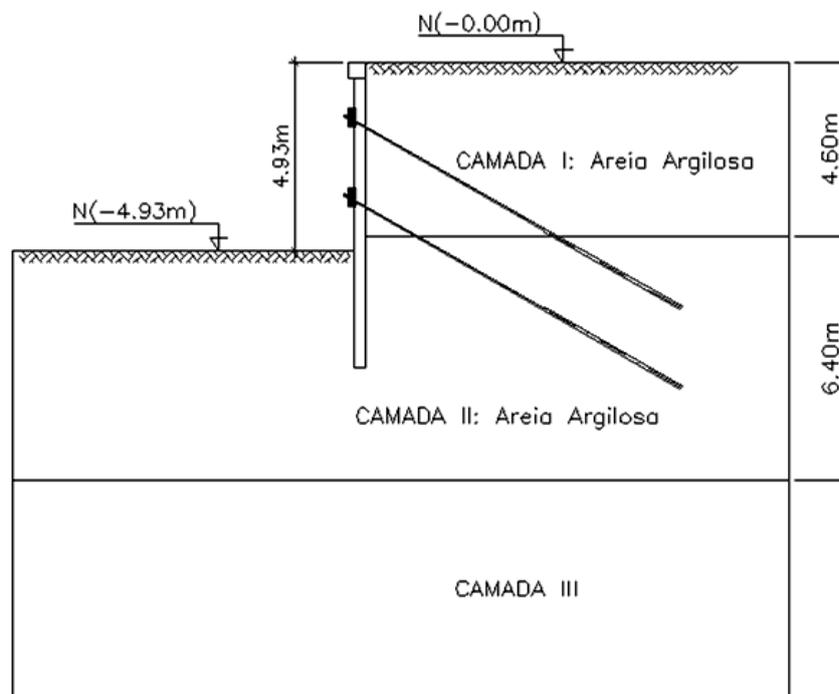


Figura 3.5: Perfil do terreno.
(Santos, 2013)

Os pesos específicos, obtidos pelo método da NBR 6508/84 das camadas 1 e 2 são, respectivamente, 25,8 kN/m³ e 26,5 kN/m³. Para a camada 1, foram determinados os índices de vazios máximo e mínimo de 0,96 e 0,65, respectivamente.

A Camada 01 possui aproximadamente 9% de finos (material passante na #200) e a Camada 02, 19%. O solo da Camada 01 é classificado como uma areia mal graduada/areia argilosa (SP-SC) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). O solo da Camada 2 é classificado como areia argilosa (SC), conforme Figura 3.5.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos através de ensaio triaxiais convencionais do tipo CD, realizados com tensões de confinamento de 50, 100 e 200 KPa. A Camada 01 apresentou ângulo de atrito de 30,1° e coesão nula, a Camada 02 apresentou ângulo de atrito 28,5° e coesão nula.

A Tabela 3.2 resume os resultados dos ensaios realizados com os solos das duas camadas mais superficiais, de acordo com o perfil apresentado na Figura 3.5, e obtido dos ensaios feitos por Santos (2013).

Tabela 3.2: Dados dos solos das camadas 1 e 2.

Camada	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ϕ'	C' (kPa)	$e_{m\acute{a}x}$	$e_{m\acute{i}n}$	e	Dr	E_0
01	25,8	18	30,1°	0	0,96 ¹	0,65 ¹	0,88 ¹	25% ¹	~15MPa
02	26,5	16	28,5°	0	(%P#200>12%) ¹ 2		0,77 ¹	-	~21MPa

1: Valores baseados na amostra moldada para o ensaio triaxial

2: Não foi possível determinar, pois a porcentagem de materiais passantes na peneira #200 foi maior que 12%.

Na Tabela 3.2, γ_s é o peso específico dos sólidos, γ_d é a peso específico aparente seco, ϕ é o ângulo de atrito efetivo interno do solo, C é a coesão efetiva, $e_{m\acute{a}x}$ é o índice de vazios máximo, $e_{m\acute{i}n}$ é o índice de vazios mínimo, e é o índice de vazios do solo, Dr é a densidade relativa e E_0 é o módulo de elasticidade inicial obtida pela curva tensão x deformação no ensaio triaxial.

Com relação a geologia, segundo Silva et al (2002) e Jesus (2002), o solo da região é, constituído por areias quartzosas de origem eólicas, finas a grossas com

grãos subarredondados e subangulosos. Até a profundidade da sondagem de simples reconhecimento (SPT) não foi encontrado o nível do lençol freático.

Maiores informações sobre os ensaios realizados podem ser obtidos em Santos (2013).

3.3. Etapas de execução

Segundo recomendação do projetista, foram seguidas etapas de execução da contenção distintas para os trechos. As Figuras 3.6 e 3.7 ilustram as etapas de execução para os Trechos A e C, respectivamente.

Para facilitar o entendimento de como realmente foi procedida a execução da contenção, as etapas de execução numeradas da Etapa 0 a Etapa 4.

A Etapa 0 é a etapa em que se realizou o estaqueamento e a escavação do solo nas proximidades da torre principal da edificação.

Para o Trecho A, a Etapa 1 iniciou-se com a escavação até o nível -4,93m (conforme Figura 3.6a). Na Etapa 2, procedeu-se a execução da laje que se apoia no topo da contenção (conforme Figura 3.6b). Por fim, na Etapa 3, foi realizada a execução e protensão da linha de tirantes do nível -3,50m (Figura 3.6c).

Com relação ao Trecho C, na Etapa 1 iniciou-se uma escavação até o Nível -2,00m (Figura 3.7a). Na Etapa 2, foi realizada uma escavação até o nível do subsolo (Nível -4,93m), deixando-se uma berma foi executada a linha de tirantes do nível -1,45m (Figura 3.7b). O comprimento da berma foi de, aproximadamente 7m. Na Etapa 3, procedeu-se à retirada de toda a berma, execução e protensão da segunda linha de tirantes (Figura 3.7c).

A descrição detalhada destas etapas será feita junto com a descrição das leituras que ocorrem ao longo do processo executivo da contenção. Desta forma será possível apontar o tempo decorrido de cada etapa. Para o auxiliar este entendimento, elaborou-se uma linha do tempo (Figura 3.8) e uma tabela sobre a cronologia das etapas de execução (Tabela 3.3).

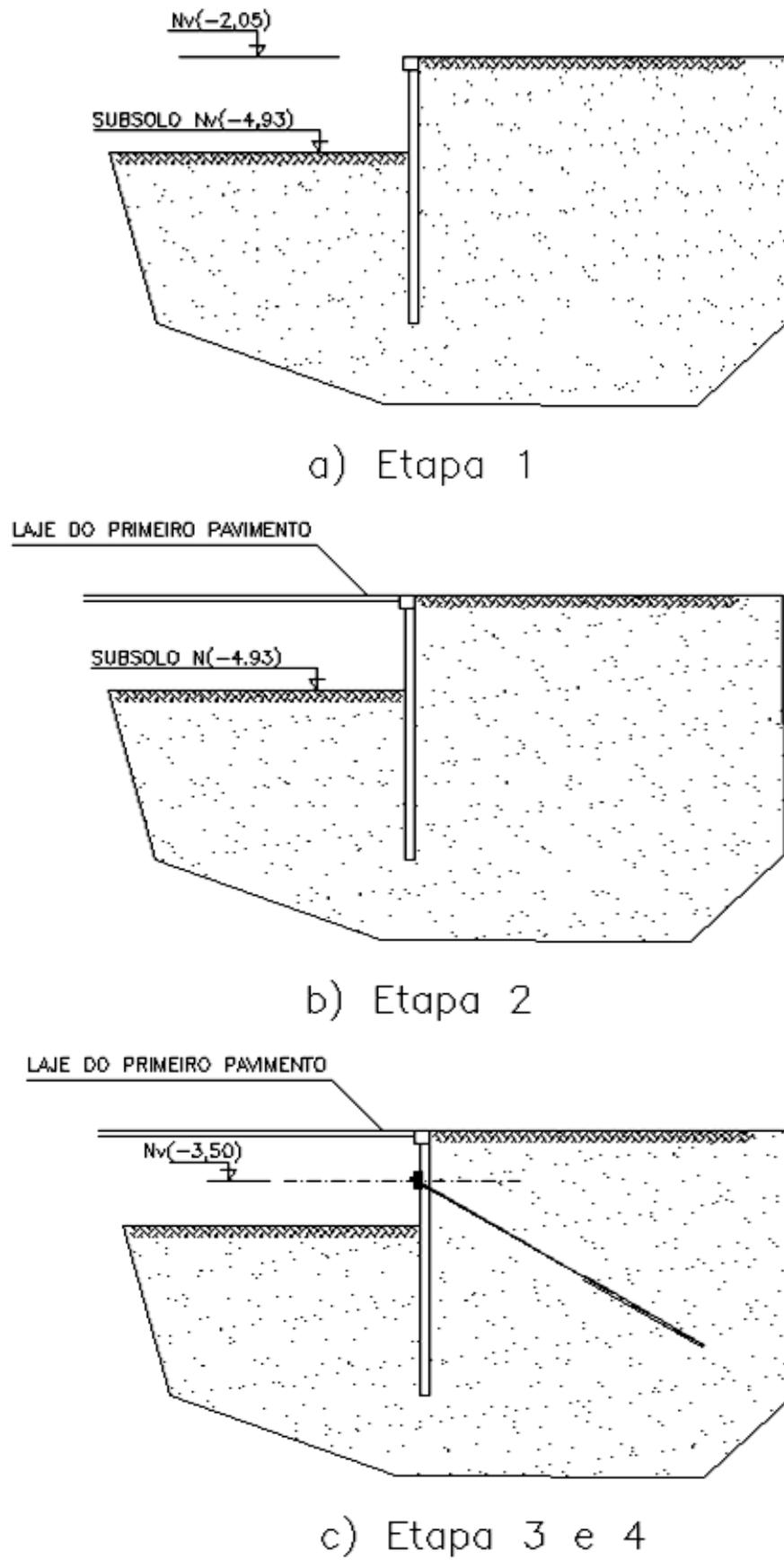
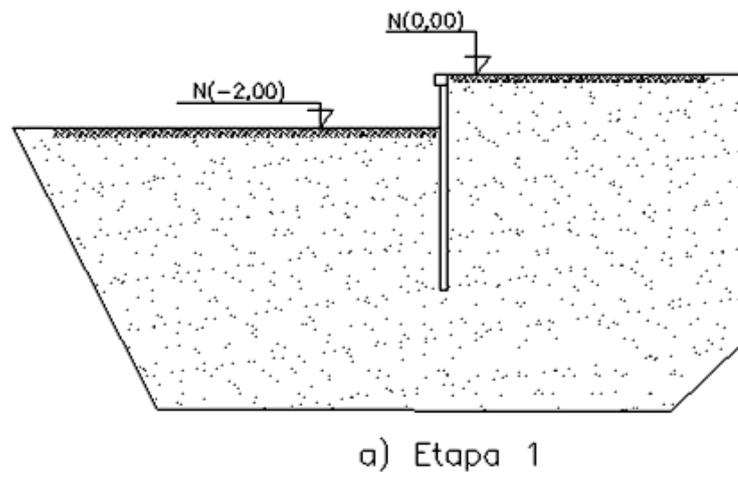
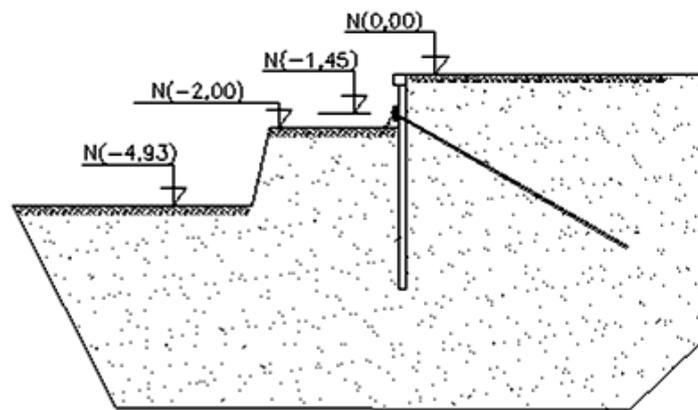


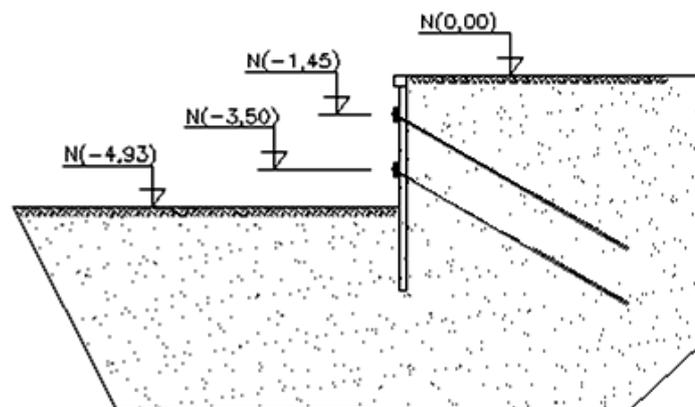
Figura 3.6: Configuração final das etapas de execução no Trecho A.



a) Etapa 1



b) Etapa 2



c) Etapa 3 e 4

Figura 3.7: Configuração final das etapas de execução no Trecho C.

A Tabela 3.3 correlaciona as visitas na obra realizadas por Santos (2013), a data em que ocorreu tal visita, as leituras realizadas no dia, a etapa de execução na qual a visita corresponde e a configuração esperada ao fim da etapa que a referida leitura pertence, conforme Figuras 3.6 e 3.7.

Tabela 3.3: Cronograma final das leituras realizadas por Santos (2013).

Visita à Obra	Data	Leitura Realizada			Etapa na Linha do Tempo	Tempo Decorrido (dias)	Configuração Esperada	
		Estaca 17*	Estaca 150*	Estaca 166*			Trecho A	Trecho C
1ª	19/11/2012	0	0	0	Etapa 0	0	-	-
2ª	04/04/2013	1ª			Etapa 1	136	Figura 3.6a	Figura 3.7a
3ª	11/04/2013	2ª			Etapa 1	143	Figura 3.6ª	Figura 3.7a
4ª	16/04/2013	3ª			Etapa 1	148	Figura 3.6ª	Figura 3.7a
5ª	23/04/2013	4ª			Etapa 1	155	Figura 3.6ª	Figura 3.7a
6ª	05/06/2013	5ª	1ª	1ª	Etapa 2	198	Figura 3.6b	Figura 3.7b
7ª	12/06/2013		2ª		Etapa 2	205	Figura 3.6b	Figura 3.7b
8ª	17/06/2013			2ª	Etapa 2	210	Figura 3.6b	Figura 3.7b
9ª	08/07/2013		3ª	3ª	Etapa 2	231	Figura 3.6b	Figura 3.7b
10ª	19/07/2013	6ª			Etapa 2	242	Figura 3.6b	Figura 3.7b
11ª	23/07/2013		4ª	4ª	Etapa 3	246	Figura 3.6c	Figura 3.7c
12ª	09/08/2013		5ª	5ª	Etapa 3	263	Figura 3.6c	Figura 3.7c
13ª	16/08/2013		6ª	6ª	Etapa 3	270	Figura 3.6c	Figura 3.7c
14ª	22/08/2013		7ª	7ª	Etapa 3	276	Figura 3.6c	Figura 3.7c
15ª	30/08/2013		8ª	8ª	Etapa 3	284	Figura 3.6c	Figura 3.7c
16ª	05/09/2013	7ª	9ª	9ª	Etapa 4	290	Figura 3.6c	Figura 3.7c
17ª	13/09/2013	8ª	10ª	10ª	Etapa 4	298	Figura 3.6c	Figura 3.7c
18ª	20/09/2013	9ª	11ª	11ª	Etapa 4	305	Figura 3.6c	Figura 3.7c
19ª	07/10/2013	10ª	12ª	12ª	Etapa 4	322	Figura 3.6c	Figura 3.7c

*A Estaca 17 está localizada no Trecho A (Seção 1, Ver Figura 3.3) e as Estacas 150 e 166 estão localizadas no Trecho C (Seção 2 e 3, respectivamente, ver Figura 3.3).

A Figura 3.8 apresenta a linha do tempo, com os principais acontecimentos em cada etapa, suas respectivas datas e as leituras de instrumentação feitas por Santos (2013), apontando-se o trecho no qual tal leitura foi realizada.

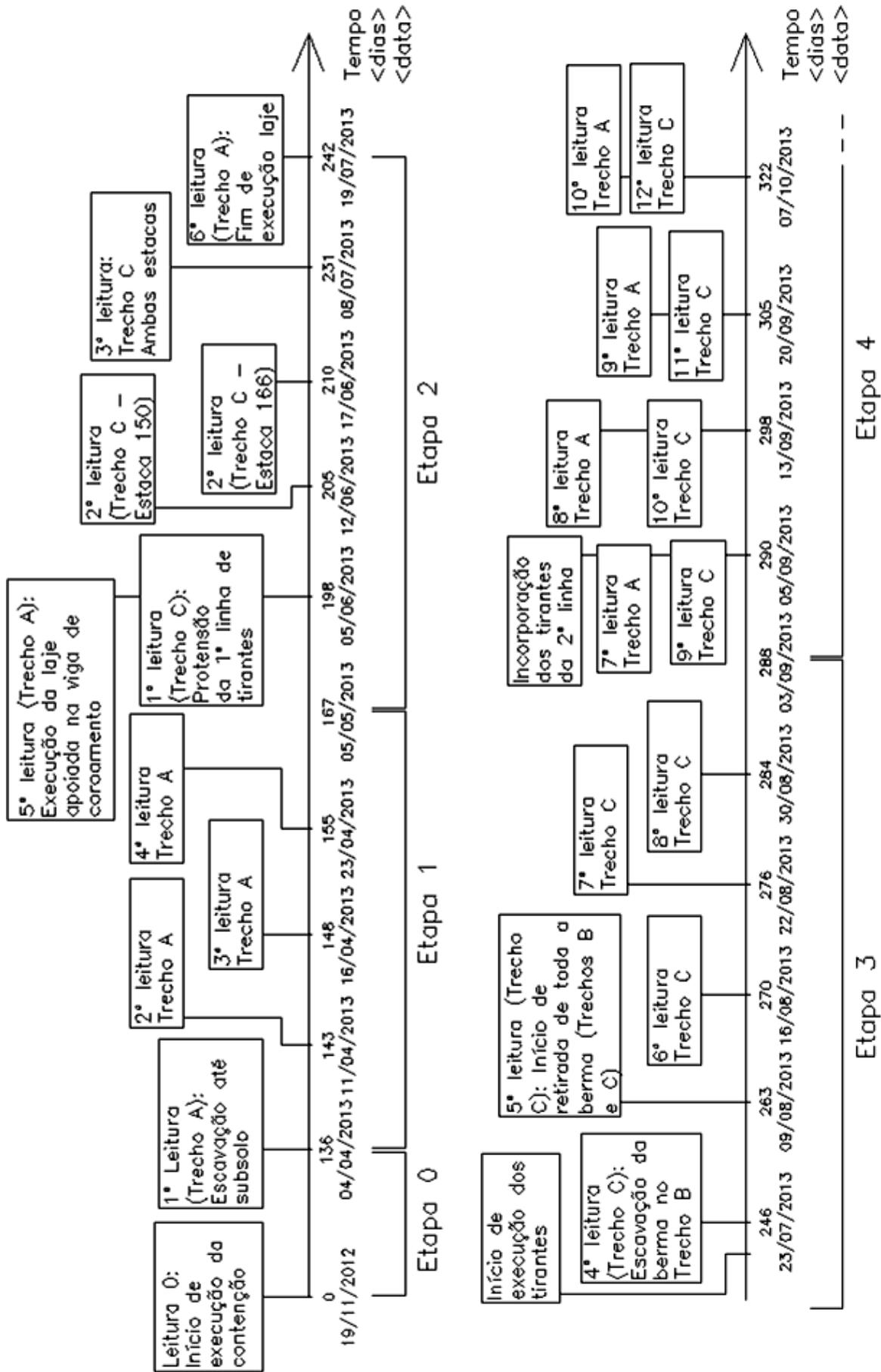


Figura 3.8: Linha do tempo.

Foi realizado um total de 19 visitas à obra, nas quais foram feitas leituras com o inclinômetro nas seções indicadas na Figura 3.3 (Santos, 2013). As leituras no Trecho A foram realizadas nas proximidades da Estaca 17 (Seção 1, conforme Figura 3.3) e foram no total de 11 leituras. No Trecho C, as leituras foram realizadas nas proximidades de duas estacas, sendo a Estaca 150 (Seção 2, conforme Figura 3.3) e Estaca 166 (Seção 3, conforme Figura 3.3), em que foram realizadas 13 leituras em cada.

Conforme já apresentado, as leituras com o uso do inclinômetro registram, no decorrer da execução da contenção, a configuração deformada da contenção ao longo das várias etapas de execução.

O tempo começa a ser registrado imediatamente no momento em que os tubos-guia do inclinômetro foram instalados nos locais indicados pelas seções na Figura 3.3. Neste momento também foi realizada a Leitura 0 em cada seção, que define a configuração deformada inicial da contenção nos trechos instrumentados. Até este momento, nenhum processo executivo foi realizado na contenção, com exceção da execução das estacas que compõem o paramento.

Santos (2013) registrou a configuração deformada ao longo das cinco etapas de execução, realizando leituras em cada uma delas. As leituras foram programadas para que se pudessem registrar a configuração deformada da contenção no momento de ocorrência dos principais acontecimentos, isto é, execução de laje, tirantes e vigas, protensão dos tirantes, início e fim de escavação.

Com relação à descrição das leituras nas etapas de execução, a Etapa 0 teve a duração de, aproximadamente, 136 dias e iniciou-se após a realização da Leitura 0 (conforme Figura 3.8). Tal etapa caracteriza-se pelo processo de escavação nas proximidades da torre principal para execução dos elementos de fundação da edificação e escavação e execução das estacas. A nomenclatura desta etapa e da leitura nela realizada (leitura 0), são definidas como zero, pois nesta etapa não foi realizada nenhum processo executivo na contenção propriamente dita.

Na Etapa 1 iniciou-se o processo de escavação do solo nas proximidades da contenção. Ao final desta etapa a configuração representativa dos Trechos A e C são ilustradas nas Figuras 3.6a e 3.7a, respectivamente.

No Trecho A, imediatamente no início desta etapa (Etapa 1), foi realizado a 1ª Leitura na Seção 1 (Estaca 17) caracterizada pela escavação até o nível do subsolo (Nível -4,93m) (conforme Figura 3.6a e Figura 3.8). Posteriormente, foram realizadas a 2ª, 3ª e 4ª leitura na Seção 1 (respectivamente aos 143, 148 e 155 dias após a instalação dos tubos-guia, conforme Figura 3.8). Tais leituras (2ª, 3ª e 4ª leitura do Trecho A) foram feitas durante a execução da estrutura que suporta a laje que se apoia no topo do Trecho A. No Trecho C, foi iniciada uma escavação até o nível -2,00m e executado os Tirantes do Nível -1,45m, não foi realizada nenhuma leitura no Trecho C nesta etapa.

A Etapa 1 finalizou-se com a execução da concretagem da laje que se apoia no topo da contenção no Trecho A, que ocorre a, aproximadamente, 167 dias após da Leitura 0 (ver Figura 3.8). Embora não seja adequado, no Trecho A a execução da laje se deu após a escavação até o nível do subsolo e antes da execução da linha de tirantes. Essa sequência de execução foi prevista pelo projetista da contenção.

A Etapa 2 é compreendida entre o período de 167 dias e 244 dias após a execução dos tubos-guia. No Trecho A, inicia-se com a 5ª leitura realizada nas proximidades da Estaca 17 (Seção 1, conforme Figura 3.3), que registrou a configuração deformada da contenção após a execução da laje que se apoia no topo deste trecho e início do processo de cura e endurecimento do concreto da mesma. A 6ª leitura realizada na Seção 1 (Estaca 17, conforme Figura 3.3) marca o fim desta etapa, que consistiu no fim da retirada do cimbramento da laje (conforme Figura 3.6b). No Trecho C o processo de escavação até o nível do subsolo foi finalizado e os tirantes do Nível -1,45m estavam executados ao final da 1ª leitura (conforme Figura 3.7b). A 2ª e 3ª leitura nas proximidades das estacas 150 e 166 foram feitas registrando as tentativas de incorporar e protender os tirantes do Nível -1,45m.

A incorporação dos tirantes do nível -1,45m não foi bem sucedida. Todos os tirantes deste nível não chegaram ao fim do ensaio de recebimento realizado. Portanto, a linha superior de tirantes (nível -1,45m, que se estende ao longo do Trecho B e C) trabalha como tirantes passivos. Mais detalhes sobre as cargas mobilizadas nos tirantes do nível superior podem ser encontradas em Santos (2013).

Na Etapa 3, a execução dos tirantes do nível inferior iniciou-se imediatamente no início desta etapa em todos os trechos (ver Figura 3.8). Após o insucesso da protensão dos tirantes no nível superior, o projetista autorizou a retirada da berma nos Trecho B e C, mesmo sem a prevista protensão dos tirantes do Nível -1,45m. Nesta etapa, foram realizadas a 4ª a 8ª leitura em ambas seções do Trecho C (Seção 2 e 3). O fim da Etapa 3 é caracterizada pelo fim da execução de todos os Tirantes do nível -3,50m (aproximadamente 288 dias, ver Figura 3.8), cuja configuração final dos trechos são ilustradas nas Figuras 3.6c e 3.7c.

Conforme Figura 3.8, a Etapa 4 inicia-se com a incorporação dos tirantes na linha inferior (Nível -3,50m), neste momento foi realizada, na Seção 1, a 7ª leitura e, na Seção 2 e 3, a 8ª leitura. A partir de então, na medida em que se procedia com a protensão dos tirantes, realizava-se leituras até a 10ª leitura no Trecho A e a 12ª leitura no Trecho C. A incorporação e protensão dos tirantes do nível -3,50m foram bem sucedidos.

3.4. Ferramenta Utilizada

A modelagem numérica em elementos finitos foi desenvolvida utilizando a ferramenta computacional PLAXIS 3D versão 2.0 – módulo Foundations e complementado por análise no PLAXIS 2D versão 9.0. Desenvolvido em 1987 pela Technical University of Delft, trata-se de um software comercial cuja finalidade é a determinação do estado de deformação e de tensão em solos, recebendo contribuições de várias universidades europeias e norte-americanas.

Conforme já apresentado, pode-se encontrar na literatura diversos trabalhos que envolvem a utilização desta ferramenta numérica aplicada a contenções (Raposo, 2007; Josefino et al., 2009; Gurgel, 2012; Josifovski et al., 2013, Chai et al., 2014).

3.4.1. Modelagem dos elementos

Conforme já apresentado, além do solo, que é um material heterogêneo, a estrutura de contenção instrumentada por Santos (2013) é provida de elementos estruturas com diferentes comportamentos, tais como estacas, vigas, lajes, pilares e fundações.

A ferramenta numérica dispõe de diversos recursos para modelagem desses elementos. Neste item será apresentada a forma como cada elemento estrutural que pertence ao modelo numérico foi considerada.

Os elementos estruturais foram considerados elásticos lineares. Para os níveis de carregamentos nos quais os elementos estruturais estão submetidos são considerados pequenos em comparação aos níveis que mobilizam o comportamento não linear físico e geométrico dos elementos estruturais. Portanto, a análise elástica linear é válida para os elementos em questão (Lade, 2005).

3.4.1.1. Cintas

Existem três cintas executadas ao longo do comprimento na estrutura de contenção. Duas dessas cintas tem o objetivo de uniformizar os deslocamentos nos níveis dos tirantes (Nível -1,45m e -3,50m, conforme pode ser observado na Figura 3.3) e a outra tem o objetivo de uniformizar os deslocamentos no topo da contenção e receber a laje que se apoia no topo da contenção.

Todas as cintas tem seção transversal retangular de 400x450mm, que corresponde a uma área de seção transversal de 0,18m² e momentos de inércia segundo as direções principais da seção transversal iguais a $2,4 \times 10^{-3} m^4$ e $3,0 \times 10^{-3} m^4$.

As cintas foram modelados como uma composição de elementos de barras, com seis graus de liberdade em cada nó para os modelos tridimensionais e três graus de liberdade para modelos bidimensionais. Os elementos foram considerados com comportamento elástico linear e o material que o constitui foi definido com as propriedades do concreto armado de 20MPa, que segundo norma NBR 6118/14, tem módulo de deformabilidade de 21GPa e peso específico de 25kN/m³.

Cada tipo de elemento no software Plaxis, de acordo com a sua inserção, apresenta orientação em eixos locais padrão, que vão influenciar na leitura da resposta do programa. Portanto, torna-se importante o conhecimento dos eixos locais de cada elemento e que parâmetros vão determinar a rigidez, a depender da direção do esforço e propriedades do material.

A Figura 3.9 apresenta os eixos principais do elemento utilizado para a modelagem numérica das cintas e a representação das deformações devido aos

esforços, com suas configurações deformadas típicas e as propriedades geométricas e mecânicas envolvidas na direção considerada.

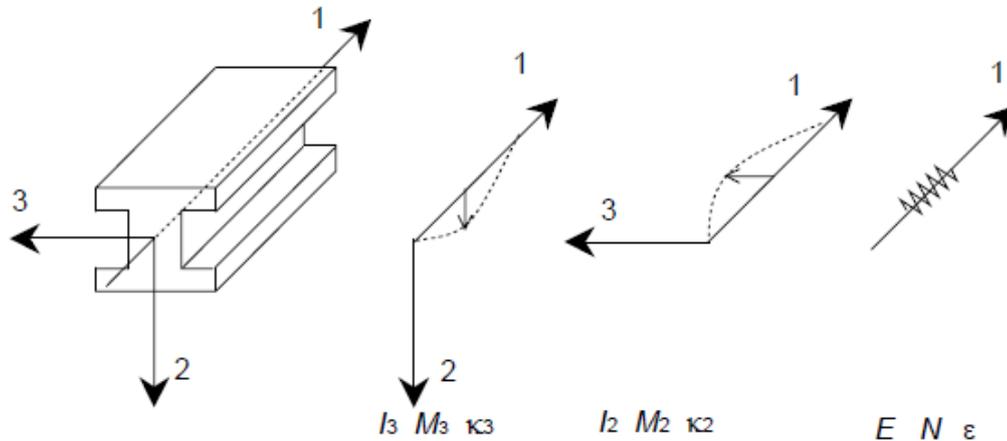


Figura 3.9: Eixos principais do elemento viga.
(Brinkgreve et al., 2004)

Na Figura 3.9, as direções principais locais do elemento no espaço são definidas como 1, 2 e 3, I_2 e I_3 são os momentos de inércia segundo as direções principais da seção transversal, M_2 e M_3 são os esforços do tipo momento fletor em torno das direções principais da seção transversal, E é o módulo de deformabilidade, ϵ , κ_2 e κ_3 são as deformações segundo as direções principais e N é o esforço de força normal atuante na seção transversal.

3.4.1.2. Contenção

A contenção no modelo bidimensional foi modelada como uma estrutura de placa, cujas principais propriedades é a rigidez flexional EI e o peso específico do material.

Com relação ao peso específico do material, Brinkgrieve et al. (2004), demonstra que, o peso específico w a ser levado em conta na modelagem bidimensional deve ser subtraído do peso específico do solo. Isso se deve ao fato de que a malha do solo tem pontos em comum com os elementos da estrutura. Portanto, tal subtração resultou em 15kN/m^3 .

Quanto à rigidez flexional, que é o produto do módulo de elasticidade pelo momento de inércia, foi calculado o momento de inércia de uma seção transversal equivalente a de três estacas do paramento. Tal seção tem momento de inércia de

$1,18 \times 10^{-3} m^4$. Tal inércia se equivale a uma seção transversal retangular de $1,0 \times 0,24 m$, conforme ilustrada na Figura 3.10.

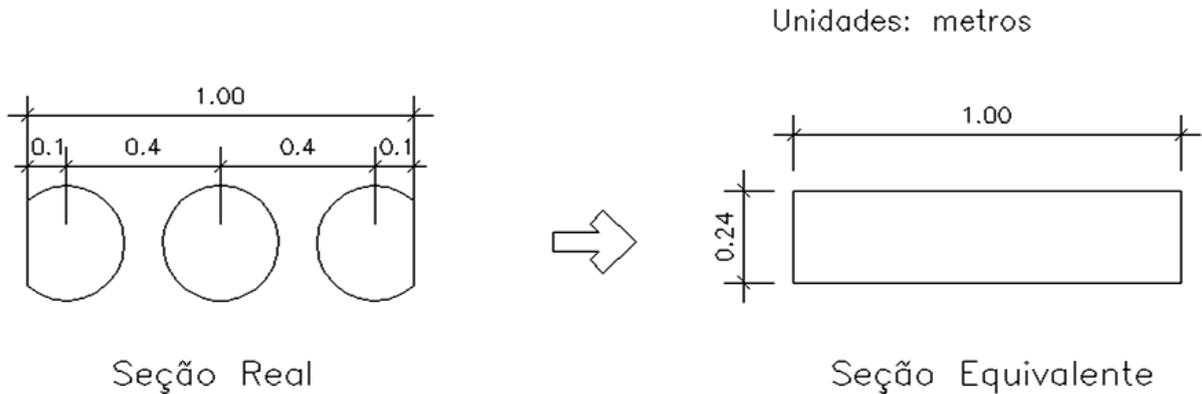


Figura 3.10: Seção transversal equivalente.

Obtém-se a rigidez flexional de tal seção multiplicando tal inércia pelo módulo de elasticidade do concreto, que, para uma resistência característica de 20MPa, equivale a 21GPa, conforme NBR 6118/2014. Portanto, após realizar o produto entre o módulo de elasticidade e o momento de inércia, tal rigidez flexional pode ser obtida como sendo $2,5 \times 10^4 kNm^2$. Do mesmo modo se obtém a rigidez axial EA , que é $5,06 \times 10^6 kN$.

A contenção no modelo tridimensional foi modelada como uma malha de elementos de placas, cujas principais propriedades é a espessura da seção transversal (d), Módulo de elasticidade do material (E), Módulo de elasticidade transversal (G), coeficiente de Poisson (ν).

Para um material de concreto armado, tem-se um módulo de elasticidade de 21GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e módulo de elasticidade transversal de $8,33 \times 10^6 kPa$. A espessura da seção transversal foi determinada pela seção equivalente, sendo de 0,24m, conforme pode ser observada conforme Figura 3.10.

Com relação a malha de elementos de placa, a Figura 3.11 apresenta os eixos principais, esforços e deformações do elemento de placa utilizado no modelo tridimensional.

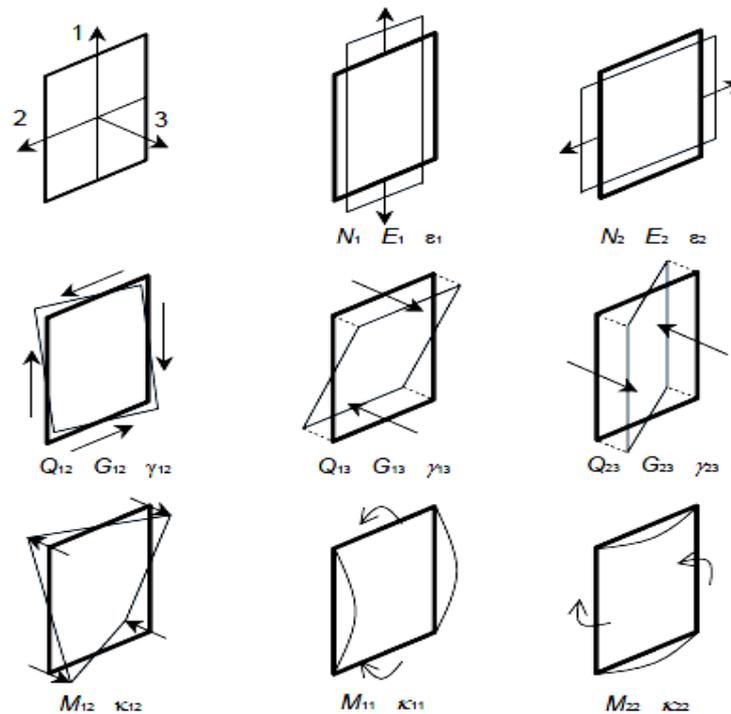


Figura 3.11: Eixos principais locais, direção dos esforços e deformações do elemento parede.
(Brinkgreve et. al., 2004)

Assim como na Figura 3.12, as direções principais são numeradas de 1 a 3, N_1 , N_2 , Q_{12} , Q_{13} , Q_{23} , M_{12} , M_{11} e M_{22} são os esforços internos que atuam no elemento, E_1 , E_2 , G_{12} , G_{13} e G_{23} são os parâmetros de rigidez envolvidos em cada comportamento e ε_1 , ε_2 , γ_{12} , γ_{13} , γ_{23} , κ_{12} , κ_{11} e κ_{22} são as deformações envolvidas.

3.4.1.3. Pórtico

Para a modelagem bidimensional, foi modelado um pórtico equivalente à edificação (mantendo a geometria), considerando que o deslocamento admissível no topo da edificação fosse igual a um pórtico associado de vigas e pilares no modelo numérico. Tal deslocamento foi determinado utilizando a norma NBR15575-2/2013 que determina que deslocamentos horizontais admissíveis (δ) para edificações residenciais deve ser o menor valor entre $H/500$ ou 30mm, em que H é a altura da edificação. Como a altura da edificação é de, aproximadamente, 44m, o que resulta em 88mm de deslocamentos admissíveis. Adotou-se um deslocamento de 30mm.

Mantendo-se a geometria dos pórticos da edificação e as cargas de vento aplicadas, foi determinado através software de análise matricial de estruturas Ftool, a rigidez que cada elemento deveria ter para obter os deslocamento transversais de 30mm. A Figura 3.12 ilustra tal procedimento.

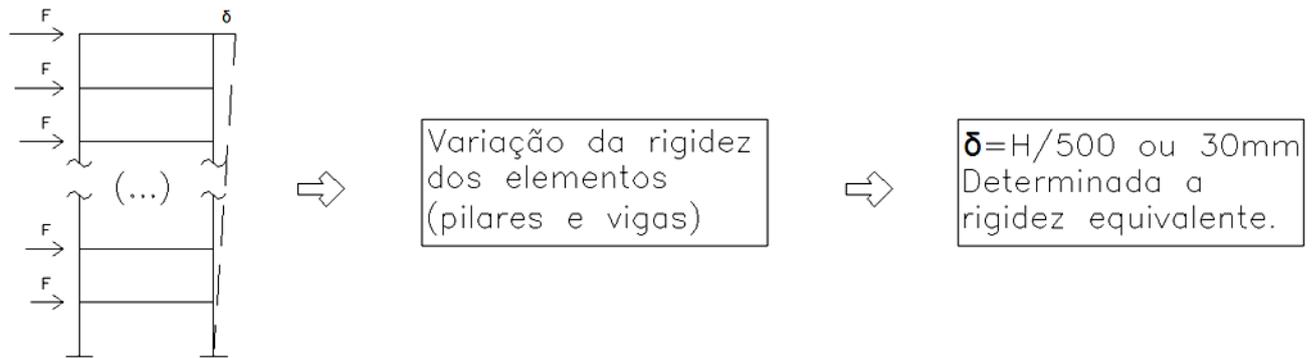


Figura 3.12: Procedimento utilizado para obter a rigidez do pórtico.
(Brinkgreve et. al., 2004)

Na Figura 3.12 o procedimento se iniciou com a modelagem do pórtico mantendo a geometria da edificação em estado plano de deformações. As cargas foram determinadas conforme carga horizontais de vento e a rigidez dos elementos foi variada até obter 30mm de deslocamento final no topo. Tal processo resultou em uma inércia equivalente do pórtico de $0,1m^4$ e área da seção transversal de $0,2m^2$. Os demais parâmetros, que dependem do tipo de material, foram determinados conforme apresentados anteriormente para os demais elementos de concreto armado.

Tal procedimento foi utilizado para obter os parâmetros iniciais de rigidez dos elementos estruturais. Como tal processo é bastante simplificado, os parâmetros deverão ser calibrados antes de serem utilizados nas análises paramétricas.

Com relação à modelagem tridimensional, as propriedades encontradas para as vigas e pilares foram mantidos e apenas a laje foi acrescentada. A laje foi modelada como elemento de placa apoiada nos elementos de viga. Sua espessura foi considerada como de 0,2m.

A fundação foi modelada de forma que tivesse rigidez muito elevada, para que os deslocamentos fossem mínimos possíveis e não influenciassem no

comportamento dos demais elementos. Os parâmetros para os elementos estruturais são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Parâmetros para os elementos estruturais

Elemento		Cotenação	Pilares	Viga	Laje	Fundação	
							Parâmetro
Bidimensional	Tipo	-	Placa	Placa	-	Placa	Placa
	EA	kN	$5,06 \times 10^6$	$3,0 \times 10^6$	-	$3,0 \times 10^6$	$1,0 \times 10^{12}$
	EI	kNm ²	$2,50 \times 10^4$	$2,0 \times 10^6$	-	$2,0 \times 10^5$	$1,0 \times 10^{12}$
	w	kN/m ³	15	15	-	15	15
	ν	-	0,2	0,2	-	0,2	0,2
	Tipo	-	Parede	Viga	Viga	Parede	-
Tridimensional	$E_1 = E_2$	kN/m ²	$2,1 \times 10^7$	$2,0 \times 10^7$	$2,0 \times 10^7$	$2,0 \times 10^7$	-
	A	m ²	-	0,20	0,20	-	-
	I_3	m ⁴	-	0,0075	0,0075	-	-
	I_2	m ⁴	-	0,0014	0,0014	-	-
	G_{12}	kN/m ²	$8,33 \times 10^6$	-	-	$8,33 \times 10^6$	-
	d	m	0,24	-	-	0,4	-
	γ	kN/m ³	25	25	25	25	-
	ν_{12}	-	0,2	0,2	0,2	0,2	-

Em que EA é a rigidez axial, EI é a rigidez flexional, w é o peso específico da estrutura descontado do solo e ν é o coeficiente de Poisson. E_1 e E_2 são os módulos de deformabilidade do material que constitui o elemento estrutural, A é a área da seção transversal, I_2 e I_3 são os momentos de inércia principais, G_{12} é o módulo transversal, d é a espessura do elemento de placa, γ é o peso específico do material, ν_{12} é o coeficiente de Poisson.

3.4.1.4. Tirantes

Para modelagem dos tirantes, considerou-se para o trecho livre um elemento de tirante e o trecho ancorado como um elemento geogrelha para as modelagens bidimensionais e, no modelo tridimensional, como um elemento *ground anchor*. As propriedades do trecho ancorado e do trecho livre do tirante foram obtidas de acordo com o fabricante da monobarra, conforme Tabela 3.1 e usadas no modelo conforme Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Dados iniciais do modelo.

Parâmetros		Unidade	Bulbo	Tirante
Bidimensional	EA	kN	$3,0 \times 10^4$	$1,70 \times 10^5$
	Espaçamento entre tirantes	<i>m</i>	-	2,8
	Carga de trabalho	kN	-	220
Tridimensional	Diâmetro	<i>m</i>	0,14	-
	<i>E</i>	kN/m ²	$2,0 \times 10^6$	-
	EA	kN	-	$2,1 \times 10^7$
	$T_{m\acute{a}x}$	kN/m	400	-

Em que EA é a rigidez axial, E é o módulo de elasticidade e $T_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima admissível no perímetro do bulbo.

O diâmetro da seção transversal do bulbo foi estimado por Santos (2013) através do volume de argamassa utilizado para sua execução, adotando-se 140mm de diâmetro equivalente.

3.4.1.5. Solo

Neste trabalho o comportamento do solo foi modelado a partir de dois modelos constitutivos, sendo eles o Modelo Mohr-Coulomb¹ e o Modelo *Hardening Soil*.

Com relação ao Modelo Mohr-Coulomb, Lade (2005) apresenta uma classificação deste modelo inserindo-o no grupo do tipo elástico perfeitamente plástico simples (mesma classificação para os modelos Drucker-Prager e Soft Soil), aplicável a solos arenosos, argilosos e cimentados. O referido modelo apresenta cinco parâmetros de entrada (coesão, ângulo de atrito, dilatância, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson) que podem ser determinados pelos ensaios de compressão triaxial.

¹ O nome correto é modelo constitutivo que utiliza o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, porém, por questões de praticidade na notação, será referenciado neste trabalho como Modelo Mohr-Coulomb.

Com relação ao modelo *Hardening Soil*, segundo classificação de Lade (2005), está inserido no grupo dos modelos de endurecimento (juntamente com os modelos Lade e MONOT), aplicável também a solos arenosos, argilosos e cimentados. O referido modelo apresenta 11 parâmetros de entrada, sendo eles: três módulos de deformabilidade (módulo de deformabilidade para 50% da tensão máxima, módulo de deformabilidade oedométrico e módulo de deformabilidade para carregamento e descarregamento), coesão, ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância, coeficiente de empuxo no repouso, potência de dependência tensional da rigidez, coeficiente de Poisson na descarga e recarga. O modelo constitutivo *Hardening Soil* é justificado devido ao seu comportamento específico para o carregamento e descarregamento, comumente previsto em problemas que envolvem contenções e estabilidade de taludes, e pela sua aplicabilidade em solos arenosos.

O módulo de deformabilidade de referência para 50% da tensão máxima (E_{50}^{ref}) foi obtido através das curvas tensão desviadora x deformação dos ensaios triaxiais, O módulo de deformabilidade de referência oedométrico (E_{oed}^{ref}) foi obtido pela Equação 3.1 e o módulo de deformabilidade de referência no carregamento e descarregamento (E_{ur}^{ref}) foi obtido pela faixa dada pela Equação 3.2 (Brinkgrieve et al., 2004).

$$E_{oed}^{ref} = \frac{E_{50}^{ref}(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (3.1)$$

$$2E_{50}^{ref} < E_{ur}^{ref} < 3E_{50}^{ref} \quad (3.2)$$

É importante observar que o software considera o parâmetro de pressão de referência p^{ref} (ver equações 2.13 a 2.15), como sendo a tensão confinante da curva usada para obter o módulo de deformabilidade E_{50}^{ref} . Como E_{50}^{ref} foi obtido pela curva tensão desviadora x deformação para uma tensão confinante de 100kPa, o parâmetro p^{ref} foi mantido conforme o padrão do software, que é 100kPa. Para obter o módulo de deformabilidade de referência utilizando outras curvas, deve-se alterar o valor da tensão confinante de referência e observar a sensibilidade das outras propriedades ao mudar essa pressão de referência.

A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros do solo utilizado nas análises numéricas para os Modelos de Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*.

Na tabela 3.6, γ é o peso específico dos sólidos, γ_{sat} é o peso específico saturado, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, ψ é o ângulo de dilatância, ν é o coeficiente de Poisson, E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência para 50% da tensão máxima, E_{oed}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência oedométrico, E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência no carregamento e descarregamento e m é o potencial de dependência tensional da rigidez.

Tabela 3.6: Dados iniciais do solo

Parâmetro		Unidade	Modelo Mohr-Coulomb	Modelo Hardening Soil
Camada 01	γ	kN/m ³	18	18
	γ_{sat}	kN/m ³	20	20
	c'	kPa	1	1
	ϕ'	Graus	30,1	30,1
	ψ	Graus	0	0
	ν	-	0,332	0,332
	E_{50}^{ref}	MPa	20	20
	E_{oed}^{ref}	MPa	-	30
	E_{ur}^{ref}	MPa	-	40
	m	-	-	0,5
Camada 02	γ	kN/m ³	18	18
	γ_{sat}	kN/m ³	20	20
	c'	kPa	1	1
	ϕ'	Graus	28,5	28,5
	ψ	Graus	0	0
	ν	-	0,343	0,343
	E_{50}	MPa	40	40
	E_{oed}	MPa	-	62
	E_{ur}	MPa	-	80
	m	-	-	0,5

3.5. Procedimento numérico

A Figura 3.13 apresenta um fluxograma ilustrando o procedimento numérico realizado neste trabalho.

A modelagem neste trabalho foi realizada em três etapas. A 1ª Etapa (ver Figura 3.13) consiste na validação do modelo bidimensional das seções onde se situam os tubos-guia da contenção instrumentada por Santos (2013). Nesta etapa, buscou-se a calibração dos parâmetros mais básicos do modelo, que são a escolha do modelo constitutivo e principais parâmetros do solo e dos elementos estruturais através da comparação entre os resultados dos deslocamentos transversais obtidos pela instrumentação e do modelo numérico.

A 2ª Etapa desse estudo numérico consistiu na calibração dos parâmetros do modelo tridimensional da contenção. O objetivo foi validar o modelo tridimensional de acordo com as seções modeladas bidimensionalmente e a instrumentação feita por Santos (2013). A calibração desta etapa foi feita a fim de se obter os parâmetros do solo e, de forma mais precisa, como foi realizada a execução de cada etapa. Também foi objeto de calibração desta etapa as propriedades do trecho ancorado, comparando-as com a força mobilizada ao longo do trecho ancorado obtido pelos extensômetros instalados por Santos (2013).

Para realizar tal estudo foram elaborados dois tipos de modelos tridimensionais. O Modelo 01 consiste em uma representação global da estrutura de contenção e o Modelo 02 consiste no estudo de uma parcela do Trecho C da estrutura de contenção. Mais detalhes sobre tais modelos serão apresentados no Item 3.6.2.

A 3ª Etapa do procedimento numérico consiste em aplicar os modelos tridimensionais calibrados a fim de se realizar um estudo paramétrico da influência da posição de uma e duas linha de tirantes, o estudo da influência da execução de uma laje vinculada no topo da contenção e o fenômeno de arqueamento entre as estacas, variando o espaçamento entre faces de estaca ($e - D$) para analisar as tensões atuantes, os deslocamentos e um estudo da viabilidade econômica.

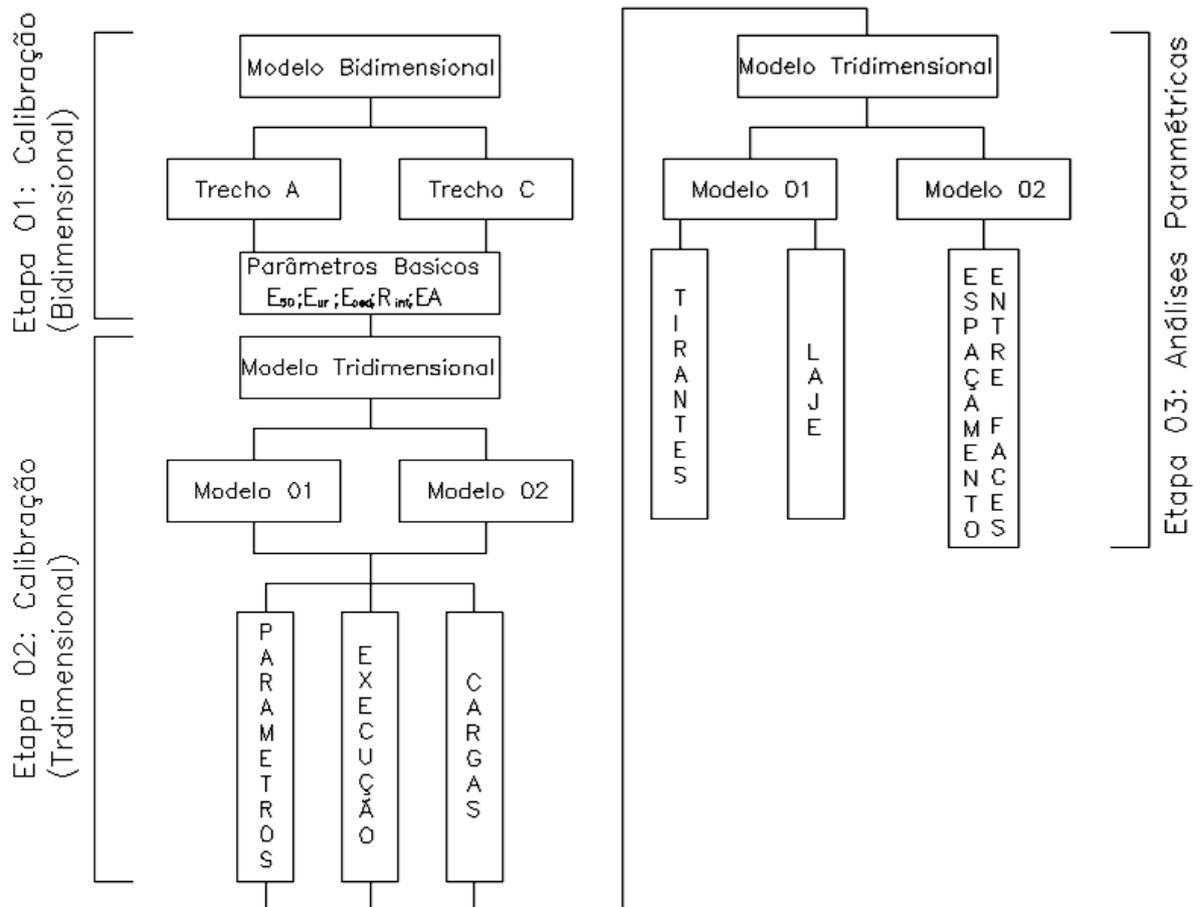


Figura 3.13. Procedimento Numérico

3.6. Descrição dos modelos numéricos

Neste item serão apresentados os modelos numéricos deste trabalho destacando a sua geometria e a modelagem das etapas de execução.

3.6.1. Modelagens Bidimensionais

3.6.1.1. Trecho A

A Figura 3.14 ilustra a posição da seção representativa do Trecho A na planta de locação da contenção e a posição do tubo guia, onde foram medidos os deslocamentos horizontais.

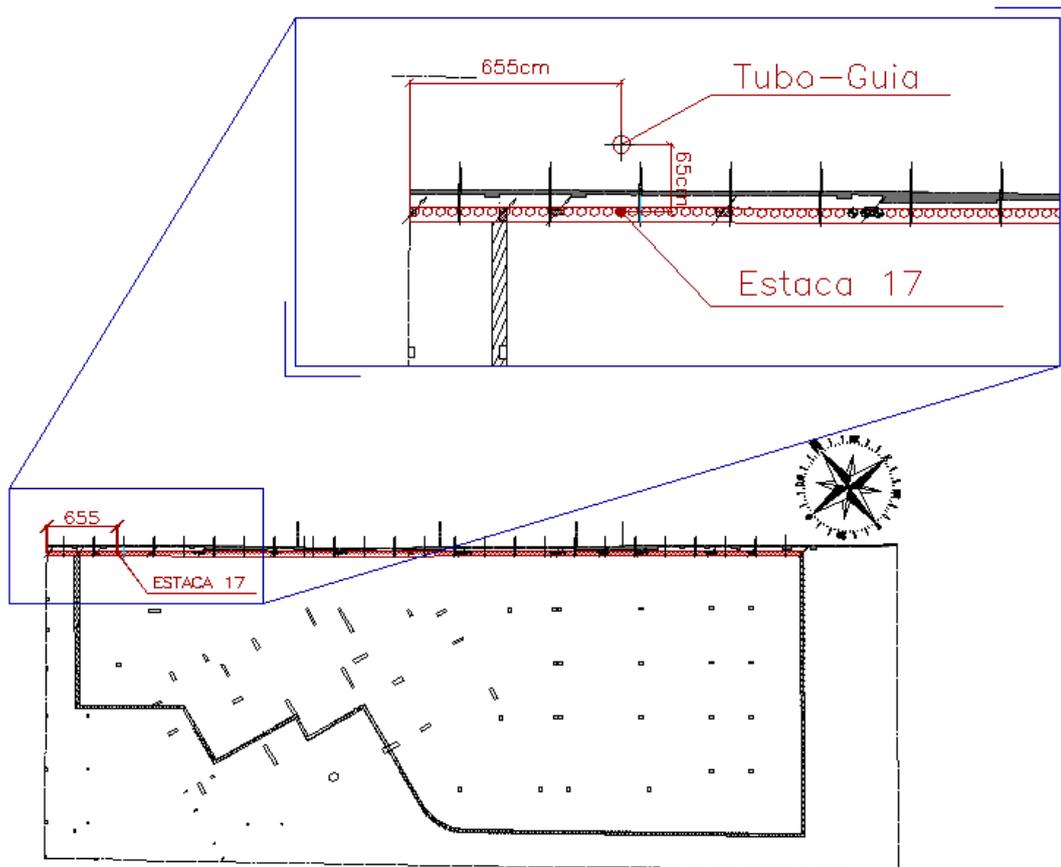


Figura 3.14: Localização da seção da simulação numérica bidimensional e o tubo-guia. (sem escala)

O tubo-guia do Trecho A está localizado próximo à estaca 17, que, em relação à extremidade esquerda da vista frontal da contenção, dista 6,55m. A referida modelagem simula o comportamento da Seção 1 da contenção que está inserida no Trecho A (ver Figura 3.3).

A Figura 3.15 ilustra o modelo numérico elaborado para simular a seção próxima a Estaca 17 (Seção 01), próxima da qual foi instalado o tubo-guia usado para estudar o comportamento do Trecho A. A figura apresentada destaca os elementos estruturais, sobrecargas e as camadas do solo. As curvas obtidas na simulação numérica correspondem a uma seção de corte em, aproximadamente, 0,65m por trás da cortina.

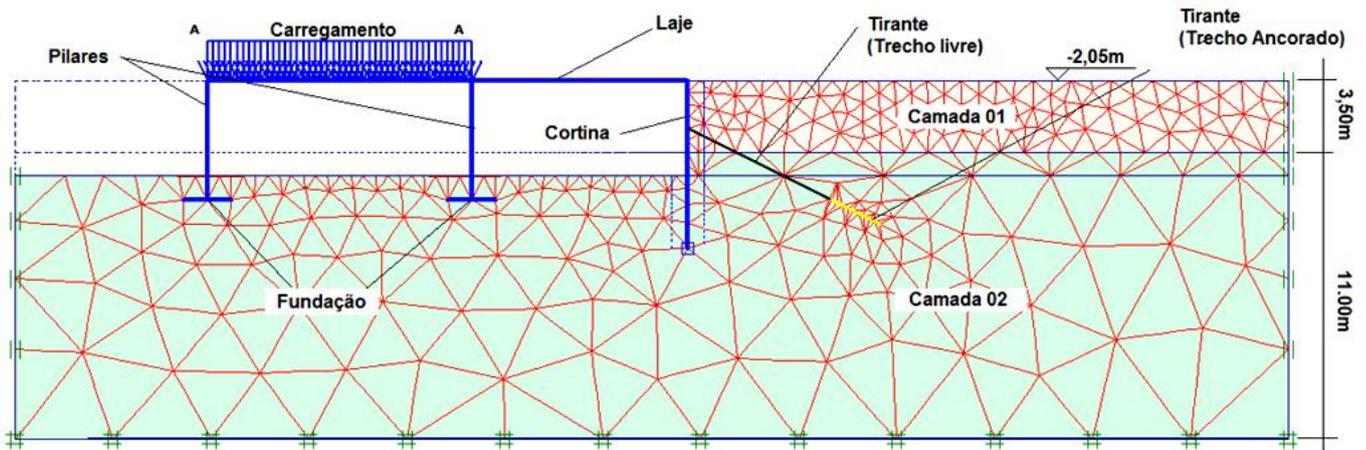


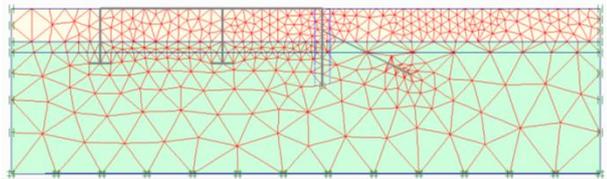
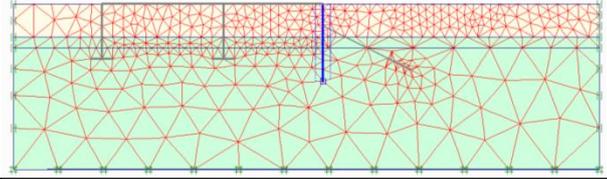
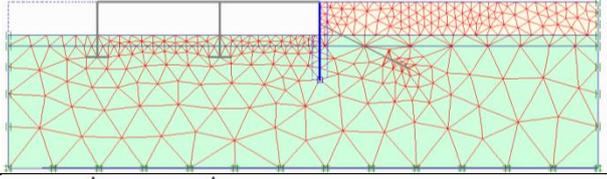
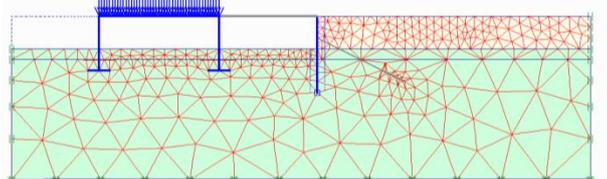
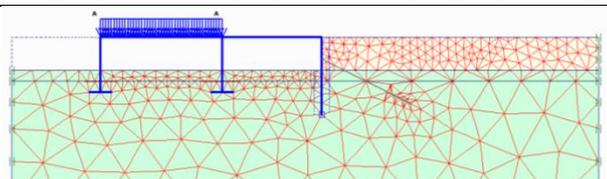
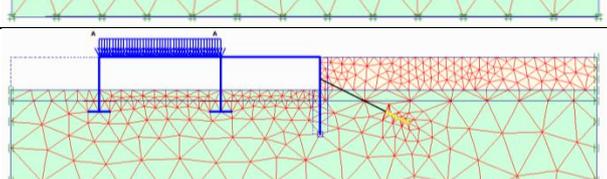
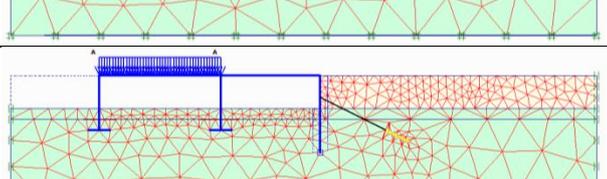
Figura 3.15: Modelo Numérico discretizado do Trecho A.

Com relação à geometria, o domínio do modelo foi escolhido conforme as recomendações dos trabalhos de Briaud e Lim (1999), em que os limites do modelo foram adotados de acordo com as equações apresentadas na Seção 2.7, verificando que a terceira camada do perfil do solo poderia ser descartada do modelo, visto que a profundidade da segunda camada já era suficiente para a simulação. A Camada 01 do solo foi modelada com uma profundidade de 3,50m, e a Camada 02 foi modelada com 11,00m. O carregamento da laje foi adotado igual a 100kN/m, que pode ser justificado como o carregamento para um pavimento de uma edificação que terá uma carga acidental para um estacionamento, de acordo com a NBR 6120/1980 e considerando uma faixa de 1m de largura para sua atuação.

O modelo numérico apresentado, foi processado em sete fases, apresentadas no Quadro 3.1.

Com relação às etapas construtivas, a execução procedeu-se conforme relatado no Item 3.3 e ilustrado na Figura 3.6 e 3.7. Para caracterizar estas etapas, a ferramenta numérica dispõe da modelagem das etapas de execução através da ativação ou desativação dos elementos em cada etapa.

Quadro 3.1: Fases de processamento do modelo (Trecho A).

Fase	Tempo decorrido (dias)	Leitura	Ilustração do Modelo
1: Inicial	0	-	
2: Estaqueamento	120*	-	
3: Escavação	136	1ª	
4: Estrutura	Entre 146 e 155	2ª, 3ª e 4ª	
5: Laje	198	5ª	
6: Tirantes	Entre 205 e 284 dias	6ª a 9ª	
7: Protensão	322	10ª	

* Tempo decorrido estimado.

A Fase 1 apresentada no Quadro 3.1 é apenas para obtenção do estado de tensão inicial do solo (com a utilização do coeficiente de empuxo passivo elástico) e não há elementos estruturais ativos. A Fase 2 corresponde à execução das estacas no solo, assim o elemento da cortina foi ativado nesta fase. A Fase 3 corresponde à escavação da parcela do maciço onde será executada a estrutura. Para esta modelagem, desativou-se a camada à frente da contenção e será comparado à configuração deformada no final da etapa, com a configuração deformada medida por Santos (2013) na instrumentação em campo. A Fase 4, caracteriza-se pela execução da estrutura. Para isso, ativou-se os elementos estruturais e o carregamento da laje, com exceção da laje que se apoia na contenção, que foi ativada na Fase 5. A configuração deformada da Fase 5 foi obtida para comparação com a curva feita por Santos (2013), que corresponde a 5ª leitura. Nas Fases 6 e 7 foram ativados os elementos de tirantes e aplicada a carga de protensão. A configuração deformada da Fase 7 foi comparada à configuração obtida por Santos (2013), como configuração final (10ª leitura).

Inicialmente, os parâmetros utilizados obedeceram aqueles apresentados nas Tabelas 3.4 a 3.6, utilizando os modelos constitutivos Mohr-Coulomb e Hardening Soil. Com o processamento para cada modelo constitutivo, buscou-se o ajuste inicialmente do módulo de deformabilidade do solo, com os valores obtidos pelos ensaios de laboratório feitos por Santos (2013) e obedecendo às equações 3.1 e 3.2 para os demais valores no modelo Hardening Soil. A calibração se deu com a uma serie de variações do módulos de elasticidade e comparações da configuração deformada obtida e configuração apresentada por Santos (2013) para os modelos constitutivos já apresentados.

3.6.1.2. Trecho C

O Trecho C possui duas seções instrumentadas. A primeira seção (Seção 2) encontra-se próximo à Estaca 150, localizada a aproximadamente 10,70m da extremidade da contenção (Figura 3.3). A segunda (Seção 3), mais próxima da Estaca 166, dista 4,27m da extremidade da contenção (ver Figura 3.3). A Seção 2 foi escolhida para representar o comportamento do Trecho C na simulação bidimensional. Tal escolha foi justificada devido à Seção 3 estar muito próxima da

extremidade da contenção, que oferece grande rigidez para os deslocamentos horizontais, fato este que influenciaria na calibração dos parâmetros.

Conforme apresentado anteriormente, os tubos-guia do Trecho C também são localizados a 0,65m das estacas, do lado do maciço contido. A Figura 3.16 ilustra a posição dos tubos-guia das seções instrumentadas do Trecho C no layout do canteiro de obras.

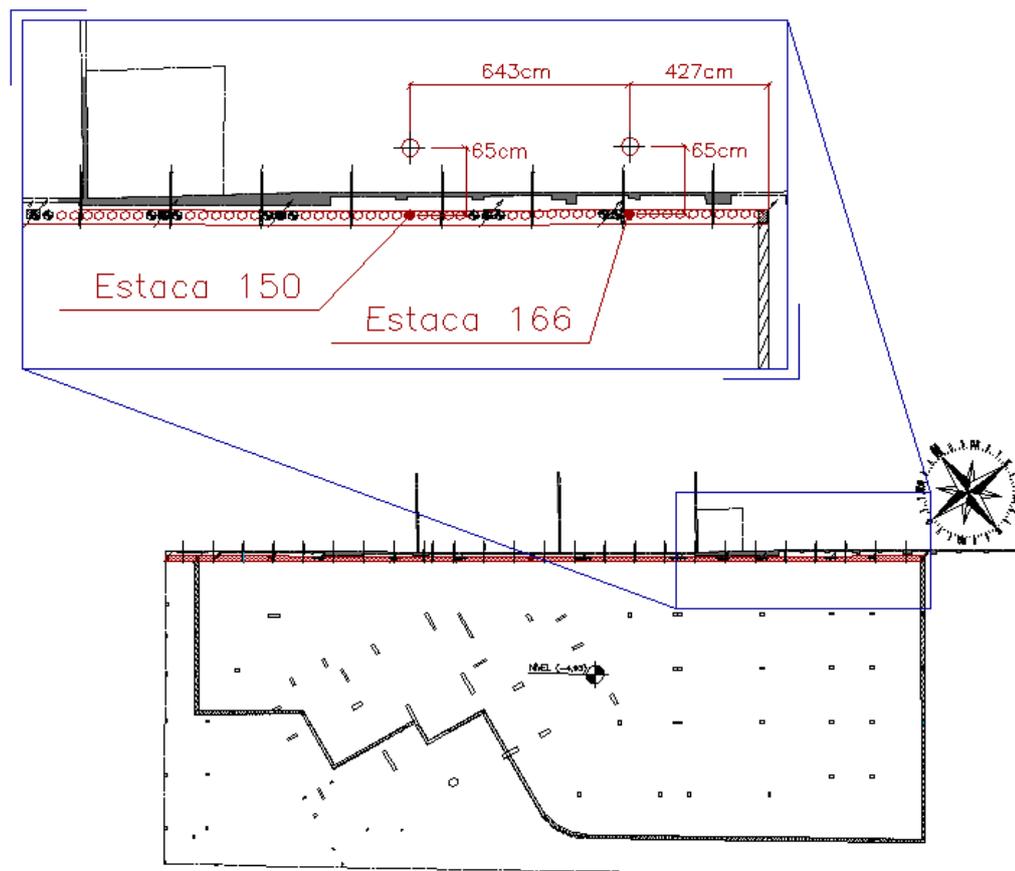


Figura 3.16: Localização das seções instrumentadas no Trecho C e os seus respectivos tubos-guia

Conforme Tabela 3.3, a referida simulação tem suas fases de processamento inseridas na 1ª, 4ª, 6ª e 12ª leituras. Para as proximidades da Estaca 150, a 1ª leitura, foi realizada na 6ª visita à obra, 198 dias após a execução das estacas do paramento e está inserida na Etapa 2 da linha do tempo (conforme Figura 3.8), que, para o Trecho C, corresponde à etapa em que foi realizada a escavação inicial até o topo da berma (Nível -2,00m) e incorporação dos tirantes da primeira linha (Nível -1,45m). A 4ª leitura foi realizada na 11ª visita à obra, aproximadamente 246 dias

após a execução das estacas e corresponde à Etapa 3 da linha do tempo, em que foi executado o tirante nas proximidades da Estaca 150 (Seção 2). A 6ª leitura corresponde à 13ª visita à obra, aos 270 dias e está inserida na Etapa 3. A 6ª leitura foi escolhida por se tratar da data em que foi retirada a berma nas proximidades da Estaca 150 e executada a 2ª linha de tirantes (Nível -3,50m). A 12ª leitura foi realizada na 19ª visita à obra (aos 322 dias após a execução das estacas) e está inserida na Etapa 4 da linha do tempo, em que foi realizada a incorporação e protensão da 2ª linha dos tirantes (Nível -3,50m).

É importante observar que, conforme relatado no Capítulo 3, para os níveis mais elevados de cargas, houve ruptura da primeira linha de tirantes (Nível 1,45m), isto é, os tirantes apresentaram deslocamentos. A carga não conseguiu ser elevada a níveis maiores e não foi possível finalizar o ensaio de recebimento, conforme NBR 5629/96 (ver seção 3.1 deste trabalho). Devido ao insucesso, no dia posterior repetiu-se o ensaio e, novamente, não foi possível chegar a níveis maiores de carga. Diante disso, procedeu-se com a próxima etapa (retirada da berma) mesmo sem a protensão dos tirantes. Como resultado, tem-se a primeira linha de tirantes trabalhando passivamente.

A Figura 3.17 ilustra o modelo numérico discreto, destacando-se os elementos que o compõe e a sua geometria.

As camadas 01 e 02 tem espessura de 5,0m e 10,0m, respectivamente. Os demais elementos foram modelados conforme geometria apresentada no Capítulo 3. As cargas, assim como no Trecho A, tem módulo igual a 100 kN/m, conforme NBR 6120/1980.

Os tubos-guia usados na instrumentação com inclinômetro no Trecho C têm comprimento de 7,5m. Semelhante ao Trecho A, da leitura realizada com o inclinômetro por Santos (2013), obteve curvas de deslocamentos horizontais em função da profundidade. Para obtenção das curvas, foram gerados os deslocamentos em uma seção de corte a 0,65m da cortina.

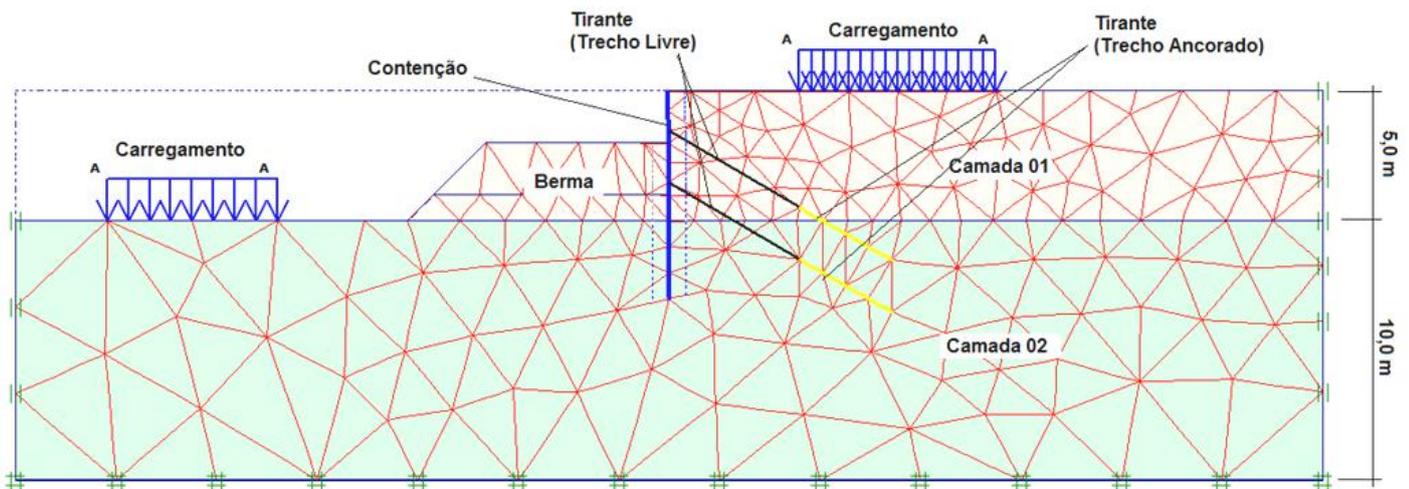


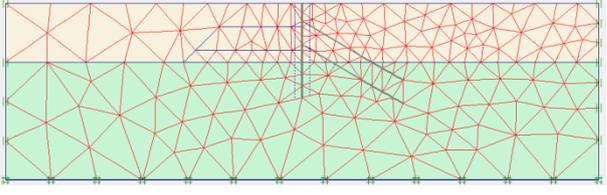
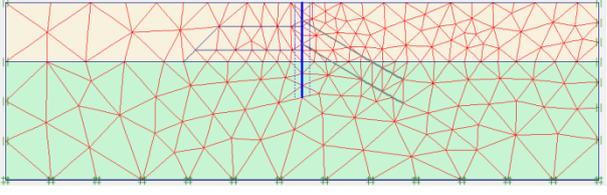
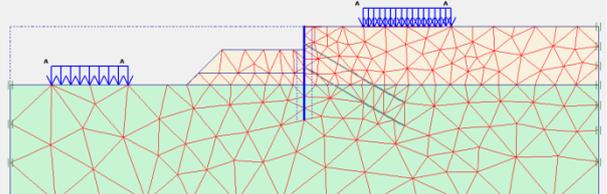
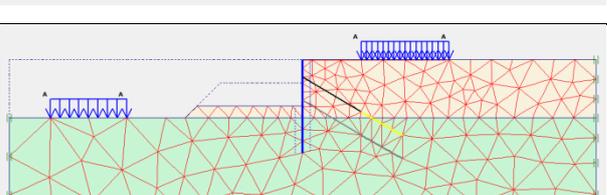
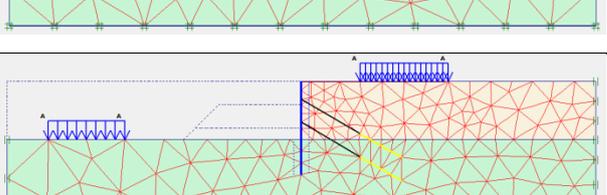
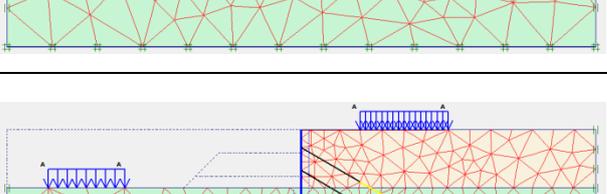
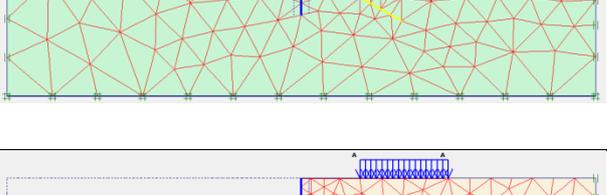
Figura 3.17: Modelo Numérico discretizado do Trecho C.

O modelo numérico do Trecho C foi processado em sete fases. Cada fase representa uma etapa de execução. Para a calibração, Foram geradas quatro curvas a partir dessas fases e comparadas com quatro leituras da instrumentação. O Quadro 3.2 ilustra as fases de processamento do modelo, destacando, aproximadamente que leitura representa cada fase, conforme Tabela 3.3.

As duas primeiras fases (Fase 0 e a Fase 1), têm o objetivo de obter os níveis de tensões iniciais e não tem correspondências com as leituras feitas na instrumentação. Na fase de escavação (Fase 2), foram realizadas a 1ª, 2ª e 3ª leituras com o auxílio do inclinômetro. Nesta fase foi realizada a escavação até o nível de topo da berma (Nível -2,00m). Dessa fase foi obtida a primeira curva de deslocamentos horizontais para calibração para validação do modelo numérico. A segunda curva de deslocamentos horizontais foi obtida após o processamento da Fase 03 (execução dos tirantes), na qual foi ativada a primeira linha de tirantes. Tais tirantes foram considerados passivos.

A 4ª fase de processamento simula o período no qual foram feitas da 5ª até a 8ª leitura, etapa na qual foi retirada toda a berma. A terceira curva foi gerada desta fase e comparada à 7ª leitura (leitura na qual se realizou a execução dos tirantes mais próximos à Estaca 150).

Quadro 3.2: Fases de processamento do modelo (Trecho C).

Fase	Tempo Decorrido	Leitura	Ilustração do modelo
0: Inicial	0 dias	-	
1: Estaqueamento	136 dias	-	
2: Escavação	198 a 231 dias	1ª, 2ª e 3ª	
3: Execução Tirante (Nível 1,45m)	246 dias	4ª	
4: Retirada de toda a berma	263 a 284 dias	5ª a 8ª	
5: Protensão da 2ª linha de Tirantes (Nível 3,53)	290 a 305 dias	9ª a 11ª	
6: Tempo após a Protensão	322 dias	12ª	

A 5ª fase simula a protensão da segunda linha de tirantes (Nível -3,50m), na qual ocorreram as leituras da 4ª etapa (ver Figura 3.8). A última fase (Fase 6) corresponde à leitura mais recente após a protensão dos tirantes. Desta fase foi obtida a última curva e comparada à correspondente obtida por Santos (2013) (12ª leitura).

3.6.2. Modelagens Tridimensionais

A segunda etapa do procedimento numérico, corresponde a calibração dos modelos tridimensionais. Na etapa de aplicação do modelo, foram realizados dois tipos de análise: a análise paramétrica dos tirantes e a análise do fenômeno de arqueamento na contenção. Para realização dessas análises foram elaborados dois modelos. O Modelo 01 foi utilizado para as análises paramétricas e o Modelo 02 foi utilizado para análises do fenômeno de arqueamento que ocorre entre as faces das estacas.

3.6.2.1. Modelo 01

O Modelo 01 foi utilizado para a análise paramétrica dos tirantes, conforme descrito no Item 3.5. Este modelo simula toda a contenção simultaneamente, obedecendo à topografia do terreno e a geometria da obra. Cada etapa da obra foi calibrada conforme os deslocamentos obtidos pela instrumentação. Inicialmente os parâmetros dos modelos bidimensionais calibrados foram utilizados no processo de calibração da etapa tridimensional.

No processo de calibração o objetivo principal da modelagem do Modelo 01, além de obter os parâmetros que melhor simulam o comportamento da contenção em comparação com a instrumentação de campo, é a calibração do processo executivo da contenção, ou seja, como realmente se procedeu a execução das etapas e, durante esse processo, obter resultados e conclusões que não foram possíveis de ser determinados apenas com a instrumentação.

3.6.2.1.1. Geometria e modelagem dos elementos

A Figura 3.18 ilustra o Modelo 01, que foi utilizado para as análises paramétricas.

Conforme descrito anteriormente, baseado no projeto executivo, a contenção tem três trechos (A, B e C), apresentando um comprimento longitudinal total de, 70,49m. Cada trecho tem o seu topo situado em um nível diferente, cuja referência para o nível zero é o topo da contenção no Trecho C. Os demais níveis serão obtidos a partir da profundidade em relação ao nível do topo do Trecho C. Qualquer nível abaixo da referência do topo das estacas do Trecho C será considerado como negativo.

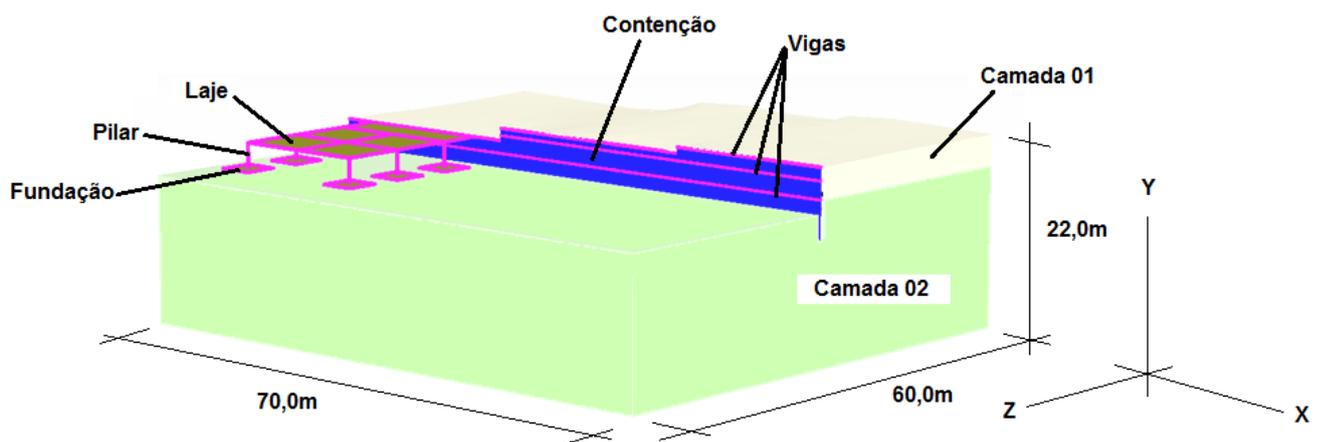


Figura 3.18: Modelo 01.

Com relação à geometria global do modelo, os limites foram definidos tendo as dimensões de 22m de profundidade (Eixo Y), 60m de largura (Eixo Z) e 70m de comprimento (Eixo X) (Figura 3.18). A contenção foi modelada com um total de 70m de comprimento, com o Trecho A com 24m, o Trecho B com 26m e o Trecho C com 20m.

Neste modelo, a contenção foi modelada em elementos de placa. A altura da malha de elementos que simula o comportamento da contenção (malha de elementos de placa) é de 8m, sendo que o topo de cada trecho varia ao longo do Eixo X. No Trecho A, o nível do topo das estacas é de -2,05m e a base situa-se no

Nível -10,05m. No Trecho B, o topo das estacas situa-se no Nível -0,65m e a base, no Nível -8,65m. No Trecho C, cujo topo das estacas se situa no nível de referência 0,00m, tem a base das estacas no Nível -8,00m.

Conforme descrito anteriormente, existem cintas de estabilização em três níveis diferentes ao longo da altura da contenção, sendo duas delas com o objetivo de homogeneizar os deslocamentos das estacas de contenção na aplicação da protensão dos tirantes e a outra localizada no topo de cada trecho, com o objetivo de uniformizar os deslocamentos no topo das estacas e servir de apoio para as lajes do pavimento superior ao subsolo.

Para simulação deste comportamento, modelou-se esses elementos como vigas. As cintas que trabalham junto com os tirantes foram modeladas vigas nos Níveis -1,45m e -3,50m, para a primeira linha de tirantes e a segunda linha de tirantes, respectivamente. É importante observar que no Trecho A só há presença de uma linha de tirantes, que se encontra no Nível -3,50m. Com relação à cinta localizada no topo das estacas, modelou-se nos níveis correspondentes ao do topo de cada trecho, isto é, -2,05m, -0,65m e 0,00m para o Trecho A, B e C, respectivamente. A Figura 3.19 apresenta a vista frontal da contenção discretizada em elemento de placa e o posicionamento das vigas e dos seus respectivos níveis.

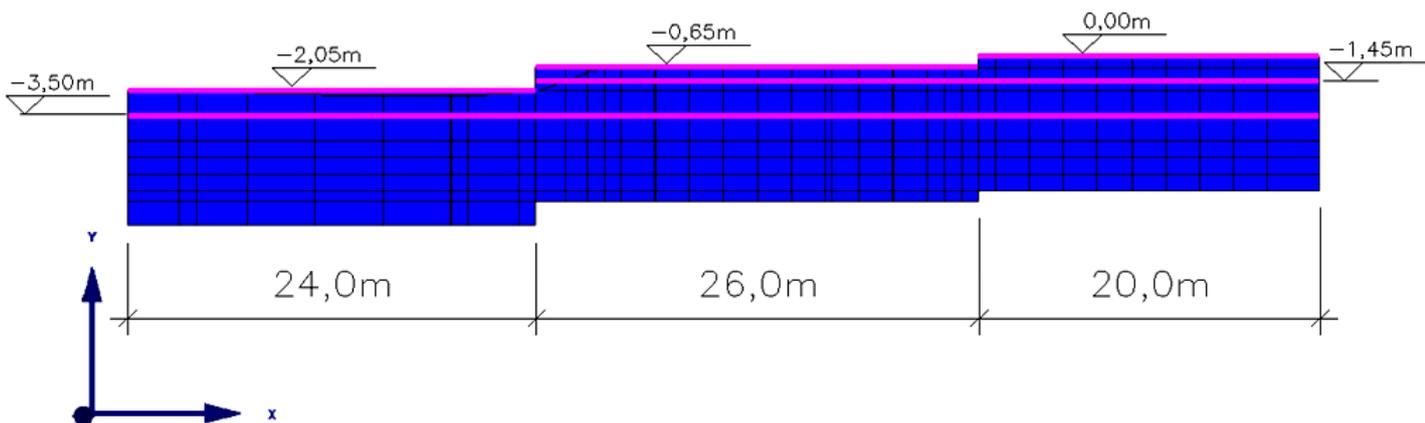


Figura 3.19: Vista frontal da contenção discretizada. (sem escala)

Para a modelagem dos tirantes, utilizou-se o elemento *ground anchor*, cujo procedimento numérico se dá pela consideração de um elemento de tirante para o trecho livre e um elemento de geogrelha para o trecho ancorado. O espaçamento longitudinal entre tirantes no projeto executivo é de 2,80m, porém foi utilizado o

espaçamento entre tirantes de 3,0m, apenas como forma de simplificação. Os tirantes do Nível -1,45m são considerados passivos e o do Nível -3,50m são considerados ativos. A Figura 3.20 ilustra os tirantes juntos da contenção e das vigas de estabilização discretizadas.

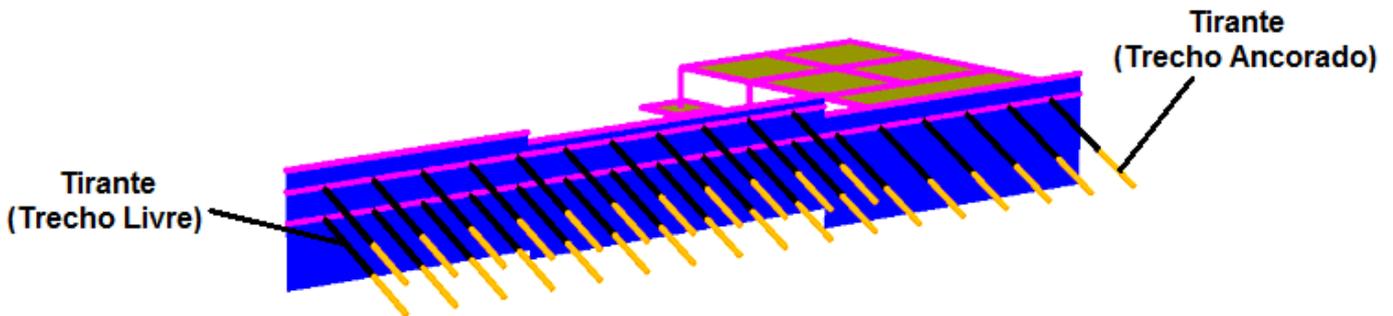


Figura 3.20: Tirantes discretizados.

Na obra foi executada uma laje que se apoia sobre a viga de estabilização do topo das estacas do Trecho A. A execução desta laje causou deslocamentos no topo da contenção consideráveis. Portanto, se faz necessário a simulação deste comportamento. Para isso, modelou-se um pórtico tridimensional com lajes no nível superior, que se apoia sobre o paramento. Elementos de placa foram utilizados para a modelagem da laje e das fundações, que na obra eram do tipo rasa (sapata isolada) e para os pilares e vigas foram utilizados elementos de viga.

As camadas do solo foram discretizadas em elementos de 15 nós, cujo comportamento tensão-deformação obedece à lei constitutiva do modelo de endurecimento (*Hardening Soil*).

Com relação ao grau de refinamento global da malha de elementos finitos, optou-se por utilizar o refinamento classificado pela ferramenta numérica como fino². Esta classificação determina as dimensões do elemento finito através de uma escala que vai desde o refinamento muito grosseiro (apresenta uma menor quantidade de elementos e de dimensões maiores e é usado quando a precisão dos resultados não é o principal objetivo da modelagem, e sim, a ordem de grandeza) até o refinamento muito fino (apresenta uma maior quantidade de elementos com dimensões menores e é recomendado quando a precisão dos resultados é um dos objetivos da modelagem). A ferramenta numérica dá a possibilidade de obter malhas mais

² A escala de classificação dos níveis de refinamento da malha padrão da ferramenta numérica é: muito grosseiro, grosseiro, médio, fino e muito fino. Para mais detalhes ver Brinkgrieve (2003).

refinadas do que os níveis padrões apresentados, porém o processamento do modelo se torna mais complexo e longo, em relação ao tempo.

Níveis mais altos de refinamento da malha não melhoram, significativamente, a precisão dos resultados após determinado nível e, por se tratar de um modelo numérico com muitas fases de processamento, optou-se pelo refinamento padrão fino, para que não se tenha um processamento das fases muito longo.

Com relação as vinculações do modelo, o padrão da ferramenta automaticamente vincula os limites do modelo considerando que não há nenhuma deformação perpendicular ao plano principal da superfície que contem os limites do modelo. Porém, é importante observar que, após toda a execução da estrutura, as extremidades da estrutura instrumentada não sofrem deformações laterais em toda a sua altura. Isto se deve ao fato de que a contenção foi executada em todo o perímetro do pavimento subsolo, como faz parte deste trabalho apenas uma das fachadas do paramento deve-se considerar as extremidades desta fachada vinculadas em relação à direção lateral (eixo z na Figura 3.18).

Dessa forma considera-se as extremidades da contenção foram vinculadas para que não haja deslocamento horizontal em toda a profundidade da contenção.

Quanto às sobrecargas do modelo, existem carregamentos provenientes das edificações vizinhas no maciço contido e há o carregamento proveniente da torre da edificação multifamiliar que encontrava-se em processo de execução. Para a simulação destas cargas foram modeladas cargas superficialmente distribuídas conforme Figura 3.21.

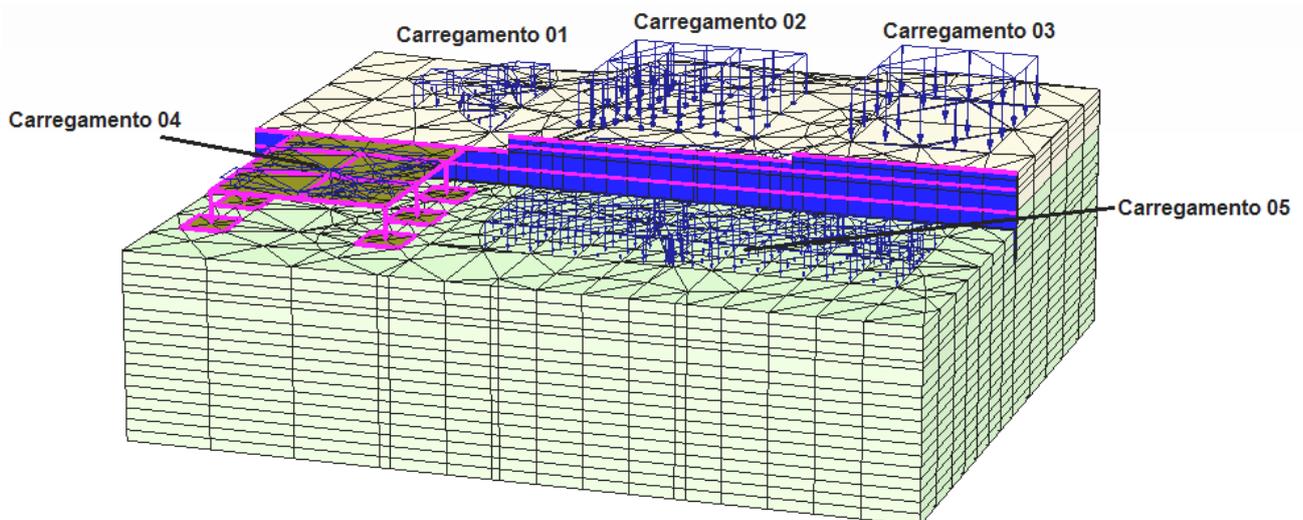


Figura 3.21: Carregamentos no Modelo 01 após discretização.

A Tabela 3.7 apresenta os detalhes sobre os carregamentos usados no modelo.

Tabela 3.7: Carregamentos no Modelo 01.

Carregamento	Módulo	Nível de Aplicação	Observação
01	10 kN/m ²	-2,05m	Carregamento aplicado em todas as fases dos modelo.
02	10 kN/m ²	-0,65m	Carregamento aplicado em todas as fases dos modelo.
03	10 kN/m ²	0,00m	Carregamento aplicado em todas as fases dos modelo.
04	5 kN/m ²	-2,05m	Carregamento aplicado após a ativação da laje no modelo
05	20 kN/m ²	-5,00m	Carregamento aplicado após retirada de toda a berma.

3.6.2.1.2. Processamento

O Modelo 01 foi processado inicialmente com o objetivo de calibração, tanto para se fazer um ajuste nos parâmetros obtidos na modelagem bidimensional, como para calibrar todas as etapas de execução.

A validação do modelo se deu pela comparação com a configuração deformada obtida a partir das leituras da instrumentação realizada por Santos (2013). Para isso, o processamento do modelo se deu em 20 fases. Cada fase representa uma visita à obra onde foram realizadas as leituras com o inclinômetro, conforme apresentado na Tabela 3.3. O Quadro 3.3 apresenta as fases de processamento do modelo numérico.

Assim como feito no modelo bidimensional, as duas primeiras fases (Fase 0 e Fase 1) são referentes à obtenção das tensões iniciais e execução das estacas.

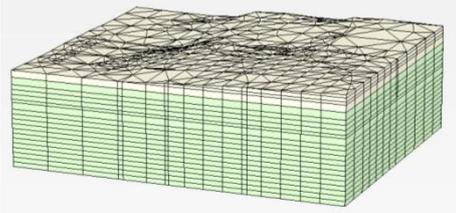
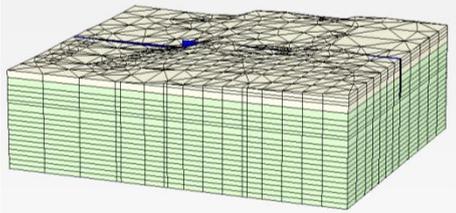
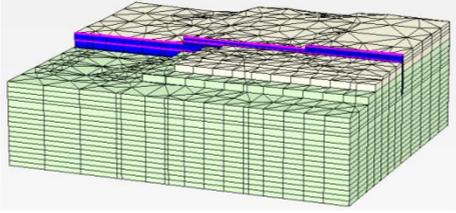
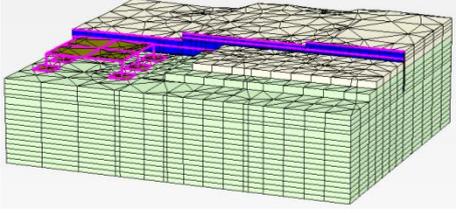
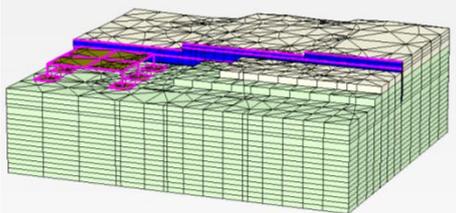
Na Fase 2, foi desativada a parcela de solo à frente do Trecho A e uma parte do solo à frente dos Trechos B e C, com o objetivo de dar forma à berma à frente dos referidos trechos. Da Fase 3 a 5, não houve modificação de geometria, apenas variou-se o tempo decorrente a fim de se obter a configuração deformada, conforme as apresentadas na instrumentação por Santos (2013).

Na Fase 6, foram ativados os elementos da estrutura e iniciou-se a obtenção das curvas no Trecho C. Na Fase 7 ativou-se os primeiros tirantes da primeira linha (nível -1,45m) e procedeu-se com esta ativação até a Fase 8.

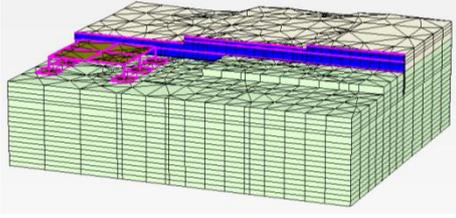
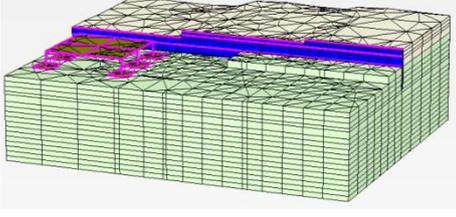
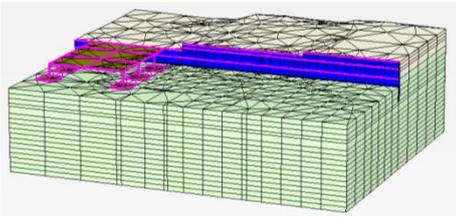
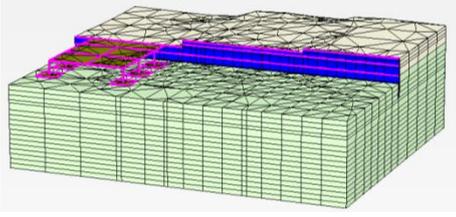
Conforme já dissertado, os tirantes do nível -1,45m trabalham passivamente, pois seus ensaios de recebimento não tiveram sucesso. Portanto, não foram previstos cargas de protensão para estes tirantes e a berma foi retirada sem a protensão destes. As Fases 8, 9 e 10, foram processadas sob formas diferentes até se obter a configuração deformada que melhor convergia com os resultados da instrumentação. Para isso, variou-se a desativação da malha de elementos que simulava a berma até se obter uma configuração adequada em relação aos resultados da instrumentação.

A execução dos tirantes do Nível -3,50m, foi a etapa de execução calibrada nas Fases 11 a 15. Para se obter as últimas curvas, foi realizada a protensão destes tirantes e obtidas a configuração das Fases 16 a 19. A carga de trabalho dos tirantes foi usada conforme projeto previa, ou seja, a carga de trabalho de 220kN.

Quadro 3.3: Fases de processamento do Modelo 01.

Fases de Processamento do Modelo	Referência de leitura			Tempo Decorrido (dias)	Ilustração Modelo 01
	Trecho A Estaca 17	Trecho C Estaca 150	Trecho C Estaca 166		
0: Inicial	-	-	-	0	
1: Estaqueamento	0	0	0	120	
2: 2ª Visita	1ª			136	
3: 3ª Visita	2ª			143	
4: 4ª Visita	3ª			148	
5: 5ª Visita	4ª			155	
6: 6ª Visita	5ª	1ª	1ª	198	
7: 7ª Visita		2ª		205	

Quadro 3.3: continuação

8: 8ª Visita			2ª	210	
9: 9ª Visita		3ª	3ª	231	
10: 10ª Visita	6ª			242	
11: 11ª Visita		4ª	4ª	246	
12: 12ª Visita		5ª	5ª	263	
13: 13ª Visita		6ª	6ª	270	
14: 14ª Visita		7ª	7ª	276	
15: 15ª Visita		8ª	8ª	284	
16: 16ª Visita	7ª	9ª	9ª	290	
17: 17ª Visita	8ª	10ª	10ª	298	
18: 18ª Visita	9ª	11ª	11ª	305	
19: 19ª Visita	10ª	12ª	12ª	322	

3.6.2.1.3. Modelagem das cargas nos tirantes

Apenas os tirantes da Seção 2 do modelo numérico foram usados para a análise. Como as análises de tirantes serão realizadas apenas no Modelo 1, apenas tal modelo foi utilizado para o caso.

Conforme já relatado, os tirantes da primeira linha (Nível -1,45m) romperam antes do final da fase de carregamento do ensaio de recebimento, portanto foram

considerados passivos. Para os tirantes da segunda linha (Nível -3,50m), o ensaio de recebimento e a incorporação dos tirantes foram obtidos com sucesso.

Com relação à calibração do modelo, o mesmo procedeu-se da reprodução do ensaio de recebimento. O ensaio de recebimento procedeu-se conforme Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Ensaio de recebimento realizado na obra.

Ensaio de Recebimento					
1- Carregamento		2- Descarregamento		3- Recarregamento	
Carga (kN)		Carga (kN)		Carga (kN)	
F_0	38,5	$1,2 \times F_t$	264	F_0	38,5
$0,3 \times F_t$	66	$1,0 \times F_t$	220	$0,3 \times F_t$	66
$0,6 \times F_t$	132	$0,8 \times F_t$	176	$0,6 \times F_t$	132
$0,8 \times F_t$	176	$0,6 \times F_t$	132	$0,8 \times F_t$	176
$1,0 \times F_t$	220	$0,3 \times F_t$	66	$1,0 \times F_t$	220

Conforme Tabela 3.8, O ensaio de recebimento é realizado com os tirantes executados e é dividido em 3 etapas. A primeira é a fase de carregamento, cuja carga deve ser gradativamente aplicada até 20% acima da carga de trabalho. A segunda fase do ensaio de recebimento é o descarregamento, na qual o tirante será descarregado em estágios até o nível de 30% da carga de trabalho. A terceira e última etapa é o recarregamento, na qual o tirante é recarregado nos mesmo estágios até chegar a carga de trabalho.

Para o Tirante 1 (T1, Figura 3.3) não foi gerada nenhuma curva no modelo numérico, pois este é tratado como passivo. Para o Tirante 4 (T4, Figura 3.3), foram gerados as curvas para todos os estágios de cada fase do ensaio de recebimento, ou seja, $0,3P$ (66kN), $0,6P$ (132kN), $0,8P$ (176kN), P (220kN) e $1,2P$ (264kN), em que P é a carga de trabalho do tirante, que segundo Tabela 3.1, é de 220kN.

3.6.2.2. Modelo 02

O Modelo 02 é uma simulação numérica do Trecho C e trata-se de uma faixa escolhida da contenção para simular o efeito de arqueamento, que ocorre quando há deslocamento do solo entre as estacas da contenção. Apesar de tratar-se de um modelo que apresenta uma geometria menos abrangente em comparação ao Modelo 01, este modelo é bastante complexo, pois simula a interação solo-estrutura utilizando a geometria real dos elementos estruturais que a compõe. O Modelo 02 está apresentado na Figura 3.22.

Com relação a geometria, a largura de 1,5m foi escolhida, pois se trata de uma faixa representativa do comportamento do Trecho C, conforme Figura 3.23. Nesta faixa, existem 4 estacas espaçadas 0,4m de eixo a eixo, três vigas de coroamento (uma no topo das estacas e as outras no nível das linhas de tirantes) e dois tirante que estão localizados exatamente no meio das estacas. A Figura 3.24 ilustra os elementos estruturais do modelo.

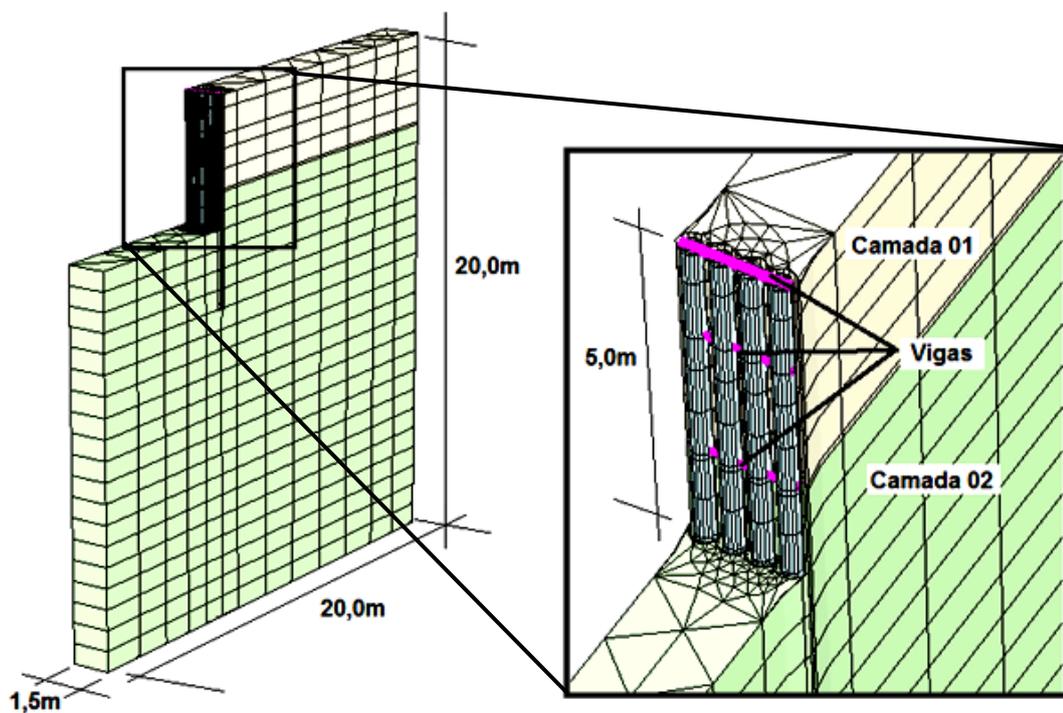


Figura 3.22: Modelo 02.

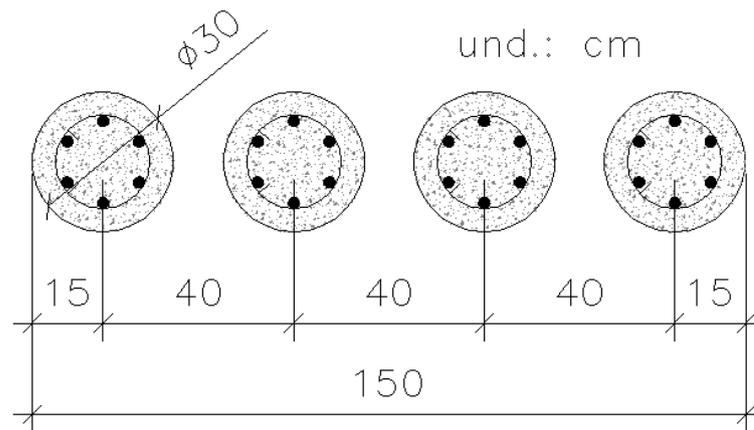


Figura 3.23: Seção transversal modelada.

A Figura 3.24 ilustra os elementos estruturais do modelo e a posição das linhas dos tirantes.

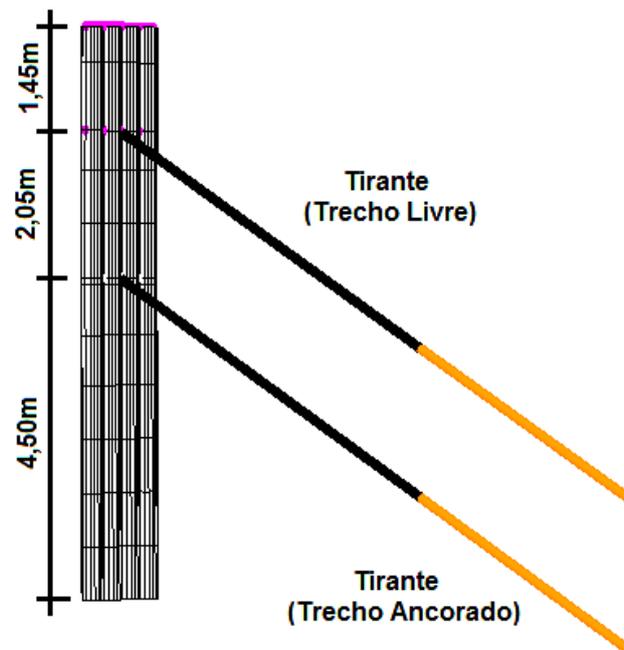


Figura 3.24: Elemento estruturas no Modelo 02.

No Modelo 02, diferentemente dos outros modelos (Bidimensionais e o Modelo 01), existe uma terceira camada de solo, que foi modelada com geometria cilíndrica e simula as estacas do paramento. Trata-se de um elemento de solo, cujo modelo constitutivo é o Elástico Linear. Este modelo constitutivo tem como principais parâmetros o Módulo de Elasticidade (E) e o Coeficiente de Poisson (ν). As estacas

são de concreto armado, portanto, usou-se os dados do concreto armado para os parâmetros deste modelo, ou seja, 0,2 para o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade conforme NBR 6118/14, sabendo que a resistência a compressão característica do concreto é de 20MPa, tem-se 21GPa.

Capítulo 4

Calibração

4.1 Modelagens Bidimensionais

Conforme apresentado no item 3.5, a primeira etapa do processo de modelagem foi a análise bidimensional das seções próximas à contenção (ver Figura 3.3). Esta etapa tem como objetivo validar o modelo constitutivo, o módulo de deformabilidade do solo, ângulo de interface e rigidez dos elementos estruturais que serão usados na calibração dos modelos tridimensionais. Para justificar tais parâmetros, foram elaborados modelos numéricos, em estado plano de deformações, a fim de simular o comportamento das seções próximas dos tubos-guias no final das principais etapas de execução, conforme apresentado no Capítulo 3.

O objetivo neste momento não foi a calibração das etapas de execução, visto que as modelagens bidimensionais não contemplam a interferência das etapas de execução longitudinalmente. Porém, foram simuladas todas as etapas de execução, pois os deslocamentos, os esforços e as cargas finais são dependentes da forma como o processo construtivo se desenvolve.

Os resultados do modelo numérico foram comparados com as leituras da instrumentação feita por Santos (2013), que foram os deslocamentos ao longo da profundidade. Os parâmetros utilizados foram variados até se obter uma convergência entre os resultados da simulação numérica e os resultados experimentais.

Os modelos constitutivos utilizados foram o Mohr-Coulomb e o *Hardening Soil*. Os elementos estruturais, conforme já apresentado, foram considerados em regime elástico-linear, de pequenas deformações e pequenos deslocamentos.

4.1.1 Apresentação dos resultados: Trecho A

O comportamento simulado refere-se a fase de escavação, execução da laje e protensão dos tirantes. A fase de escavação ocorreu 136 dias após a execução das estacas que compõem o paramento (ver Tabela 3.3). A fase de execução da laje que se apoia na viga de coroamento ocorreu aos 198 dias após a execução das estacas. Por fim, a fase de protensão dos tirantes ocorreu 322 dias da execução das estacas.

A Figura 4.1 apresenta o comparativo entre a configuração deformada obtida por Santos (2013) e as simulações numéricas utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. O eixo das abscissas é representado pelos deslocamentos (δ) normalizados pela profundidade de escavação (H) (2,88m para o trecho em questão) e o eixo das ordenadas representa a profundidade, em metros.

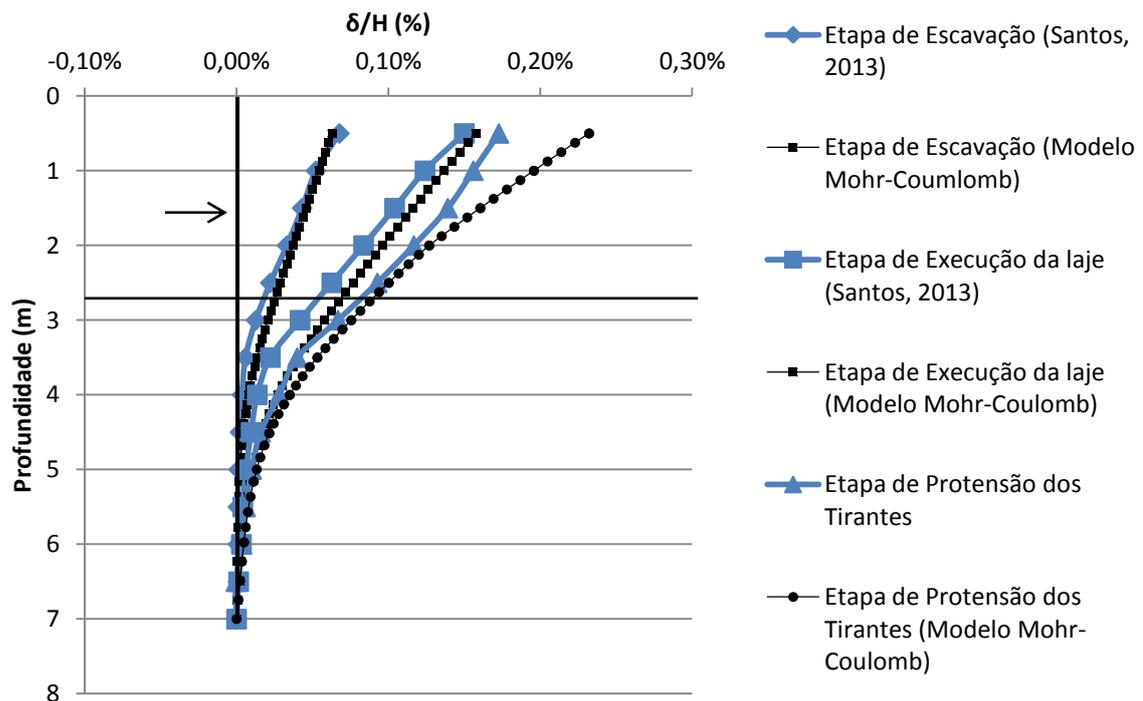


Figura 4.1: Comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade obtidos pelo Modelo de Mohr-Coulomb com as leituras feitas por Santos (2013).

Para esta mesma configuração e calibração, ilustra-se na Figura 4.2, os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação ao longo da profundidade da contenção obtidos através do modelo *Hardening Soil*.

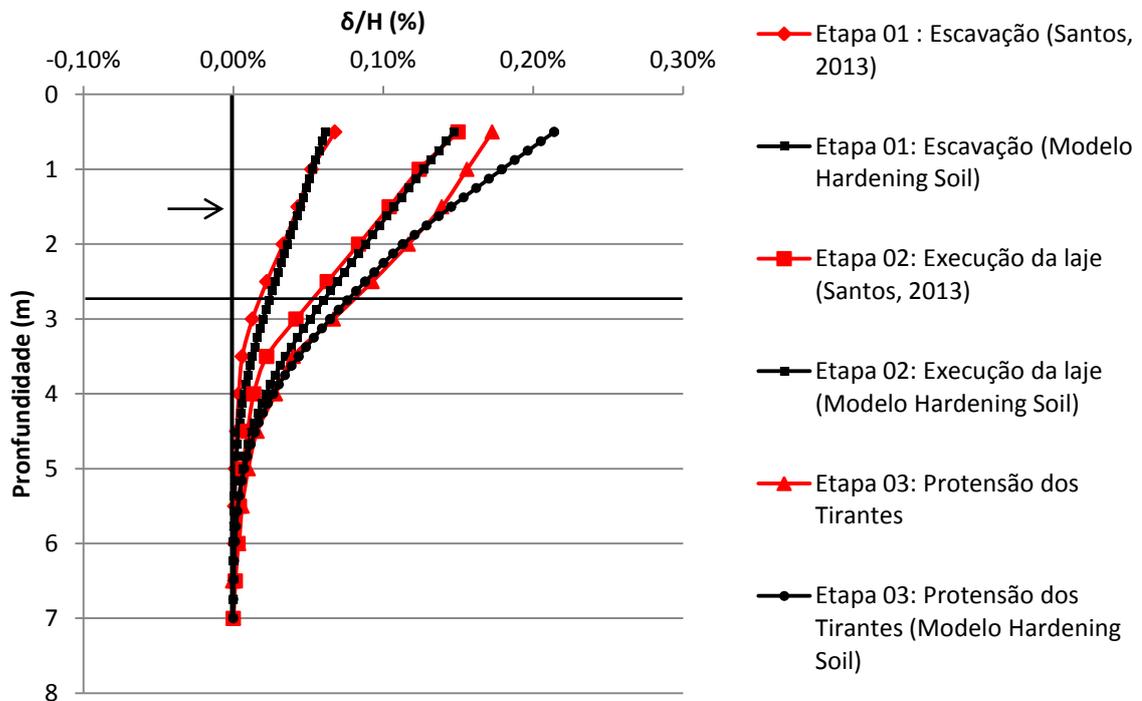


Figura 4.2: Comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade obtidos pelo modelo *Hardening Soil* com as leituras feitas por Santos (2013).

Ambos os modelos apresentam resultados mais conservadores que os resultados experimentais. O Modelo Mohr-Coulomb apresenta resultados mais conservadores que os resultados obtidos pelo Modelo *Hardening Soil*. Observa-se uma melhor convergência com as curvas obtidas em campo e as curvas obtidas através das simulações numéricas utilizando o Modelo Constitutivo *Hardening Soil* quando comparadas aquelas obtidas pelas simulações utilizando o modelo constitutivo *Mohr-Coulomb*.

Para os níveis de deslocamentos que acontecem na Etapa 01 (escavação do solo) não há grandes diferenças entre os dois modelos constitutivos. Quando se comparam as curvas dos deslocamentos das Etapas 02 e 03, cuja magnitude dos deslocamentos são maiores, o Modelo *Hardening Soil* apresenta resultados mais próximos dos resultados experimentais.

Tal comparação pode ser observada mais nitidamente com o traçado das curvas ilustradas na Figura 4.3 e 4.4, que apresentam a comparação dos pontos medidos por Santos (2013) e os modelos constitutivos de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*, respectivamente. Cada curva nas Figuras 4.3 e 4.4 é formada por pontos cuja abscissa é representada pelos deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação obtida pelo modelo numérico e a ordenada é representada por deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação obtidas pela leitura do inclinômetro por Santos (2013). Estes pontos foram obtidos ao longo da altura da contenção e as curvas foram formadas por pontos de uma mesma etapa de execução. Uma curva formada por pontos cuja leitura do inclinômetro e o deslocamento no modelo numérico são iguais, deveria ser projetada exatamente em uma reta 1:1.

Observa-se que as curvas comparativas entre os resultados experimentais e o Modelo de Mohr-Coulomb se projetam abaixo da reta 1:1, indicando que a maioria dos pontos na simulação numérica tem magnitude maior em comparação ao resultados experimentais obtidos por Santos (2013).

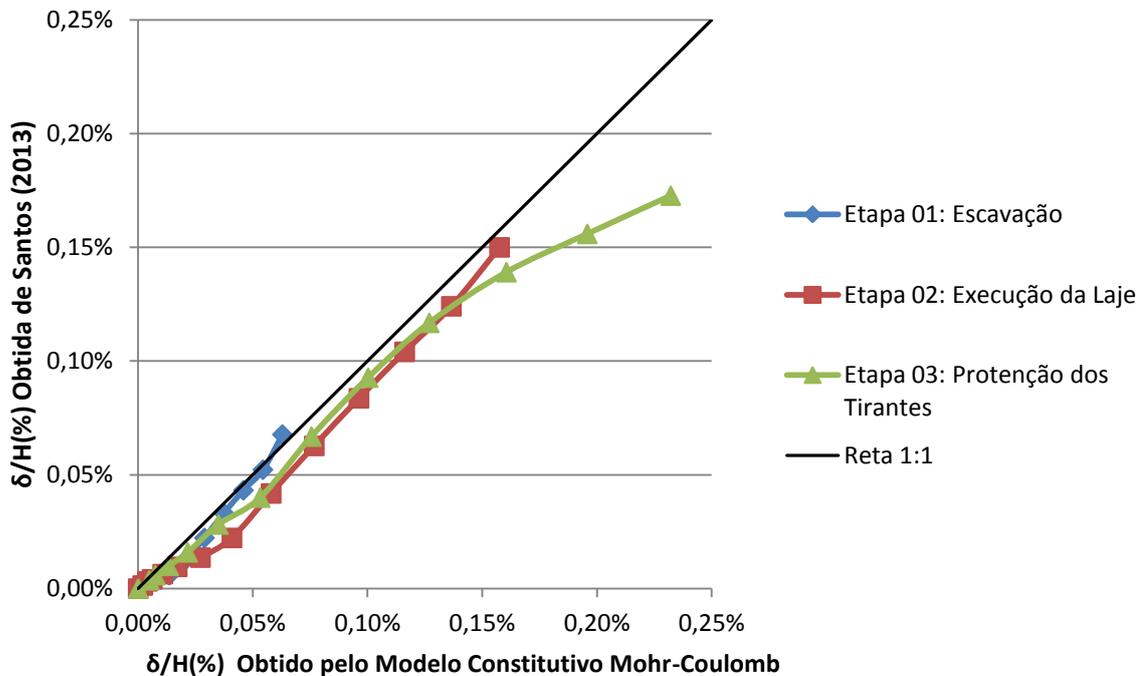


Figura 4.3: Curvas comparativas Santos (2013) x Modelo Mohr-Coulomb.

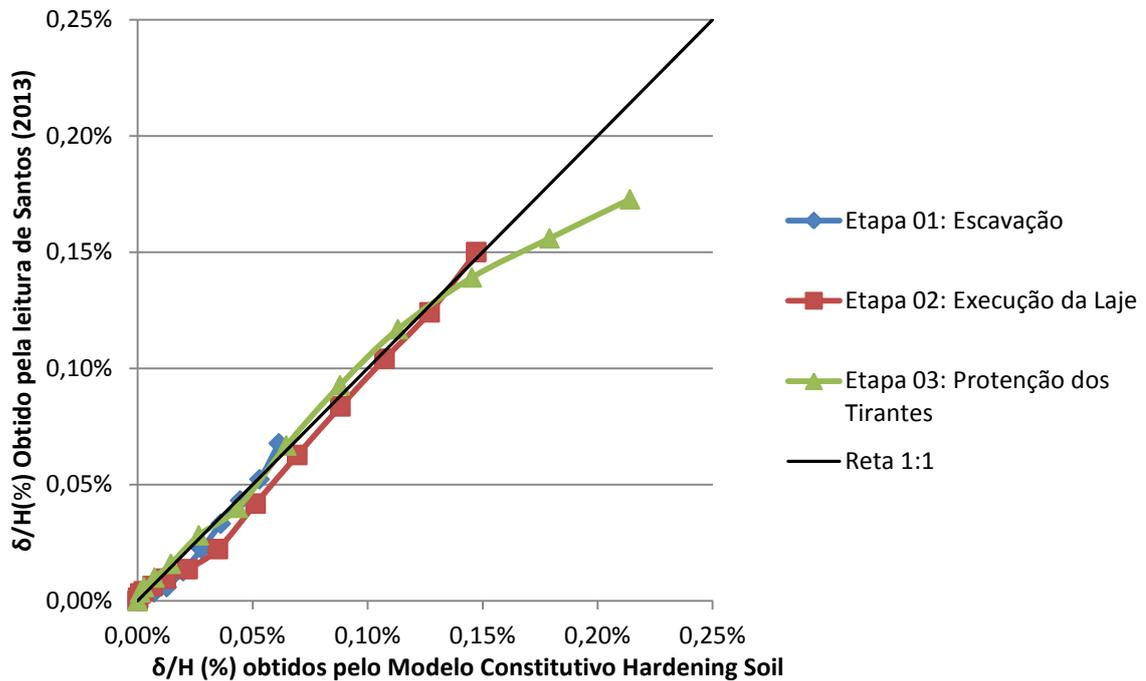


Figura 4.4: Curvas comparativas Santos (2013) x Modelo Hardening Soil.

Observando as Figuras 4.3 e 4.4 foi possível verificar a melhor convergência do modelo constitutivo *Hardening Soil*, em comparação ao Modelo de *Mohr-Coulomb*, no processo de calibração. Ambos os modelos têm parâmetros de entrada semelhantes (coesão, ângulo de atrito e dilatância), porém a simulação do comportamento de tensão-deformação é feita de forma mais precisa quando se utilizam os parâmetros de deformabilidade diferentes no carregamento e descarregamento, no modelo *Hardening Soil*. Isso pode ser justificado pelo fato de que o problema envolve contenções, que são estruturas que apresentam etapas de construção que envolvem o carregamento e descarregamento do maciço, e pelo fato de se tratar de uma interação solo-estrutura assente em areia, situação esta aplicável ao referido modelo. Portanto, foi escolhido o modelo *Hardening Soil* para simular o comportamento do solo nas análises deste ponto em diante.

4.1.2 Apresentação dos resultados: Trecho C

A Figura 4.5 compara os resultados do modelo numérico e experimental, das curvas de deslocamento normalizado pela profundidade de escavação em função da profundidade obtida na posição do tubo-guia da Estaca 150 (Seção 2). Para este trecho, conforme já apresentado, a profundidade de escavação é de 4,93m, o processamento do modelo foi realizado conforme Item 3.6.1.2.

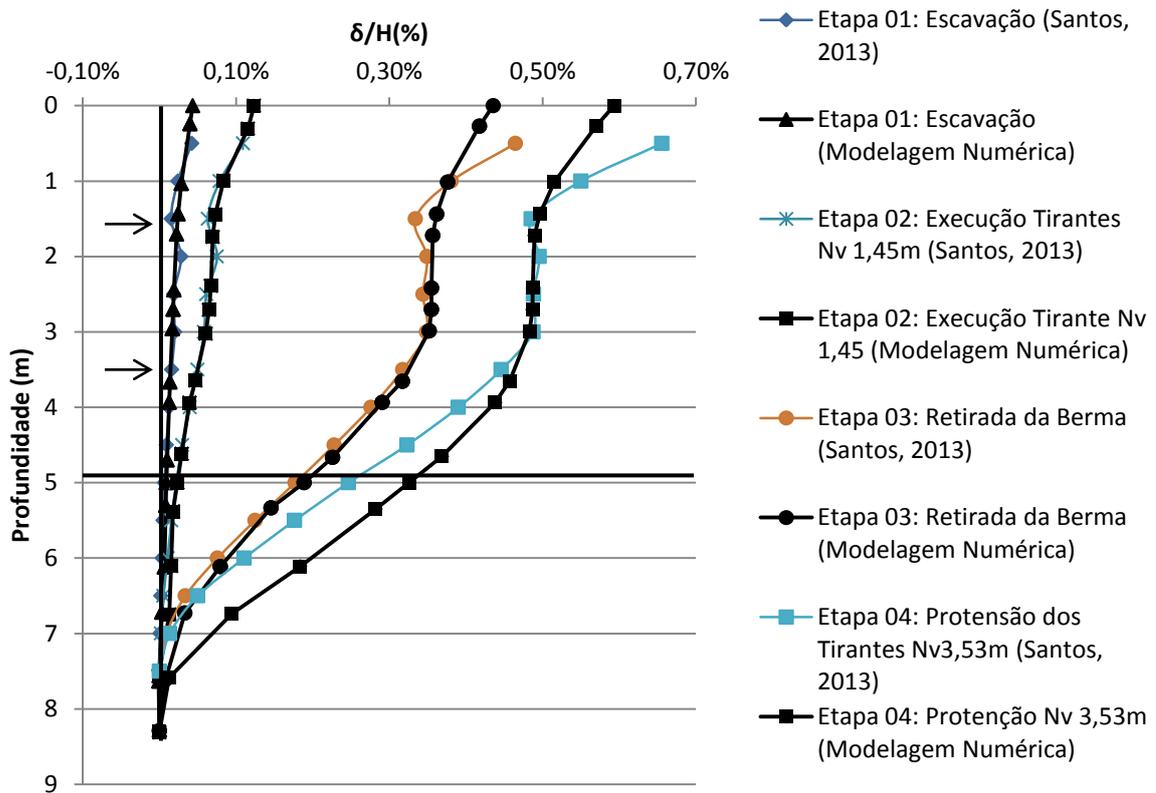


Figura 4.5: Comparação dos deslocamentos ao longo da profundidade obtidos pelo modelo Hardening Soil com as leituras feitas por Santos – Trecho C (2013).

Na Figura 4.5 é possível observar que os deslocamentos no Trecho C foram maiores que os do Trecho A. Tais deslocamentos e a forma da curva podem ser justificados devida a retirada da berma após a execução da primeira linha de tirantes, que foram considerados passivos. Hsieh *et al.*(2003), Oliveira *et al.*(2009) e Clough e O'Rourke (1990) chegaram a deslocamentos máximos para situações semelhantes (contenção assente em areia pouco argilosa) entre 0,3%H e 0,5%H, valores estes alcançados nas modelagens numéricas deste trabalho.

Com exceção da Etapa 4, os deslocamentos obtidos na simulação numérica abaixo da profundidade de 1m apresentam uma boa aproximação quando comparados aos resultados experimentais. Os deslocamentos mais próximos ao topo da contenção não convergiram com precisão para curvas cujo deslocamento máximo tem magnitudes maiores que $0,4\%H$. Tais observações, provavelmente, são justificadas pelos elementos estruturais da contenção serem considerados no regime elástico linear.

Quanto a convergência entre os resultados, as curvas comparativas entre as etapas de execução são apresentadas na Figura 4.6.

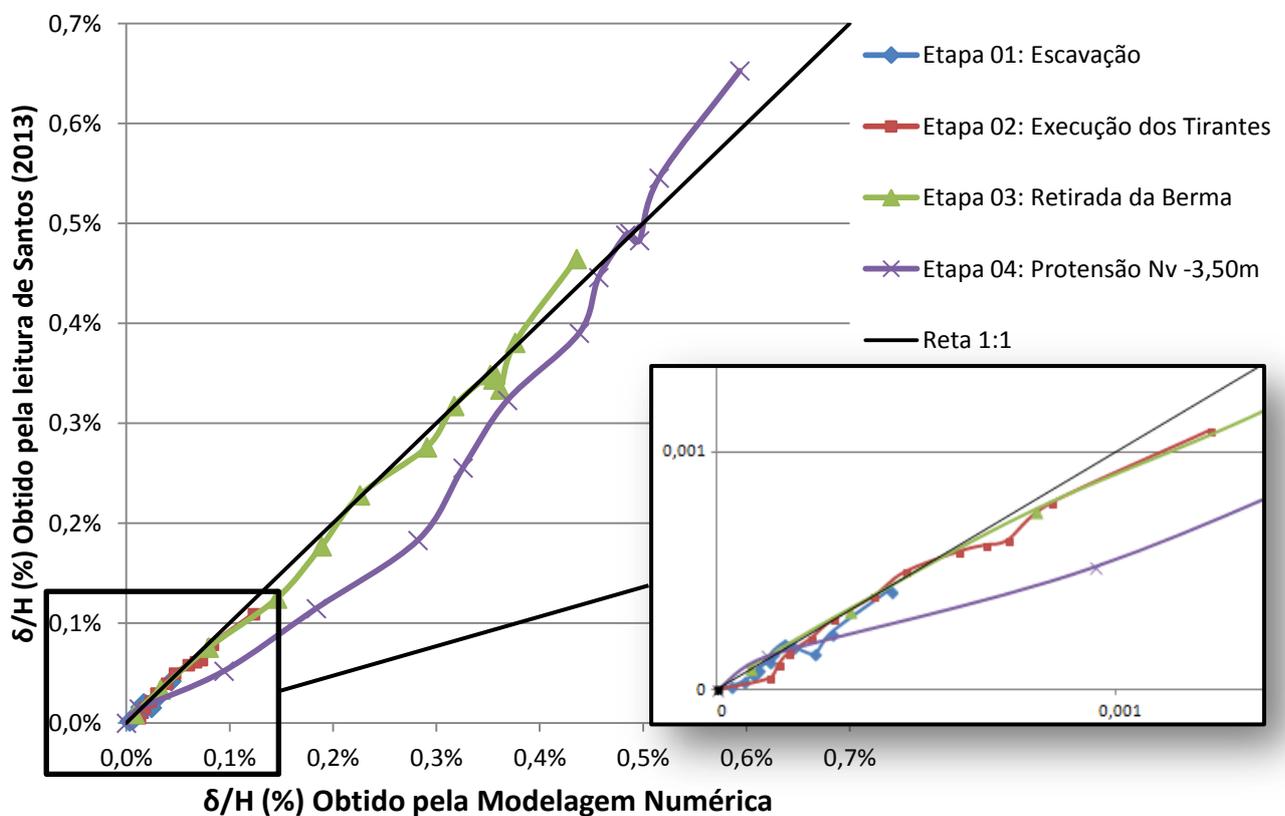


Figura 4.6: Curvas comparativas Santos (2013) x Modelo Numérico.

Conforme pode ser observado nas Figuras 4.5 e 4.6, o nível de convergência entre as leituras da instrumentação por Santos (2013) e o Modelo Numérico do Trecho C foi um pouco inferior àquele obtido para o Trecho A, principalmente no que se diz respeito à fase de protensão dos tirantes.

Possivelmente, a precisão na fase de protensão dos tirantes não foi tão precisa pois os elementos da estrutura foram considerados elástico lineares. O comportamento elástico linear não prevê a fissuração dos elementos da estrutura e, conseqüentemente o fechamento dessas fissuras na processo de protensão.

4.1.3 Considerações sobre os parâmetros adotados na calibração

Neste item serão abordadas algumas considerações sobre os parâmetros calibrados. Os parâmetros do solo após a calibração bidimensional são apresentados na Tabela 4.1.

Na Tabela 4.1, γ é o peso específico aparente, γ_{sat} é o peso específico saturado, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, ψ é o ângulo de dilatância, ν é o coeficiente de Poisson, E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência para 50% da tensão máxima, E_{oed}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência oedométrico, E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência no carregamento e descarregamento e m é o potencial de dependência tensional da rigidez.

Tabela 4.1: Parâmetros Calibrados do solo (Bidimensional).

Parâmetro	Unid.	Camada 01		Camada 02	
		Mohr-Coulomb	Hardening Soil	Mohr-Coulomb	Hardening Soil
γ	kN/m ³	18	18	18	18
γ_{sat}	kN/m ³	20	20	20	20
c'	kPa	1	1	1	1
ϕ'	Graus	30,1	30,1	28,5	28,5
ψ	Graus	0	0	0	0
ν	-	0,332	0,332	0,343	0,343
E_{50}	MPa	20	20	40	38
E_{oed}	MPa	-	32	-	40
E_{ur}	MPa	-	55	-	76
m	-	-	0,5	-	0,5
R_{int}	-	0,5	0,5	0,9	0,9

Os parâmetros calibrados no modelo bidimensional dos elementos que compõem a estrutura são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Parâmetros Calibrados da estrutura

Elemento		Cotencção	Pilares	Laje	Fundação
Parâmetro	Unidade				
Tipo	-	Placa	Placa	Placa	Placa
EA	kN	$4,52 \times 10^6$	$1,0 \times 10^6$	$1,0 \times 10^7$	$1,0 \times 10^{12}$
EI	kNm ²	$2,53 \times 10^4$	$1,5 \times 10^4$	$2,0 \times 10^6$	$1,0 \times 10^{12}$
w	kN/m ³	15	15	15	15
ν	-	0,2	0,2	0,2	0,2

4.1.3.1 Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade do solo foi um dos parâmetros calibrados para validação da simulação numérica. Inicialmente o módulo de deformabilidade foi adotado de acordo com os ensaio de laboratório realizados por Santos (2013) (ver Tabela 3.6). Para chegar nas curvas apresentadas nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.5, tal parâmetro foi variado até obter uma convergência entre os resultados experimentais e numéricos.

A Tabela 4.3 apresenta o módulo de deformabilidade e o modelo constitutivo utilizado em alguns dos trabalhos apresentados no Capítulo 2. É possível observar que os valores obtidos em simulação numérica na literatura são próximo dos obtidos no presente estudo. Na Camada 01 foi obtido um módulo de deformabilidade de referência de 20MPa. Bilgin e Erten (2009) e Raposo (2007) obtiveram valores com magnitudes próximas para solos classificados como Areia Fofa. Esta mesma classificação também pode ser observada nas camadas mais superficiais do ensaio SPT (Ver Anexo).

Com relação a Camada 02, foi obtido um módulo de deformabilidade de 38MPa. Magnitudes próximas deste módulo de deformabilidade também foram obtidos por Bilgin e Erten (2009) e Gurgel (2012) para solos classificados como areia medianamente compacta. Esta mesma classificação também foi observada nos ensaios de SPT.

Tabela 4.3: Módulo de deformabilidade utilizados na literatura.

Estudo	Modelo Constitutivo	Tipo do solo	Módulo de Deformabilidade
Presente Estudo	Hardening Soil	Camada 01	$E_{50} = 20MPa$ $E_{oed} = 32MPa$ $E_{ur} = 55MPa$
	Hardening Soil	Camada 02	$E_{50} = 38MPa$ $E_{oed} = 40MPa$ $E_{ur} = 76MPa$
Bilgin e Erten (2009)	Mohr-Coulomb	Areia Compacta	$E = 75MPa$
	Mohr-Coulomb	Areia medianamente compacta	$E = 35MPa$
	Mohr-Coulomb	Areia fofa	$E = 15MPa$
Josefino et al (2009)	Hardening Soil	Areia	$E_{50} = 25MPa$ $E_{oed} = 25MPa$ $E_{ur} = 75MPa$
Gurgel (2012)	Mohr-Coulomb	Areia fofa	$E = 6MPa$
	Mohr-Coulomb	Areia medianamente compacta	$E = 40MPa$
	Mohr-Coulomb	Areia compacta	$E = 60MPa$
Raposo (2007)	Hardening Soil	Areia fofa	$E_{50} = 20MPa$ $E_{oed} = 12MPa$ $E_{ur} = 60MPa$

Bueno e Costa (2012) apresentam valores típicos do módulo de deformabilidade para solos arenosos e argiloso em que, para areia fofa, o módulo de deformabilidade tem valores na faixa de 10 a 25MPa e, para areia medianamente compacta, de 25 a 50MPa.

Tais comparações fornecem suporte aos valores de E adotados, em relação ao módulo de deformabilidade, que o solo da Camada 01 é classificado como areia fofa e o solo da Camada 02 é classificado como areia medianamente compacta.

4.1.3.2 Ângulo de atrito de interface

O ângulo de atrito de interface entre as camadas do maciço e a estrutura da contenção foi outro parâmetro calibrado. Na Tabela 4.1, para a Camada 01, o coeficiente de atrito interno obtido foi $R_{int} = 0,5$ e para a Camada 02, $R_{int} = 0,9$. O ângulo de atrito de interface pode ser obtido pela Equação 4.1 (Brinkgrieve et al. 2004).

$$\delta_{int} = \tan^{-1}(R_{int} * \tan\phi') \quad (4.1)$$

Em que δ_{int} é o ângulo de atrito de interface em graus entre os materiais, R_{int} é o coeficiente de interface e ϕ' é o ângulo de atrito do solo.

Substituindo na Equação 4.1 o coeficiente de interface (R_{int}) (obtido no processo de calibração, ver Tabela 4.1) e o ângulo de atrito do solo (ϕ') (as Camadas 01 e 02 apresentam ângulos de atrito de, respectivamente, $30,1^\circ$ e $28,5^\circ$), obtém-se $\delta_{int} = 16,16^\circ$ para a Camada 01 e $\delta_{int} = 26,04^\circ$ para a Camada 02.

Randolph³ (1985) *apud* Reis (2006) estudou o ângulo de atrito entre a interface estaca-areia e elaborou uma tabela que correlaciona o tipo do solo de acordo com o ângulo de atrito de interface. Nessa Classificação, areia muito fofa apresenta ângulo de interface de 15° e areia medianamente compacta a compacta apresenta ângulo de interface de 25° . Após comparar o ângulo de interface obtido pela simulações numéricas pode-se concluir que, segundo classificação do ângulo de interface estaca-areia de Randolph (1985) *apud* Reis (2006), a Camada 01 é classificada como areia muito fofa e a Camada 02 como Areia medianamente compacta. Mais detalhes sobre tal classificação pode ser encontrada em Reis (2006).

³ RANDOLPH M. F. (1985). Pile foundation for offshore structures. COPPE/UFRJ. Programa de Engenharia civil. Notas de aula.

4.1.3.3 Parâmetros geométricos da estrutura

Com relação à estrutura, foram calibradas a rigidez axial da laje que se apoia no topo da contenção no modelo bidimensional do Trecho A, a rigidez axial e flexional dos pilares também no modelo bidimensional do Trecho A.

Para obter os parâmetros iniciais dos elementos estruturais para modelo numérico do Trecho A, foi utilizado um pórtico equivalente variando-se a rigidez axial e flexional dos elementos que compõem o pórtico até atingir o deslocamento horizontal admissível no topo de uma edificação. O deslocamento horizontal admissível no topo de uma edificação segundo NBR15575-2/2013 é o menor valor entre $H/500$ e 30mm, em que H é a altura da edificação (ver Capítulo 3).

Não necessariamente a edificação real obteve exatamente o deslocamento admissível descrito no Capítulo 3, portanto se faz necessário calibrar a rigidez dos elementos que compõem o pórtico para se obterem os deslocamentos no topo da contenção após ativada a laje no Trecho A.

A rigidez axial da laje que se apoia no topo da contenção foi um dos parâmetros calibrados. A laje é bastante rígida no sentido axial devido à sua própria geometria. Portanto, ao calibrar o modelo com uma rigidez axial da laje maior, resultados mais próximos da instrumentação foram observados para as etapas subsequentes a execução desta laje (a partir da 5ª fase de processamento do modelo numérico bidimensional do Trecho A, ver Quadro 3.1). A magnitude da rigidez axial EA da laje foi aumentada de $3,0 \times 10^6 kN$ para $1,0 \times 10^7 kN$. Tal modificação diminuiu os deslocamentos horizontais da contenção e, conseqüentemente, na seção próxima ao tubo-guia. Dessa forma, os resultados das simulações numéricas se tornaram mais próximos aos resultados experimentais.

Ainda em relação aos elementos estruturais, a rigidez dos pilares foi outro parâmetro calibrado para o Trecho A. Com relação a rigidez axial (EA), foi diminuída de $3 \times 10^6 kN$ para $1 \times 10^6 kN$ e a rigidez flexional (EI) passou de $2 \times 10^6 kNm^2$ para $1,5 \times 10^4 kNm^2$.

Considerando o módulo de elasticidade do concreto sendo $2 \times 10^7 kN/m^2$, obtém-se uma área da seção transversal de $0,2m^2$ e um momento de inércia de

$0,075m^4$. Para uma seção retangular $b \times h$, em que b é a largura da seção transversal e h é a altura da seção transversal, tais parâmetros calibrados podem ser obtidos por um sistema de duas equações, em que b resulta em 0,29m e h , 0,67m.

4.2 Modelagens Tridimensionais

A segunda etapa do procedimento numérico descrito no Capítulo 3 é a validação do modelo numérico tridimensional. Conforme descrito no Capítulo 3, foram elaborados dois modelos tridimensionais. O Modelo 01, que se trata de uma análise global da estrutura de contenção e o Modelo 02, que é uma parte do Trecho C.

O processo de calibração dos modelos tridimensionais iniciou-se com a adoção dos parâmetros calibrados nos modelos bidimensionais. Os parâmetros calibrados foram o módulo de deformabilidade do solo (E_{50} , E_{ur} e E_{oed}) e a rigidez dos elementos estruturais.

O processo de execução procedeu-se de forma mais detalhada no Modelo 01, pois os modelos bidimensionais não levam em consideração a influência de execução de uma etapa do processo executivo longitudinalmente. Portanto, a maior parte do processo de calibração do Modelo 01 são as etapas de execução. Para isso, o Modelo 01 foi processado em diversas etapas que representam as visitas à obra feita por Santos (2013).

4.2.1 Modelo 01

O processo de calibração para o Modelo 01 foi realizado através da comparação entre as leituras de deslocamento horizontal obtidas experimentalmente e os deslocamentos horizontais obtidos numericamente. Foram geradas curvas de deslocamentos ao longo da profundidade em cada Seção (Seção 1, 2 e 3, ver Figura 3.3) e os deslocamentos no nível da segunda linha dos tirantes (Nível -3,50m) ao longo do tempo.

Neste modelo também foi realizada a calibração dos elementos estruturais que compõem o tirante, sendo calibrado o diâmetro do bulbo ao longo das etapas do ensaio de recebimento. O ensaio de recebimento foi descrito no Capítulo 3.

4.2.1.1 Trecho A

A comparação entre as configurações deformadas obtidas pelo modelo numérico (Modelo 01) e as curvas de configuração deformada obtidas pela instrumentação no trabalho de Santos (2013) para o Trecho A, estão apresentadas na Figura 4.7.

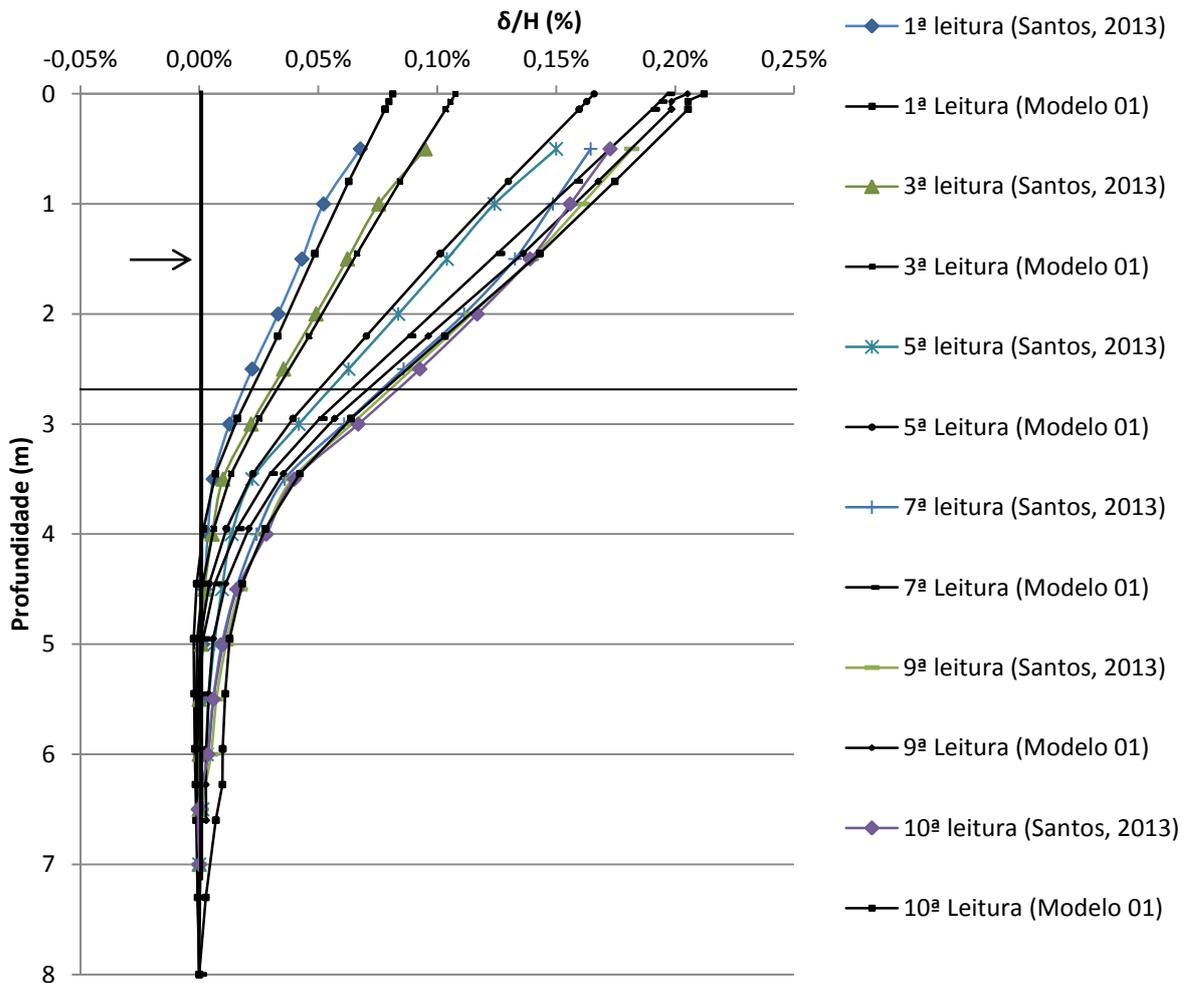


Figura 4.7: Comparação entre as configurações deformadas (Seção 1).

Na Figura 4.7, δ é o deslocamento horizontal, H é a profundidade de escavação (que para o Trecho A é de 2,88m) e a profundidade (eixo das ordenadas) está em relação ao nível do topo da contenção.

Para obtenção das curvas no Trecho A, foi realizado um corte no modelo numérico posicionado a 0,65m das estacas e obtidos os deslocamentos na posição

longitudinal referente à Seção 1. Essa é exatamente a distância dos tubos de inclinômetro em campo.

Ao analisar a Figura 4.7 é possível observar que os deslocamentos obtidos pelas simulações numéricas têm magnitudes próximas dos deslocamentos obtidos experimentalmente. As formas que as curvas apresentam nas simulações numéricas em todas as leituras são semelhantes aos resultados experimentais obtidos por Santos (2013).

A convergência entre as leituras pode ser observada mais nitidamente na Figura 4.8. A Figura 4.8, compara-se a curva do deslocamento no nível da segunda linha de tirantes (-3,50m) em função do tempo e das etapas de execução (etapas 00 a 04, conforme Figura 3.8), para a modelagem numérica e a instrumentação de campo.

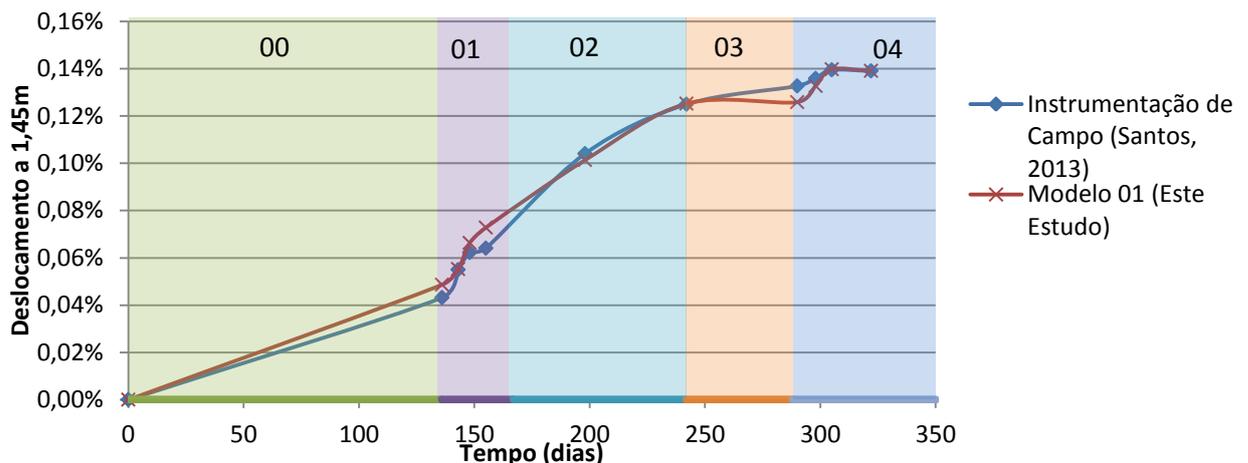


Figura 4.8: Deslocamento no nível -3,50m em função do tempo (Seção 1).

Ao comparar as curvas obtidas experimentalmente e pelas simulações numéricas apresentadas na Figura 4.7 é possível observar que, para as curvas cujo deslocamento máximo é superior a $0,10\%H$ os deslocamentos da análise numérica tem magnitudes menores que os deslocamentos obtidos experimentalmente. Em relação ao tempo decorrido, tais magnitudes ocorrem para curvas que pertencem à Etapa 0 e Etapa 1. A magnitude dos deslocamentos após a Etapa 1, ou seja, quando a laje que se apoia no Trecho A é ativada, é superior nas curvas obtidas experimentalmente.

A Tabela 4.4 apresenta os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação da Figura 4.8 para o Trecho A ($H = 2,88m$) obtidos experimentalmente (Santos, 2013) e através das simulações numéricas e o erro relativo e absoluto entre as leituras nesta profundidade.

Tabela 4.4: Comparativo entre as curvas do Modelo 01 e os resultados experimentais. (Seção 1)

Leitura	Tempo decorrido (dias)	δ/H (%)		Erro relativo (%)	Erro absoluto
		Santos (2013)	Modelo 01		
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	136	0,043	0,049	12,644	0,005
2	143	0,055	0,055	0,462	>0,001
3	148	0,062	0,066	6,489	0,004
4	155	0,064	0,073	13,598	0,009
5	198	0,104	0,101	2,615	0,003
6	242	0,125	0,125	0,207	>0,001
7	290	0,133	0,126	5,162	0,007
8	298	0,136	0,133	2,336	0,003
9	305	0,140	0,140	0,180	>0,001
10	322	0,139	0,139	0,023	>0,001

É possível observar que as curvas que apresentam erros relativos maiores que 10% são as curvas das leituras 1 e 4. A Leitura 1 foi realizada a escavação até o nível do subsolo (Nível -4,93m), para isso foi desativado o volume de solo à frente da malha de elementos de placa que simula o comportamento da contenção. A Leitura 4 foi realizada a execução dos elementos estruturais da laje que se apoiam no Trecho A.

Para a Leitura 1, ao observar as fases de processamento 1 e 2 no Quadro 3.3, que, respectivamente, se referem a Leitura 0 e Leitura 1 para o Trecho A (Seção 1), na coluna da ilustração do modelo é possível observar que a parcela de solo que foi desativada é grande para o tempo de apenas 16 dias. A desativação brusca dessa parcela de solo pode ter influenciado nos deslocamentos elevados do Modelo 01 em comparação aos resultados experimentais, que apresentou erro relativo de

12,644%. Provavelmente, se fosse desativada o solo em partes, o erro relativo poderia ter sido menor.

Quanto a Leitura 4, o erro relativo de 13,598% provavelmente é devido a execução dos elementos estruturais ainda em processo de calibração. A ativação dos elementos estruturais ocorreu na 5ª fase de execução, ver Quadro 3.3.

4.2.1.2 Trecho C

No Trecho C foram instrumentadas duas seções (Seção 1, junto a Estaca 150 e a Seção 2, junto a Estaca 166). A comparação entre a configuração deformada obtida na instrumentação por Santos (2013) e o Modelo 01 para a Seção 2 é apresentada na Figura 4.9.

É possível observar que até a 4ª leitura os deslocamentos dos pontos ao longo da profundidade apresentam uma boa aproximação entre os resultados obtidos na instrumentação e os obtidos na simulação numérica. Após a 4ª leitura, a forma da curva não apresenta uma boa convergência para pontos localizados acima do nível -1,00m (Profundidade 1 na Figura 4.9). Não foi possível chegar a deslocamentos acima de $0,57\%H$, provavelmente devido a não consideração da não linearidade dos elementos estruturais.

A comparação dos deslocamentos no nível da segunda linha de tirantes da Seção 2 (Nível -3,50m) em função do tempo está ilustrado na Figura 4.10

.Em que δ é o deslocamento horizontal, H é a profundidade de escavação (que para o Trecho C é de 4,93m) e a profundidade (eixo das ordenadas) está em relação ao nível do topo da contenção.

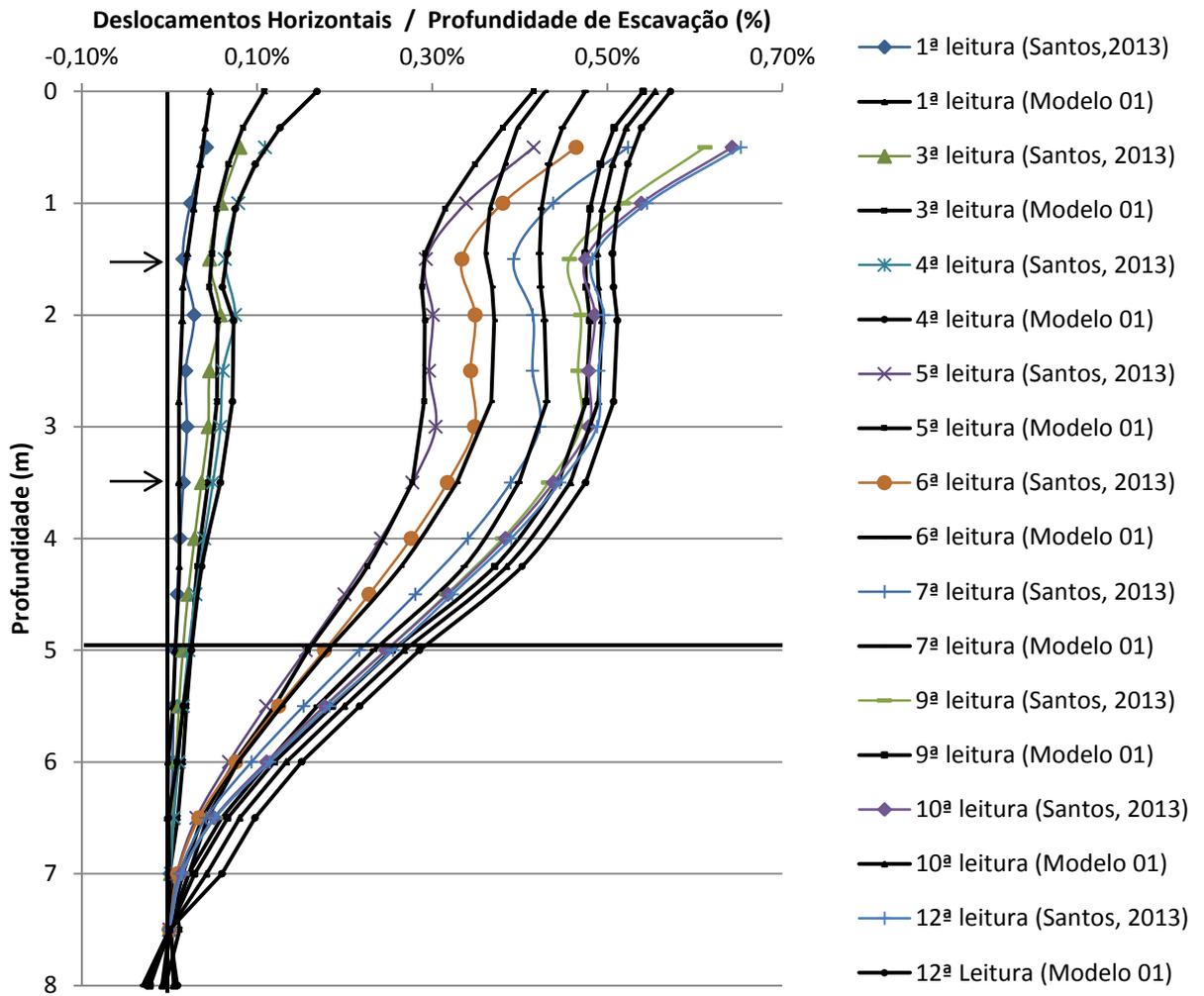


Figura 4.9: Comparação entre as configurações deformadas (Seção 2).

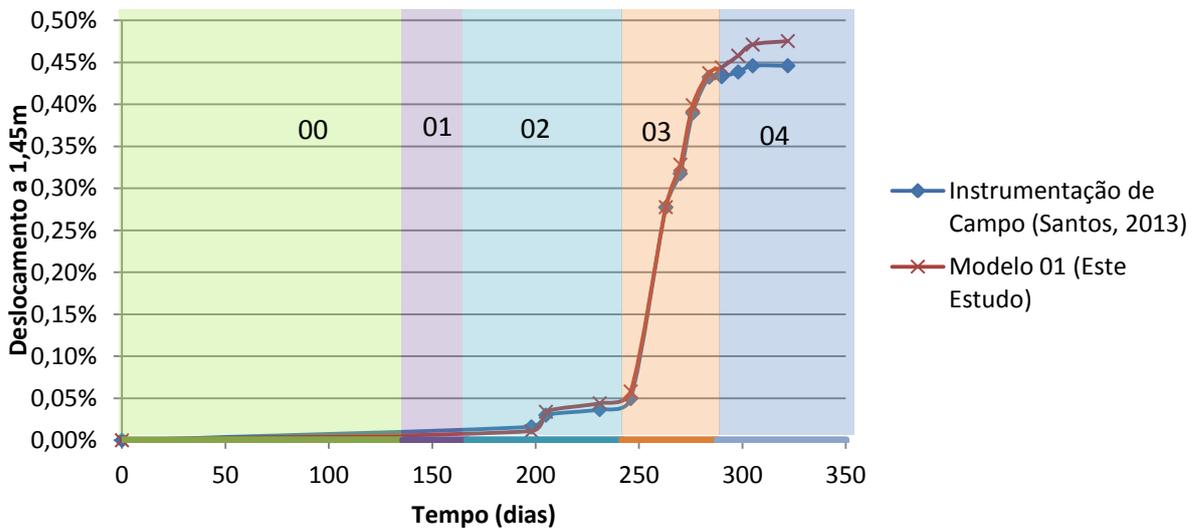


Figura 4.10: Deslocamento no nível -3,50m em função do tempo (Seção 2).

Na Figura 4.10 é possível observar que a simulação numérica na Seção 2 tem deslocamentos muito próximos aos resultados experimentais, com exceção apenas dos últimos pontos.

A Tabela 4.5 apresenta os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação (obtidos da Figura 4.10) para o Trecho C ($H = 4,93m$) obtidos experimentalmente (Santos, 2013) e através das simulações numéricas e o erro relativo e absoluto entre as curvas apresentadas na Figura 4.10.

Tabela 4.5: Comparativo entre as curvas do Modelo 01 e os resultados experimentais. (Seção 2)

Leitura	Tempo decorrido (dias)	δ/H (%)		Erro relativo (%)	Erro absoluto (%)
		Santos (2013)	Modelo 01		
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	198	0,016	0,011	31,834	0,005
2	205	0,030	0,034	13,276	0,004
3	231	0,037	0,044	20,443	0,007
4	246	0,050	0,058	17,175	0,009
5	263	0,277	0,278	0,054	>0,001
6	270	0,317	0,328	3,380	0,011
7	276	0,390	0,399	2,366	0,009
8	284	0,432	0,437	1,083	0,005
9	290	0,433	0,444	2,564	0,011
10	298	0,438	0,458	4,427	0,019
11	305	0,446	0,471	5,646	0,025
12	322	0,446	0,475	6,581	0,029

Na Tabela 4.5 é possível confirmar a divergência dos últimos pontos dos resultados da simulação numérica e os resultados experimentais através da coluna do erro absoluto. É possível observar erros relativos maiores nas Leituras 1, 2, 3 e 4. Tais erros referem-se as leituras da Etapa 2 e início da Etapa 3, em que foram realizadas as tentativas de protensão dos tirantes do nível -1,45m. Na simulação

numérica, os tirantes do nível -1,45m foram simplesmente considerados passivos, porém na obra foram aplicadas cargas no ensaio de recebimento nos tirantes sem sucesso. Possivelmente a divergência no erro relativo das primeiras leituras podem ser justificadas pela consideração dos tirantes trabalhando passivamente.

Com relação as curvas obtidas para Seção 3, a Figura 4.11 ilustra os resultados de deslocamentos ao longo da profundidade.

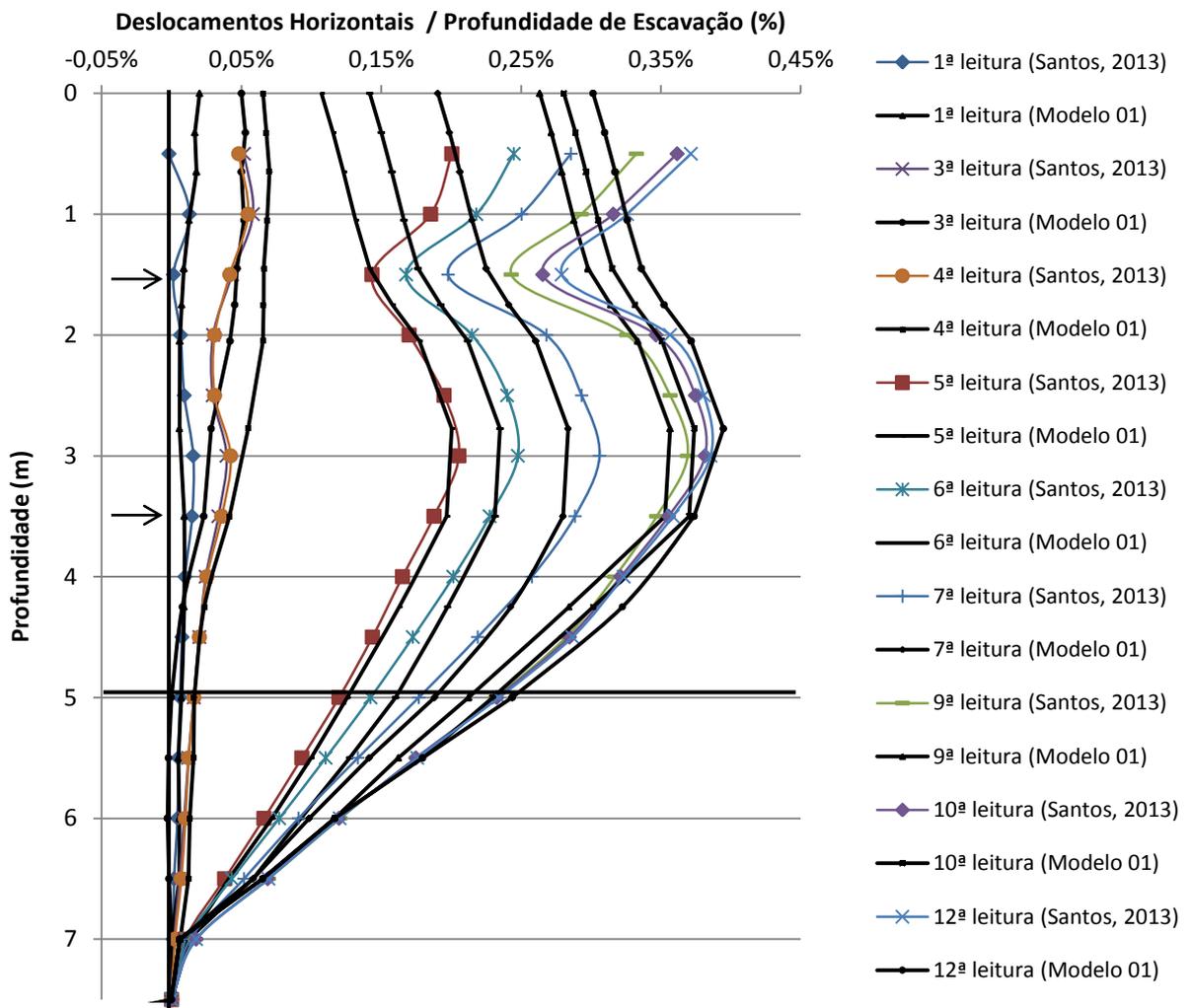


Figura 4.11: Comparação entre as configurações deformadas (Seção 3).

Na Figura 4.11 é possível observar que, para profundidades acima de 1m, os resultados numéricos não apresentam uma boa aproximação dos resultados experimentais na forma como a curva se apresenta. Nas curvas das análises

experimentais é possível observar a mobilização dos tirantes passivos do Nível - 1,45m, que na simulação numérica não foi possível verificar.

A Figura 4.12 apresenta o comparativo dos deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação ($H = 4,93m$ para o Trecho C) em função do tempo para o nível da segunda linha de tirantes obtidas na análise numérica e instrumentação por Santos (2013).

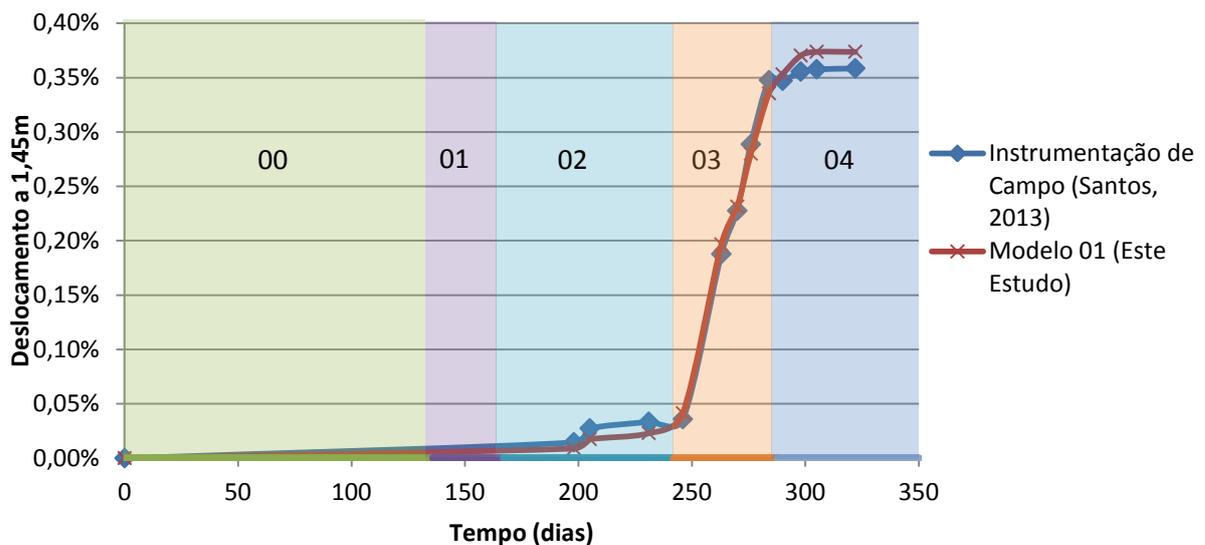


Figura 4.12: Deslocamento no nível -3,50m em função do tempo (Seção 3).

Analisando os deslocamentos ao longo do tempo apresentados na Figura 4.12 é possível observar que os deslocamentos obtidos na simulação neste nível convergiram com os deslocamentos experimentais. A Tabela 4.6 apresenta os pontos utilizados para elaborar as curvas da Figura 4.12 e o erro relativo e absoluto de cada leitura.

Conforme foi observado na Seção 2, na Tabela 4.6 as leituras 1, 2, 3, e 4 apresentaram um erro absoluto elevado, tal erro é justificado pela carga aplicada nos tirantes, que para a simulação numérica foram considerados passivos quando que nos resultados experimentais foi aplicada a carga de protensão sem obter sucesso. Com relação aos maiores erros absolutos, também foi observado nos últimos pontos da Figura 4.12. Esses elevados erros absolutos representam as curvas que obtiveram os deslocamentos mais elevados.

Tabela 4.6: Comparativo entre as curvas do Modelo 01 e os resultados experimentais. (Seção 3)

Leitura	Tempo decorrido (dias)	δ/H (%)		Erro relativo (%)	Erro absoluto (%)
		Santos (2013)	Modelo 01		
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	198	0,015	0,009	38,127	0,006
2	205	0,027	0,017	36,267	0,010
3	231	0,033	0,023	31,256	0,010
4	246	0,036	0,041	15,508	0,006
5	263	0,188	0,197	4,743	0,009
6	270	0,228	0,231	1,670	0,004
7	276	0,289	0,280	2,999	0,009
8	284	0,348	0,335	3,465	0,012
9	290	0,347	0,353	1,686	0,006
10	298	0,356	0,370	4,139	0,015
11	305	0,358	0,374	4,491	0,016
12	322	0,358	0,374	4,256	0,015

4.2.1.3 Cargas no trecho ancorado

As cargas nos tirantes foram comparadas com as cargas obtidas pela leitura a partir de extensômetros instalados no início, meio e fim do comprimento do trecho ancorado de cinco tirantes próximos aos já referidos três tubos-guia.

Conforme apresentado no Capítulo 3, modelou-se o ensaio de recebimento a fim de se reproduzir o mesmo. Os resultados desta aproximação foram comparados com os obtidos experimentalmente. As curvas comparativas para o ensaio de carregamento e descarregamento são apresentadas na Figura 4.13 e 4.14.

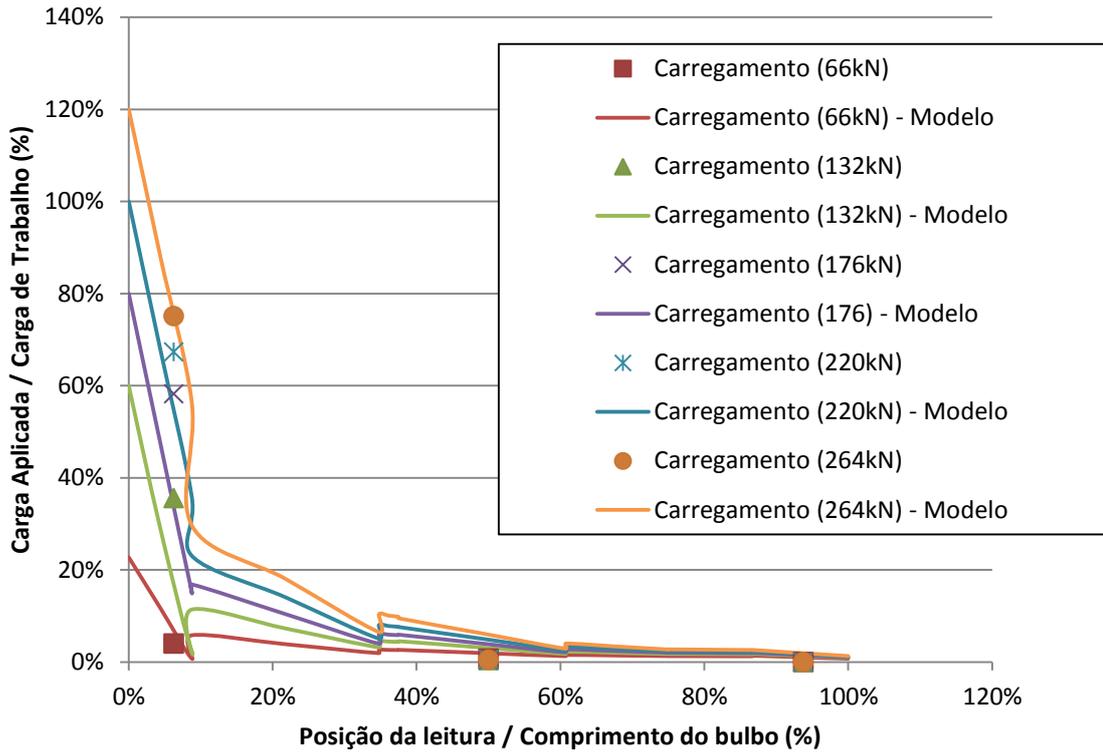


Figura 4.13: Carga ao longo do bulbo (carregamento).

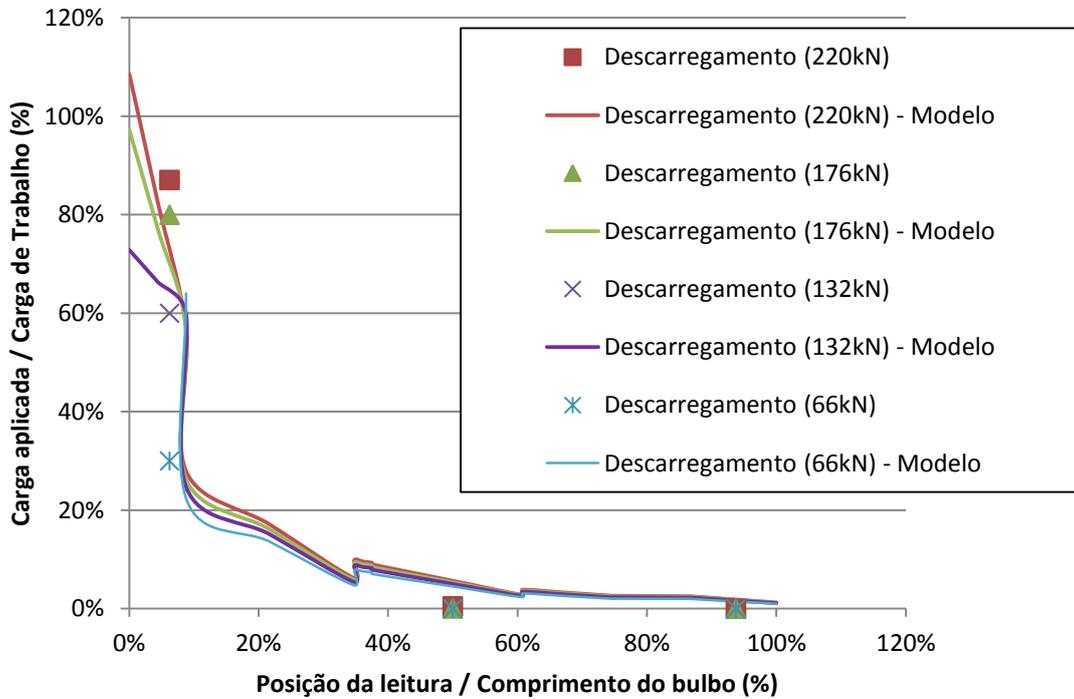


Figura 4.14: Carga ao longo do bulbo (descarregamento).

Com a comparação das curvas na Figura 4.13 e Figura 4.14 pode-se entender melhor a distribuição de carga ao longo do trecho ancorado. É importante observar que na instrumentação só se dispõe de três pontos ao longo do trecho ancorado, localizados a $0,06L_b$, $0,50L_b$ e $0,94L_b$, em que L_b é o comprimento do trecho ancorado, que são os pontos onde estão localizados os extensômetros. Portanto a configuração obtida pela instrumentação é linear entre esses pontos. Na modelagem numérica, pode-se observar uma configuração diferente de distribuição das forças ao longo do bulbo. Nos primeiros pontos do bulbo há a redução da maior parcela de cargas e o trecho livre pode-se observar que tem objetivo apenas de transferência de carga e não redução, fato este observado no início do bulbo, que as cargas, em sua maioria, chegam com módulo igual a aplicação das cargas.

Para observar melhor a convergência entre os resultados obtidos, curvas comparativas foram elaboradas para as curvas apresentadas na Figura 4.15 e 4.16. Em que a ordenada representa os pontos experimentais obtidos na instrumentação com os extensômetros e as abscissas representam as cargas no trecho ancorado obtidas no Modelo 01 na posição de $0,06L_b$, $0,5L_b$ e $0,94L_b$, em que L_b é o comprimento do trecho ancorado. Tais curvas são comparadas a uma Reta 1:1, conforme procedimento apresentado anteriormente. As Tais curvas comparativas são apresentadas nas Figuras 4.15 e 4.16 para a etapa de carregamento e descarregamento respectivamente. No carregamento as modelagens numéricas geraram resultados menores quando houve convergência. No descarregamento foi obtido resultados maiores na modelagem numérica.

Observa-se nas Figura 4.15 que para a comparação na fase de carregamento apenas as etapas de aplicação da carga de 132kN (0,6P) e 176kN (0,8P) apresentaram resultados que não convergiram com os resultados experimentais. Com relação a etapa de descarregamento, na Figura 4.16 apenas as curvas cuja etapa referente a carga de 132kN (0,6P), 66kN (0,3P) e 0,38kN(0,175P) não apresentaram resultados satisfatórios.

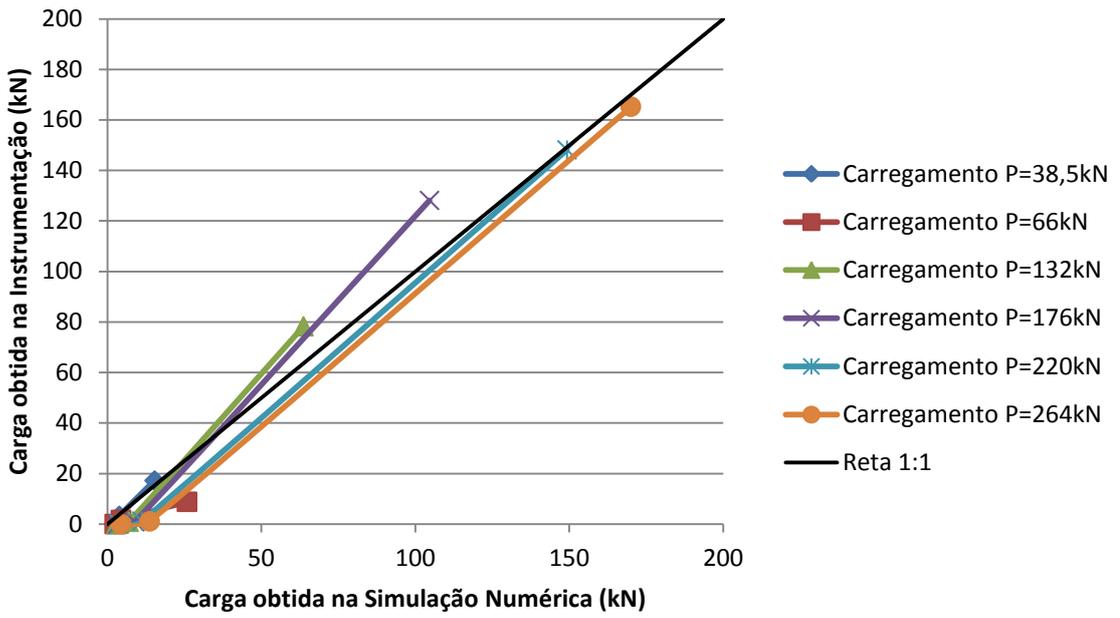


Figura 4.15: Curvas Comparativas (Carregamento)

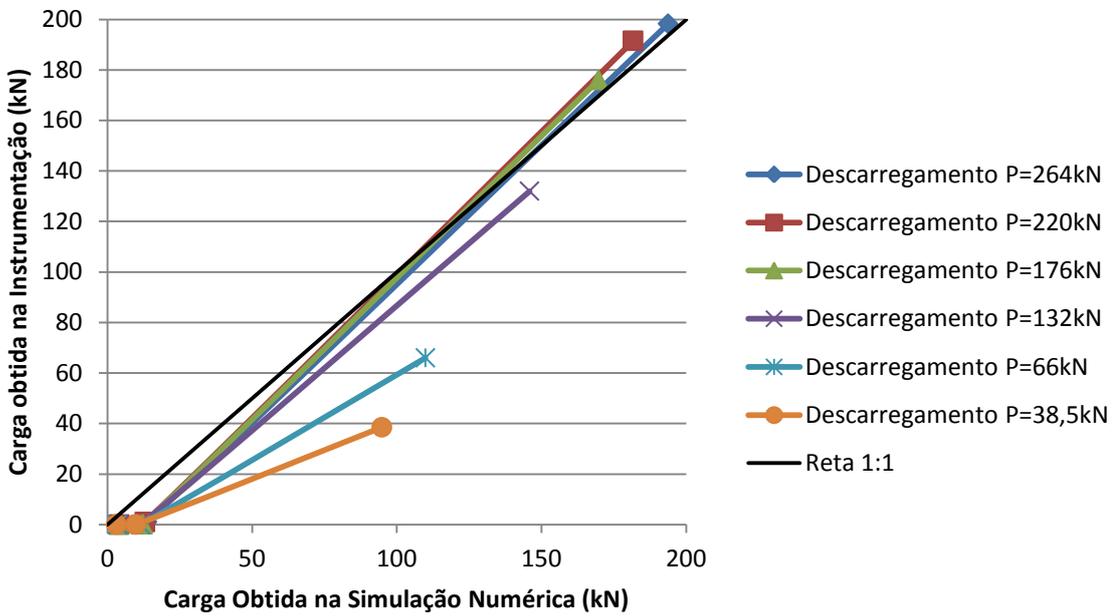


Figura 4.16: Curvas Comparativas (Descarregamento)

4.2.1.4 Considerações sobre os parâmetros calibrados

Este item aborda os parâmetros calibrados no Modelo 01. Conforme apresentado anteriormente, os parâmetros calibrados no Modelo 01 foram o módulo de deformabilidade das camadas do solo, elementos estruturais e o diâmetro do trecho ancorado no Tirante 4 (ver Figura 3.3).

Os Parâmetros do solo no Modelo 01 após o processo de calibração são apresentados na Tabela 4.7

Tabela 4.7: Parâmetros calibrados do solo no Modelo 01

Parâmetro	Unidade	Camada 01	Camada 02
Modelo Constitutivo	-	Hardening Soil	Hardening Soil
γ	kN/m ³	18	18
γ_{sat}	kN/m ³	20	20
c'	kPa	1	1
ϕ'	Graus	30,1	28,5
ψ	Graus	0,1	0,0
K_0	-	0,464	0,523
ν	-	0,332	0,343
E_{50}	MPa	20	38
E_{oed}	MPa	30	35
E_{ur}	MPa	55	60
m	-	0,5	0,5
R_{int}	-	0,5	0,9

Os Parâmetros da estrutura no Modelo 01 após o processo de calibração são apresentados na Tabela 4.8

Tabela 4.8: Parâmetros calibrados dos elementos estruturais no Modelo 01

Parâmetro	Unid.	Cinta	Vigas/Pilares	Contenção	Laje	Bulbo	Trecho Livre
Tipo	-	Viga	Viga	Placa	Placa	Tirante	Tirante
A	m^2	0,18	0,20	—	—	—	—
γ	$\frac{kN}{m^3}$	25	25	25	25	—	—
I_2	m^4	0,0024	0,0075	—	—	—	—
I_3	m^4	0,0030	0,0014	—	—	—	—
I_{23}	m^4	0,00	0,00	—	—	—	—
d	m	—	—	0,24	0,2	—	—
$E_1 = E_2$	$\frac{kN}{m^2}$	—	—	$2,0 \times 10^7$	$2,0 \times 10^7$	$2,1 \times 10^6$	—
G	$\frac{kN}{m^2}$	—	—	$8,33 \times 10^7$	$8,33 \times 10^7$	—	—
EA	kN	—	—	—	—	—	$2,1 \times 10^7$
Diam.	m	—	—	—	—	0,11	—
ν	-	—	—	0,2	0,2	—	—

Além dos parâmetros descritos, ainda foram realizadas diversas formas de execução da contenção até que as curvas individualmente convergissem com o menor erro possível.

4.2.1.4.1 Módulo de deformabilidade do solo

O módulo de deformabilidade do solo foi calibrado no processo de validação do Modelo 01.

A partir da análise bidimensional foi mantido o módulo de deformabilidade de referência para 50% da tensão última (E_{50}^{ref}) e foi feito um ajuste no módulo de deformabilidade de referência oedométrico (E_{oed}^{ref}) e módulo de deformabilidade de referência para o carregamento e descarregamento (E_{ur}^{ref}) para ambas as camadas.

Para a Camada 01, o módulo de deformabilidade oedométrica obtido nas modelagens bidimensionais e o módulo de deformabilidade para o carregamento e descarregamento obtido nas análises bidimensionais não foi modificado.

Para a Camada 02, o módulo de deformabilidade oedométrica obtido nas modelagens bidimensionais foi de 40MPa e nas análises tridimensionais passou a ser 35MPa. O módulo de deformabilidade para o carregamento e descarregamento obtido nas análises bidimensionais foi de 76MPa e para análises tridimensionais passou a ser 60MPa. Tal modificação melhorou a convergência dos resultados dos deslocamentos horizontais para as maiores profundidades nas curvas apresentadas nas Figuras 4.7, 4.9 e 4.11.

4.2.1.4.2 Rigidez dos elementos estruturais

A rigidez dos pilares e vigas que compõem o pórtico tridimensional foi mantida conforme o modelo bidimensional. O que permitiu a convergência dos resultados experimentais e numéricos foi a variação do processo de escavação à frente da contenção e a calibração da espessura da laje que se apoia no Trecho A. O processo de escavação se deu pela desativação por partes dos elementos de solo que simulam o maciço à frente da contenção.

A espessura da laje que se apoia no Trecho A foi inicialmente tomada por 0,4m. No processo de calibração do Modelo 01 a espessura da laje passou a ser 0,2m.

4.2.1.4.3 Diâmetro do trecho ancorado

A calibração da protensão dos tirantes foi feita apenas na Seção 2 (ver Figura 3.3). No Modelo 01, o ensaio de recebimento do Tirante 4 foi simulado para validação da simulação numérica.

Apenas o diâmetro do Trecho ancorado foi variado no processo de calibração. Inicialmente foi adotado um diâmetro de 0,14m a partir de uma medição de volume feita por Santos (2013) baseada na quantidade de argamassa utilizada. No processo de calibração do modelo numérico o diâmetro foi variado até chegar ao valor de 0,11m.

4.2.2 Modelo 02

Assim como nos modelos bidimensionais, escolheu-se quatro curvas desta seção para a simulação do comportamento da contenção, que correspondem às etapas de execução do modelo (Ver Tabela 3.3).

Conforme procedimento feito no Modelo 01, inicialmente os parâmetros foram adotados como sendo iguais aos calibrados nas simulações numéricas bidimensionais. A partir de então foi realizada uma série de variações dos parâmetros de módulo de deformabilidade do solo. A rigidez da Camada 03 (que simula o comportamento do concreto armado como elementos de solo com modelo constitutivo elástico linear) não foi variada.

A Figura 4.17 ilustra a comparação entre as curvas de deslocamento horizontal medidos na instrumentação e da modelagem numérica.

Pode-se observar a melhor convergência em comparação a este trecho quando se compara a análise feita para o seu trecho no modelo bidimensional. Ainda, nota-se que o aspecto da curva no modelo numérico diverge da instrumentação para os níveis acima do 1,5m. Isso, provavelmente, se deve ao fato de que a ferramenta tem seu procedimento numérico dentro do regime das pequenas deformações e pequenos deslocamentos.

A Figura 4.18 ilustra as curvas comparativas entre os deslocamentos obtidos na instrumentação e os deslocamentos obtidos na simulação numérica. O eixo das abscissas representa o deslocamento obtidos no Modelo 02 e o eixo das ordenadas os obtidos na instrumentação.

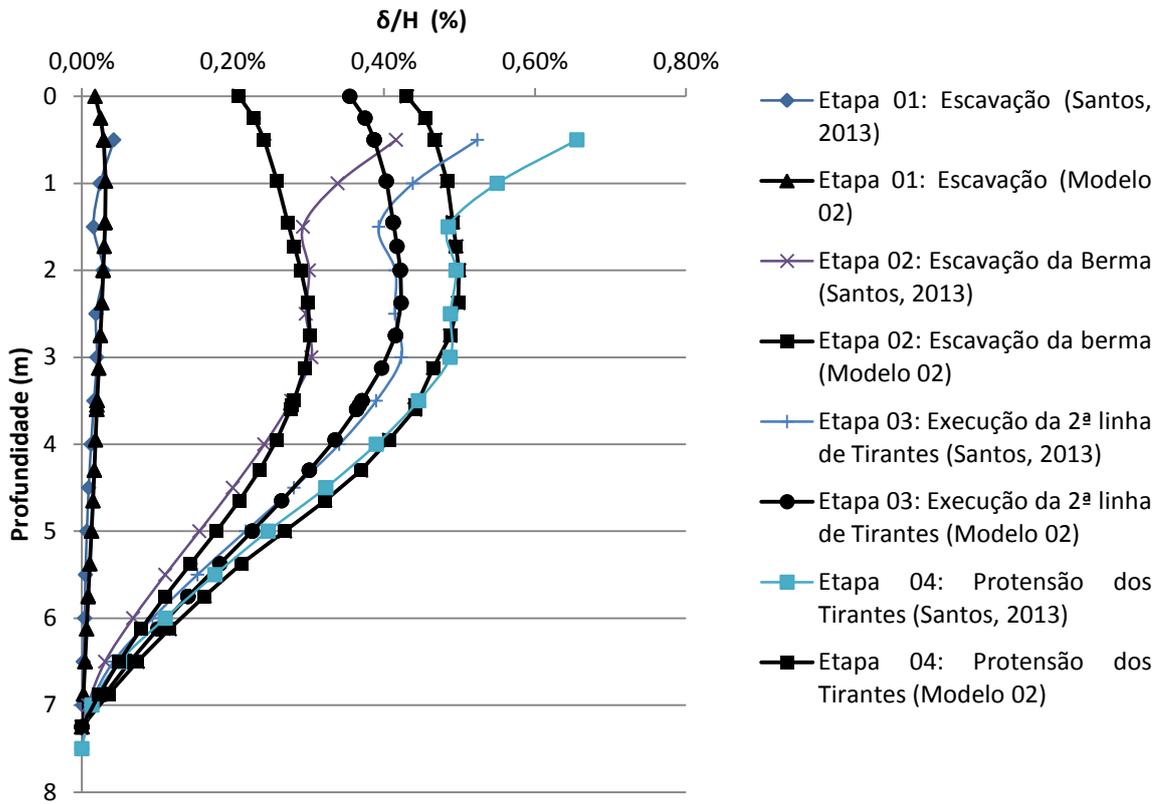


Figura 4.17: Comparação entre as configurações deformadas.

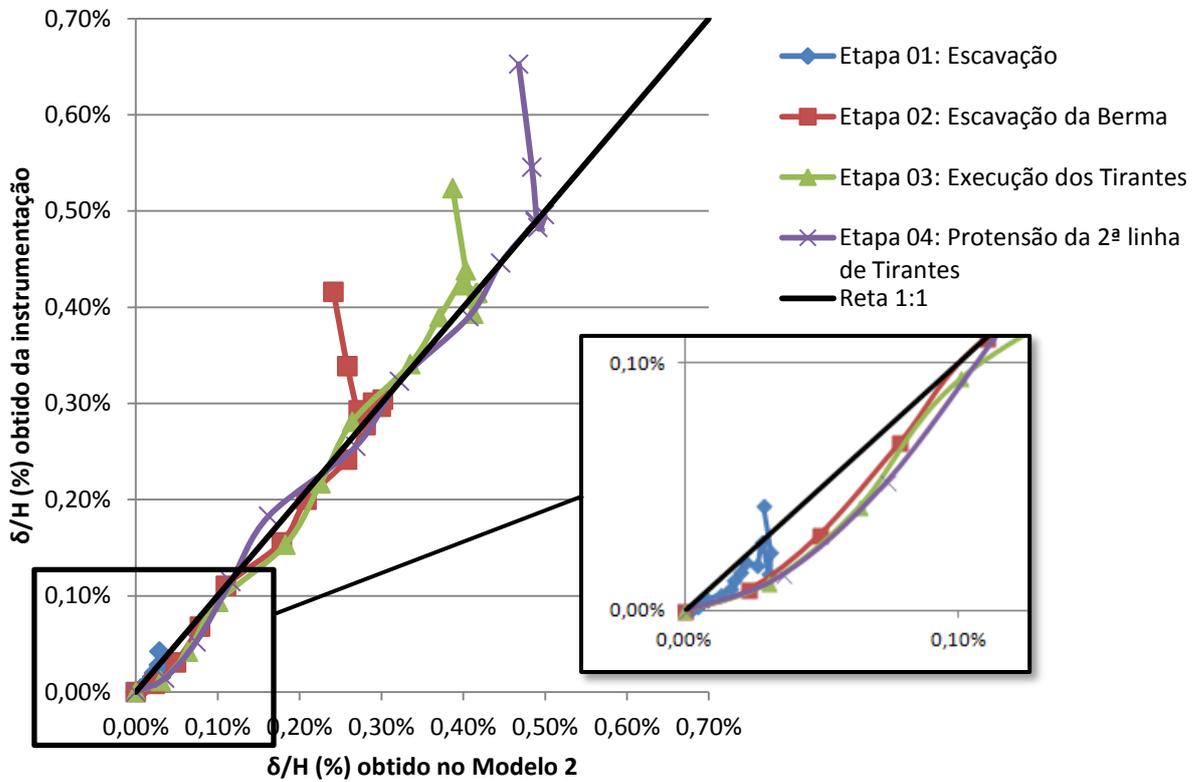


Figura 4.18: Curvas comparativas entre os resultados (Modelo 02).

Na análise das curvas apresentadas na Figura 4.18 é possível observar nitidamente que os pontos mais próximos do topo da contenção não convergiram satisfatoriamente conforme os demais pontos. É possível observar que na fase de escavação quase todos os pontos na modelagem numérica apresentaram deslocamentos maiores que os obtidos na instrumentação. Porém, os resultados da instrumentação apresentaram magnitudes mais conservadores em relação ao modelo numérico para os pontos acima do Nível -2,05m. Tais observações apontam que, para pequenos deslocamentos, o modelo numérico apresenta magnitudes de deslocamentos maiores, porém quando se trata de deslocamentos maiores a instrumentação chega a valores mais elevados, como os que ocorrem no topo da contenção.

A Tabela 4.9 apresenta os parâmetros calibrados do solo no Modelo 02.

Tabela 4.9: Parâmetros calibrados do solo (Modelo 02).

Parâmetro	Unidade	Camada 01	Camada 02	Concreto
Modelo Constitutivo	-	Hardening Soil	Hardening Soil	Elástico linear
γ	kN/m ³	18	18	25
γ_{sat}	kN/m ³	20	20	25
c'	kPa	1	1	—
ϕ'	Graus	30,1	28,5	—
ψ	Graus	0,1	0,0	—
K_0	-	0,464	0,523	—
ν	-	0,332	0,343	0,2
E_{50}	MPa	20	32	$2,13 \times 10^7$
E_{oed}	MPa	25	35	—
E_{ur}	MPa	60	60	—
m	-	0,5	0,5	—
R_{int}	-	0,5	0,9	0,6

O módulo de deformabilidade das camadas dos solos foram calibrados no Modelo 02. Para a camada 01, o módulo de deformabilidade de referência para 50% da tensão última não foi modificado e permaneceu 20MPa. Para a Camada 02, foi inicialmente adotado 38MPa e diminuído para 32MPa.

O módulo de deformabilidade oedométrico de referência para a Camada 01, passou de 32MPa para a 25MPa. Para a Camada 02, passou de 40MPa para 35MPa. Com relação ao módulo de deformabilidade de referência no carregamento e descarregamento, na Camada 01 passou de 55MPa para 60MPa e para a Camada 02 de 76MPa para 60MPa.

Após a calibração dos módulos de deformabilidade no Modelo 02 foi possível observar que as camadas, apesar de inicialmente classificadas em compactações diferentes, apresentaram comportamentos semelhantes para comportamento de descarregamento do maciço (ambas passaram a ter módulos de deformabilidade no descarregamento de 60MPa). Para as compressões uniaxiais, o módulo de deformabilidade oedométrico também foi semelhante quando se comparam as duas camadas. A Tabela 4.10 apresenta os parâmetros calibrados para os elementos estruturais. Os parâmetros dos elementos que compõem a estrutura calibrados do Modelo 01 foram adotados para as simulações numéricas no Modelo 02.

Tabela 4.10: Parâmetros calibrados dos elementos estruturais (Modelo 02).

Parâmetro	Unid.	Cinta	Bulbo	Trecho Livre
Tipo	-	Viga	Tirante	Tirante
A	m^2	0,18	—	—
γ	kN/m^3	25	—	—
I_2	m^4	$2,4 \times 10^{-3}$	—	—
I_3	m^4	$3,0 \times 10^{-3}$	—	—
I_{23}	m^4	0,00	—	—
$E_1 = E_2$	kN/m^2	$2,13 \times 10^7$	$2,1 \times 10^6$	—
EA	kN	—	—	$2,1 \times 10^7$
Diam.	m	—	0,11	—

Capítulo 5

Estudo Paramétrico

5.1 Generalidades

A etapa final do procedimento numérico, conforme descrito no capítulo 3, consistiu do estudo paramétrico de algumas das variáveis envolvidas no comportamento ao longo do tempo e configuração final da contenção estudada. Este estudo foi realizado a partir dos modelos calibrados da estrutura de contenção instrumentada por Santos (2013).

O estudo do Modelo 01 é uma análise paramétrica da posição dos tirantes ao longo da profundidade da contenção e o estudo da influência da execução de uma laje que se apoia no topo da contenção nos deslocamentos e esforços internos.

O estudo da influência da posição dos tirantes tem o objetivo de determinar uma configuração eficiente para tirantes ativos em função dos deslocamentos horizontais da contenção.

O estudo da influência da execução da laje vinculada à contenção teve o objetivo de identificar as consequências das etapas executivas, estudando-as individualmente e analisando seus efeitos em termos de deslocamentos e esforços internos atuantes na estrutura de contenção.

O estudo do Modelo 02, que é uma parcela de quatro estacas do Trecho C da contenção instrumentada por Santos (2013), teve o objetivo de analisar o fenômeno de arqueamento que ocorre entre as faces das estacas do paramento e seus efeitos nos deslocamentos da contenção e nas tensões que atuam nas estacas e no maciço. Foi realizado um comparativo entre diversos espaçamento entre eixos e a sua viabilidade econômica, com base nas tensões atuantes e deslocamento máximo horizontal das estacas.

5.2 Estudo Paramétrico do Modelo 01

Para o estudo, inicialmente foram mantidas a geometria da estrutura e a magnitude de todas as cargas (conforme Tabela 3.7). Para todas as análises paramétricas foi utilizada apenas uma fase de processamento, na qual iniciava-se com a parcela do solo à frente da contenção totalmente escavada (no nível do subsolo, ou seja, Nível -4,93m).

Foram geradas curvas de deslocamentos para cada análise realizada. O objetivo nesta etapa é o estudo da contenção, portanto as curvas geradas do modelo são exatamente dos elementos que formam a malha de elementos de placas usada para simular a contenção e não os tubos-guia, conforme Capítulo 4.

As curvas geradas para análise do modelo que fazem referência ao Trecho A são posicionadas na distância correspondente à Seção 1 (conforme Figura 3.14, indicação da Estaca 17) e as que fazem referência ao Trecho C, foram geradas na posição correspondente à Seção 2 (conforme Figura 3.16, indicação da Estaca 150).

5.2.1 Influência da posição de 1 linha de tirantes

A Tabela 5.1 apresenta as análises realizadas para o estudo da posição de uma linha de tirantes ao longo da profundidade.

Tabela 5.1: Análises de posição de uma linha de tirantes.

Análise	Posição (Nível)	Carga Aplicada (kN)
01	-1,45m	220
02	-2,05m	220
03	-2,50m	220
04	-3,00m	220
05	-3,50m	220
06	-4,00m	220

Na Tabela 5.1, é importante observar que o nível de referência inicial (Nível 0,00m) é o nível do topo das cintas no Trecho C, conforme apresentado no Capítulo 3.

Inicialmente, foi estudada a posição de uma linha de tirantes ao longo da profundidade da contenção. Todos os tirantes desta linha foram protendidos com uma carga de 220kN. Os comprimentos do tirante foram mantidos (4,0m para o trecho ancorado e 6,0m para o trecho livre) e a inclinação dos tirantes em relação ao plano horizontal foi mantida com 30°.

A carga de protensão de 220kN foi adotada considerando a geometria inicial da contenção (com tirantes posicionados nos Níveis -1,45m e -3,50m) e foi calculada para cada linha de tirante a resistência à tração pelo método da NBR 5629/2006 utilizando os parâmetros calibrados. Para a análise de posicionamento de uma linha de tirantes foi adotada a carga de 220kN. A equação da resistência à tração pelo método da NBR 5929/2006 é apresentada na Equação 5.1.

$$T = \sigma'_z U L_b K_f \quad (5.1)$$

Na Equação 5.1, σ'_z é a tensão efetiva no ponto médio da ancoragem, U é o perímetro médio da seção transversal do bulbo, L_b é o comprimento do bulbo e K_f é um coeficiente de ancoragem, que para areia média compacta é igual a 1,2. A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros utilizados para o cálculo da resistência à tração para os tirantes no Nível -1,45m e Nível -3,50m.

Tabela 5.2: Parâmetros utilizados no cálculo da resistência à tração do tirante.

Tirante (Nível)	Peso específico (kN/m ³)	Profundidade do ponto médio do bulbo (m)	Perímetro (m)	Comprimento do Bulbo (m)	K_f
1,45m	18	5,50	0,34	4,0	1,2
3,50m	18	7,55	0,34	4,0	1,2

- O perímetro médio foi calculado considerando um diâmetro de 0,11m, conforme Tabela 4.8;
 - A tensão no ponto médio foi calculada pelo produto entre a profundidade do ponto médio do bulbo pelo peso específico da camada do solo onde o ponto médio se posicionada;
 - O coeficiente de ancoragem foi considerado como areia compacta, pois a profundidade do ponto médio está no solo da Camada 02;

Com os parâmetros da Tabela 5.2 foi obtido uma resistência à tração igual a, aproximadamente, 160kN para os tirantes posicionados no Nível -1,45m e 220kN para os tirantes posicionados no Nível -3,50m.

A Figura 5.1 ilustra as curvas de deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação em função da profundidade para as análises apresentadas na Tabela 5.1.

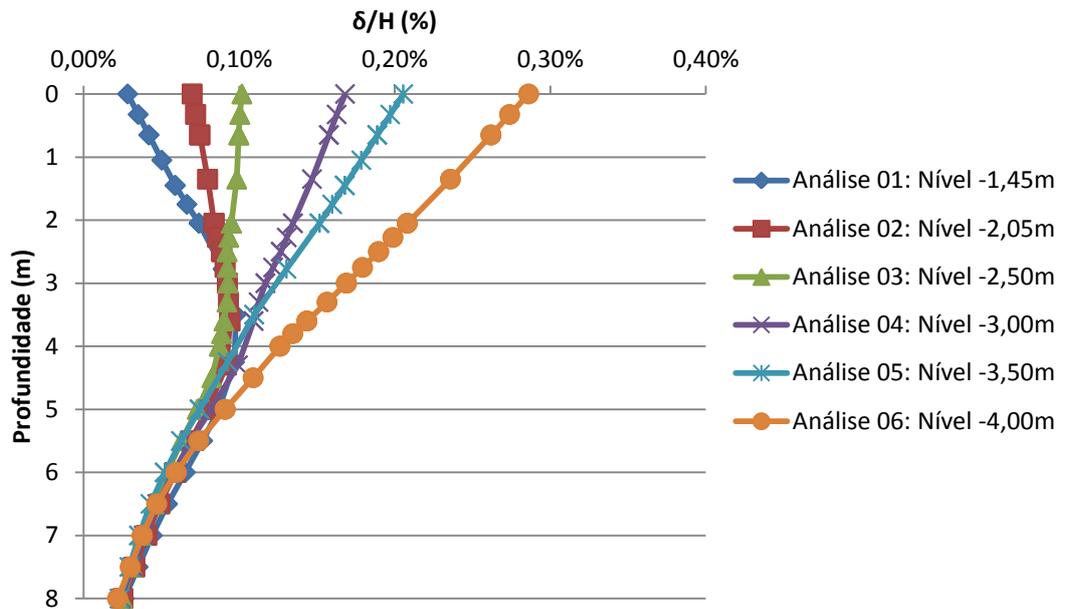


Figura 5.1: Deslocamento horizontal em função da profundidade de escavação para as Análises 01 a 06.

Conforme esperado, na Figura 5.1 as análises mostram que quanto mais profundo o tirante é executado, maior será o deslocamento máximo na contenção. Para as análises em que os tirantes foram posicionados no Nível -1,45m e -2,05m o deslocamento máximo não está posicionado no topo da contenção. Isso se deve ao fato de que o tirante diminui os deslocamentos localmente. Portanto, os deslocamentos tendem a ser maiores para os níveis mais distantes de onde o tirante está executado.

A Figura 5.2 ilustra a variação de deslocamento horizontal no topo da contenção (δ_{topo}), deslocamento máximo (δ_{max}) e mínimo (δ_{min}) normalizado pela profundidade de escavação (H). É importante observar que a profundidade de

escavação para a seção desta análise (Seção 2) é 4,93m e que foi aplicada uma carga de protensão de 220kN nos tirantes, conforme descrito anteriormente.

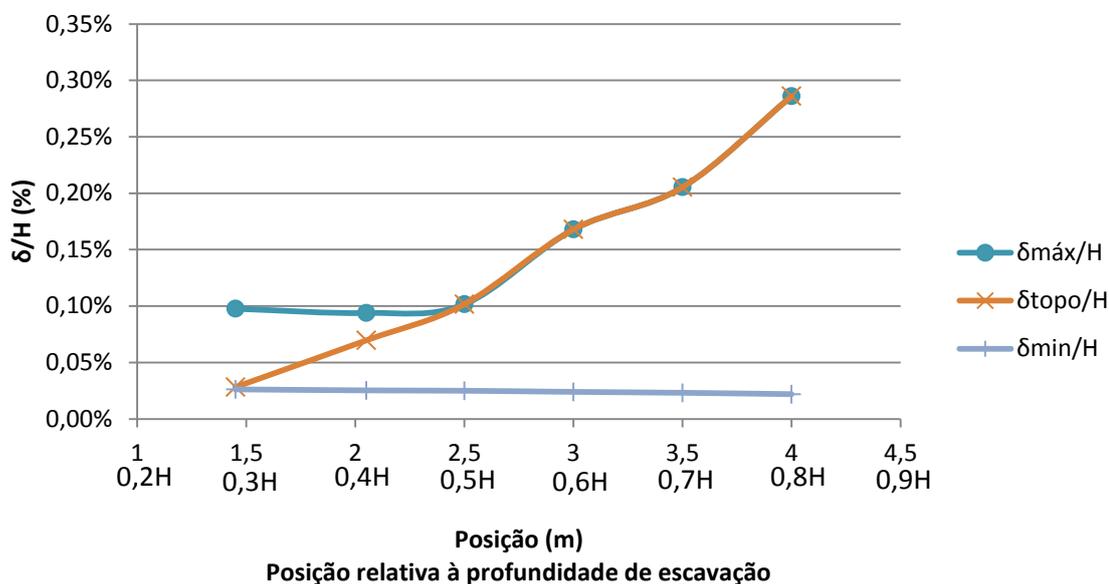


Figura 5.2: Análise da posição do Tirantes (Análises 01 a 06).

Na Figura 5.2, o deslocamento no topo da contenção é igual ao deslocamento máximo quando o tirante é posicionado no Nível -2,50m. Quando o tirante é posicionado acima do Nível -2,50m o deslocamento máximo não se localiza no topo da contenção. Para o Nível -1,45m (Análise 01), o deslocamento no topo é igual ao deslocamento mínimo.

A distância vertical compreendida entre os pontos que formam as curvas de deslocamentos mínimos e deslocamentos máximos representa a faixa de deslocamentos da contenção. Para o projeto, recomenda-se que a faixa de deslocamento em uma estrutura de contenção seja a menor possível, para que não haja um grande afastamento entre os pontos que apresentam deslocamentos extremos na contenção (máximos e mínimos). Para os resultados obtidos, a faixa de deslocamentos se mantém constante para linha de tirantes posicionados nos níveis compreendidos entre -1,45m (que representa 0,3H) e -2,50m (0,5H).

Para o caso em que se dispõe apenas de uma linha de tirantes, a sua posição em níveis mais próximos do topo são mais eficientes, pois apresenta uma menor faixa de deslocamentos ao longo da contenção. Sobre isso, Briaud e Lim(1999) apresentaram que são mobilizados deslocamentos elevados irreversíveis quando os

tirantes são posicionados em distancias muito grandes em relação ao topo da contenção.

5.2.2 Influência da posição de 2 linhas de tirantes

Nas análises da influência da posição de duas linhas de tirantes ao longo da profundidade da contenção, as características da estrutura instrumentada por Santos (2013) foram mantidas. Além da geometria da contenção ser considerada a mesma, a carga de protensão aplicada na primeira linha de tirantes foi de 160kN e a carga de protensão adotada para a segunda linha de tirantes foi de 220kN, conforme justificado na Tabela 5.2. A Tabela 5.3 apresenta as análises da posição de duas linhas de tirantes ao longo da profundidade da contenção.

Tabela 5.3: Análises de posição de duas linha de tirantes.

Análise	Posição da linha de tirantes		Carga aplicada	
	Linha superior (Nível)	Linha inferior (Nível)	Linha superior (kN)	Linha inferior (kN)
07	-1,45m	-3,00m	160	220
08	-2,05m	-3,00m	160	220
09	-2,50m	-3,00m	160	220
10	-1,45m	-3,50m	160	220
11	-2,05m	-3,50m	160	220
12	-2,50m	-3,50m	160	220
13	-1,45m	-4,00m	160	220
14	-2,05m	-4,00m	160	220
15	-2,50m	-4,00m	160	220

A Figura 5.3 ilustra os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação ($H = 4,93m$) em função da profundidade para as análises 07 a 09. As setas indicam as posições dos tirantes.

Nas análises da Figura 5.3 os tirantes da linha inferior estão posicionados no Nível -3,00m e os tirantes da linha superior estão posicionados nos Níveis -1,45m, -2,05m e -2,50m para as Análises 07, 08 e 09, respectivamente.

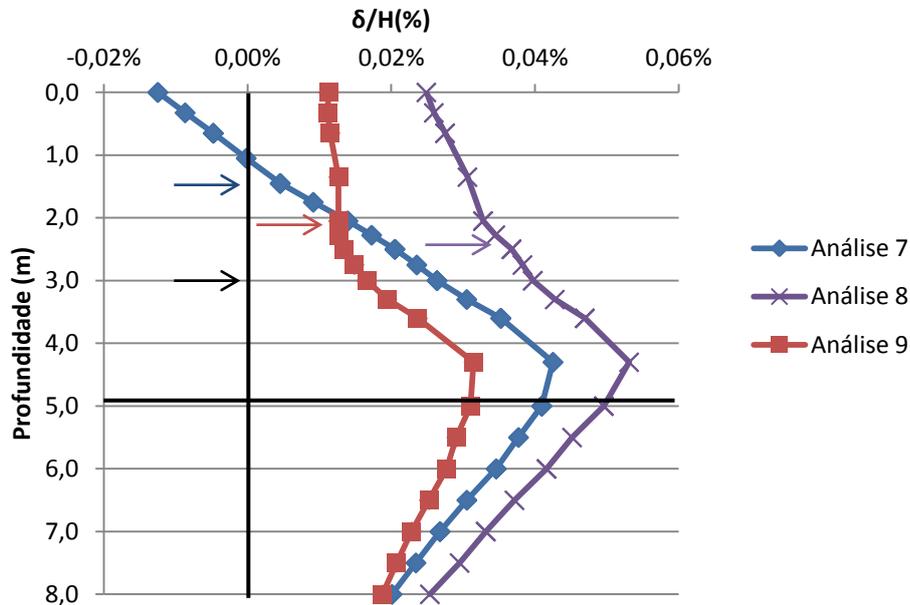


Figura 5.3: Análise da posição do Tirantes (Análises 07 a 09).

Na Figura 5.3, em todas as análises, o deslocamento horizontal mínimo é posicionado no topo da contenção. Até a profundidade de 2,0m os menores deslocamentos são obtidos na Análise 7 (Tirantes nos Níveis -1,45m e -3,00m). A partir da profundidade de 2,0m os menores deslocamentos são obtidos na Análise 9 (tirantes nos Níveis -2,05m e -3,00m). É possível observar que, os deslocamentos máximos permanecem posicionados entre as profundidades 4,0m e 5,0m. Conforme já apresentado anteriormente, o deslocamento no topo depende diretamente da posição do tirante da linha superior. As menor faixa de deslocamentos foi obtida na análise 9 e mede 0,02%H (a faixa de deslocamentos para as análises 7 e 8 foram 0,055%H e 0,028%H, respectivamente)

A Figura 5.4 ilustra os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação ($H = 4,93m$) em função da profundidade para as Análises 10 a 12.

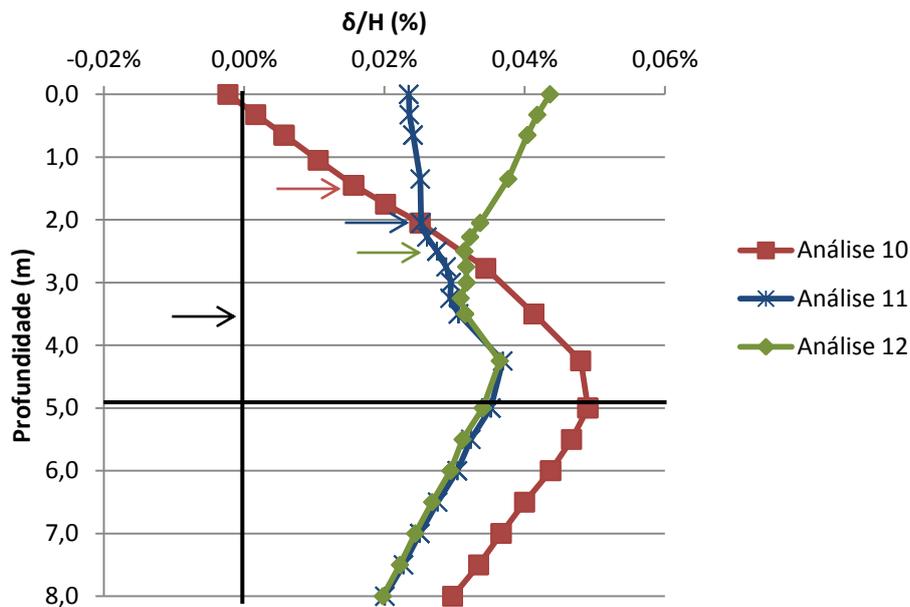


Figura 5.4: Análise da posição do Tirantes (Análises 10 a 12).

Na Figura 5.4, a linha inferior foi executada no Nível -3,50m e a linha superior nos Níveis -1,45m, -2,05m e -2,50m para as Análises 10, 11 e 12, respectivamente.

As maiores magnitudes de deslocamentos máximos e mínimos são observadas na Análise 10 (Tirantes posicionados nas profundidades 1,45m e 3,50m). Esta análise representa a configuração das posições da contenção instrumentada por Santos (2013). Em comparação com as outras análises em que o tirante do nível inferior é posicionado no Nível -3,50m, a Análise 10 é a que apresenta a maior faixa de deslocamentos ($0,051\%H$). Na Análise 10, o deslocamento mínimo é posicionado no topo da contenção.

Comparando-se a Análise 10 e a Análise 11 é possível observar que a protensão de um tirante posicionado em uma profundidade muito próxima ao topo não diminui os deslocamentos máximos (conforme acontece na Análise 10), a posição do tirante no Nível -2,05m (Análise 11) apresentou a menor faixa de deslocamentos para as análises da Figura 5.4.

Comparando-se a Análise 11 e a Análise 12 é possível observar também que o posicionamento de uma linha de tirantes em uma profundidade muito grande pode resultar em deslocamentos elevados no topo da contenção.

A Figura 5.5 ilustra os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação ($H = 4,93m$) em função da profundidade para as Análises 13 a 15. Em que a linha inferior foi executada no Nível $-4,00m$ e a linha superior nos Níveis $-1,45m$, $-2,05m$ e $-2,50m$ para as Análises 13, 14 e 15, respectivamente.

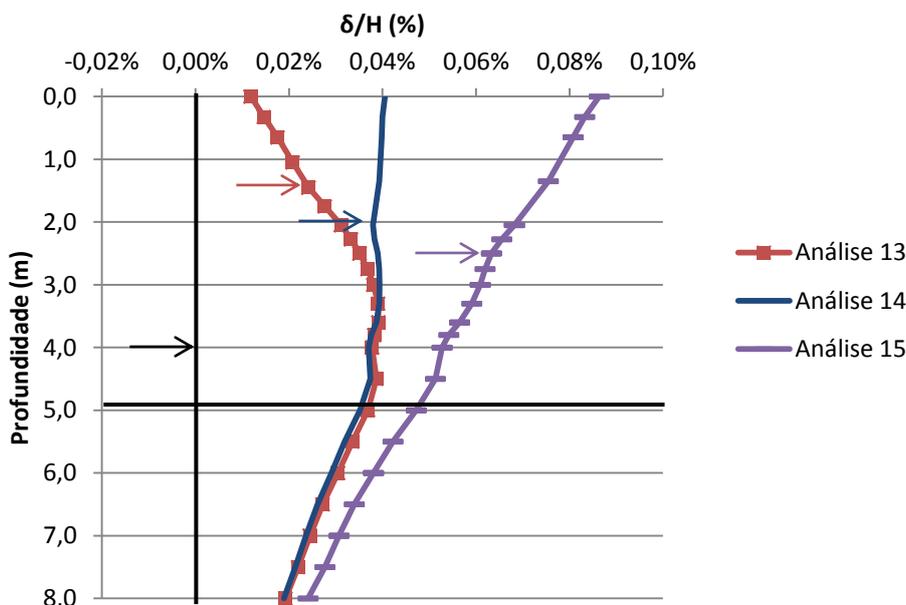


Figura 5.5: Análise da posição do Tirantes (Análises 13 a 15).

Na Figura 5.5, na Análise 13 o deslocamento máximo se dá em uma região entre a posição da linha de tirantes do nível superior (Nível $-1,45m$) e a linha de tirantes do nível inferior (Nível $-4,00m$). O deslocamento mínimo é posicionado no topo da contenção e é obtido devido a protensão da linha de tirantes no Nível $-1,45m$.

A Análise 14 apresenta o deslocamento máximo no topo da contenção. Esta análise é a que apresenta a menor faixa de deslocamentos entre as curvas da Figura 5.5, sendo igual a $0,022\%H$ (em comparação com $0,027\%H$ para a Análise 13 e $0,062\%H$ para a Análise 15). Em comparação com a curva da Análise 13, os deslocamentos abaixo da profundidade de $3,0m$ são, praticamente, coincidentes.

A Análise 15 foi a análise que apresentou os maiores deslocamentos em comparação com as outras análises (Análises 7 a 14). Os dois tirantes posicionados em elevadas profundidade fazem com que a contenção ter uma configuração deformada semelhante a estruturas de contenção sem tirantes (semelhante a um

tombamento). A contenção obteve um deslocamento horizontal mínimo de, aproximadamente, $0,03\%H$, que corresponde ao maior deslocamento mínimo de todas as análises e o deslocamento máximo também superior as outras análises. Estas observações mostram que, ao executar tirantes em profundidades muito elevadas, os deslocamentos no topo são mobilizados e influenciam nos deslocamentos nas demais profundidades.

A Figura 5.6 ilustra a variação de deslocamento horizontal no topo da contenção (δ_{topo}), deslocamento máximo (δ_{max}) e mínimo (δ_{min}) normalizado pela profundidade de escavação (H) ao longo das análises realizadas para o posicionamento de duas linhas de tirantes (Análises 07 a 15).

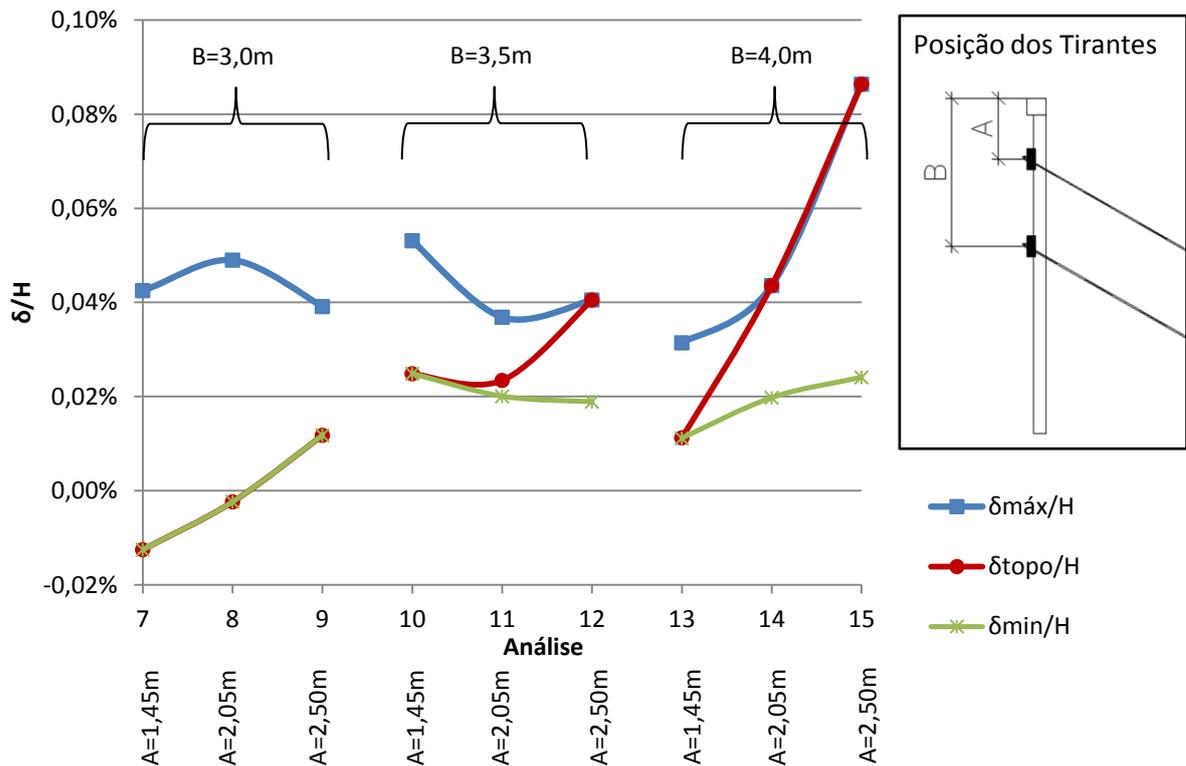


Figura 5.6: Análise da posição do Tirantes (Análises 13 a 15).

Na Figura 5.6, comparando os deslocamentos de todas as análises de posicionamento de duas linhas de tirantes, pode-se observar que quando se posicionam tirantes muito distantes do topo (Análise 15) ou quando se posicionam muito próximos do topo (Análise 7), a faixa de deslocamentos são máximas em relação as outras configurações estudadas (Análises 8 a 14), tendo faixas de

deslocamentos de $0,055\%H$ (Análise 7) e $0,062\%H$ (Análise 15). A Análise 7 é a análise que apresenta o menor deslocamento mínimo e este deslocamento se dá no topo. A Análise 15 apresenta o maior deslocamento máximo e também se dá no topo da contenção.

Isso se justifica devido que, na Análise 7, em que os tirantes estão posicionados próximos do topo da contenção, a aplicação da protensão faz com os deslocamentos no topo sejam menores que qualquer outro ponto ao longo da contenção. Na Análise 15, os tirantes são posicionados em profundidades maiores, portanto os deslocamentos no topo são maiores devido a ausência de tirantes nas proximidades do topo.

É possível que o melhor posicionamento dos tirantes para a contenção instrumentada por Santos (2013) seja o tirante superior no Nível $-2,05m$ e o tirante inferior no Nível $-3,50m$. Esta configuração é obtida na Análise 11. Isso se justifica pois é a análise que apresenta a menor faixa de deslocamentos nas análises estudadas ($0,017\%H$). A protensão da linha de tirantes no Nível $-2,05m$ não provocou afastamento do topo à base da contenção e o posicionamento da linha de tirantes no Nível $-3,50m$ foi suficiente para diminuir os deslocamentos próximos do nível do subsolo e entre os tirantes.

5.2.3 Influência da execução da laje no topo da contenção

Os resultados da instrumentação obtidos por Santos (2013) não foram conforme o esperado no que se diz respeito aos deslocamentos após a execução da laje. Esperava-se que a laje, apoiada no topo do Trecho A, fizesse com que os deslocamentos diminuíssem, o que não foi o caso. A comparação da curva da 4ª leitura com a 5ª leitura na Figura 4.7 ilustra os deslocamentos mobilizados na execução da laje no processo de calibração.

No processo de calibração do modelo numérico, pode-se concluir que a execução da laje no topo do Trecho A aumentou os deslocamentos horizontais. É possível que esse acréscimo de deslocamento horizontal pode ter sido proveniente do carregamento vertical que solicita a laje, que multiplicado pelo deslocamento horizontal da contenção induzido previamente pelo empuxo de terra, provocou um momento fletor adicional no topo das estacas.

Com base nesta hipótese, foi realizado um estudo paramétrico da execução da laje no Trecho A. Para realizar tal estudo, o mesmo se deu em duas etapas.

Na primeira etapa, foi realizada uma análise do modelo numérico com apenas uma fase de processamento. Tal fase iniciava-se com a parcela do maciço à frente da contenção desativada (maciço escavado na profundidade do subsolo) e, a depender do caso estudado, a laje foi ativada com seus respectivos carregamentos. A geometria da contenção foi mantida constante e os tirantes foram desativados. É importante observar que esta análise se deu no Trecho A da contenção.

Nesta etapas foram estudados 4 casos para a ativação da laje que se apoia no Trecho A do modelo numérico: quando não se tinha laje (Caso 01), com a laje executada apenas com o seu peso próprio (Caso 02), com a laje executada com o seu peso próprio e cargas acidentais (Caso 03) e com a laje executada com o seu peso próprio e o dobro das cargas acidentais (Caso 04), conforme Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Descrição dos casos estudados na primeira etapa do estudo da influência da execução da laje.

Caso	Estudo	Observações
01	Sem a ativação da laje no modelo numérico	-
02	Laje ativada somente com o peso próprio.	O peso próprio é gerado automaticamente na definição dos parâmetros dos elementos que simulam a laje.
03	Laje ativada com aplicação de cargas acidentais.	O carregamento acidental aplicado sobre a laje tem o módulo de 5kN/m ² , conforme a Tabela 3.7.
04	Laje ativada com aplicação de cargas acidentais com o dobro do módulo inicial.	O carregamento acidental aplicado tem o módulo de 10kN/m ² .

Com relação a segunda etapa deste estudo, o modelo foi processado em duas fases. A primeira fase de processamento é idêntica ao Caso 01 (estudo sem ativação da laje). Somente na Segunda fase (após o processamento da primeira fase), a laje foi ativada no modelo e foram obtidos os resultados. Dessa forma, foi possível simular os deslocamentos mobilizados com a escavação, execução dos pilares, fundação e a execução da laje até que esta adquira resistência suficiente para que possa impedir os deslocamentos no topo da contenção, tornando o estudo mais próximo da situação real. A Tabela 5.5 apresenta os casos estudados da segunda etapa deste estudo paramétrico.

Tabela 5.5: Descrição dos casos estudados na primeira etapa do estudo da influência da execução da laje

Caso	Estudo	Observações
05	Laje ativada somente com o peso próprio.	O peso próprio é gerado automaticamente na definição dos parâmetros dos elementos que simulam a laje.
06	Laje ativada com aplicação de cargas acidentais.	O carregamento acidental aplicado sobre a laje tem o módulo de 5kN/m ² , conforme a Tabela 3.7

Para todos os casos, foram geradas curvas comparativas dos deslocamentos horizontais e esforços internos, ambos ao longo da profundidade do paramento. As curvas foram geradas na Seção 1 (ver Figura 3.14, indicação da Estaca 17).

As curvas comparativas dos deslocamentos horizontais para a primeira etapa de análise (sem mobilização de deslocamentos iniciais) estão apresentadas na Figura 5.7.

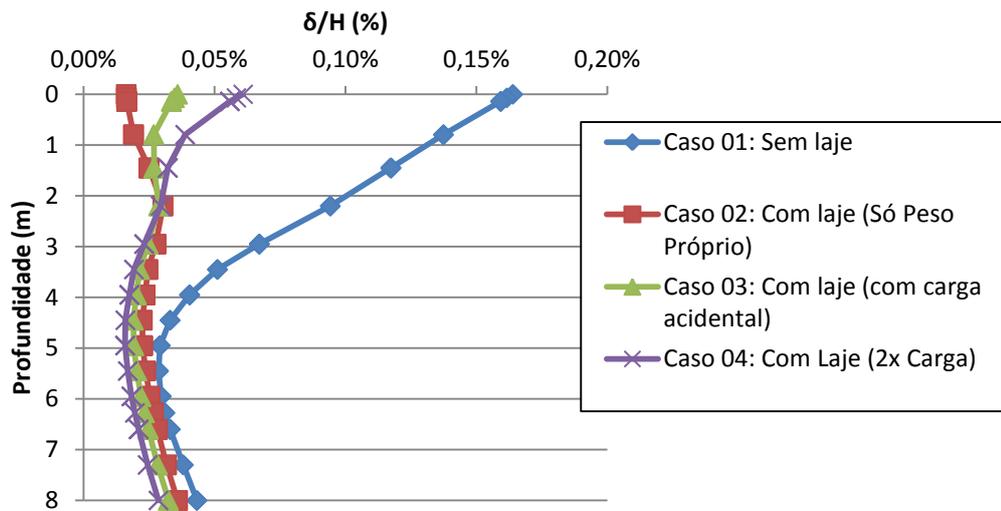


Figura 5.7: Deslocamentos horizontais (Etapa 01: sem deslocamentos iniciais)

Na Figura 5.7, na análise do Caso 01 (processamento do modelo numérico sem laje), é obtida a magnitude dos deslocamentos que a contenção teria caso não fosse executada a laje no topo do Trecho A.

Ao processar o modelo com a laje (Casos 02 a 04), os deslocamentos diminuem, mostrando que a estrutura se torna mais rígida. Estes resultados apresentam uma contradição com a instrumentação realizada por Santos (2013). Essa contradição será discutida após a análise da 2ª Etapa. Quando se comparam os Casos 02, 03 e 04, é possível observar que a magnitude das cargas acidentais da laje influenciam nesses deslocamentos horizontais, pois quanto maior a carga que solicita a laje, maior será os deslocamentos horizontais.

Com relação aos esforços internos de momento fletor e força normal, as Figuras 5.8 e 5.9 ilustram os diagramas de momento fletor e força normal, respectivamente. Com a execução da laje, os esforços aumentaram, principalmente na posição mais próxima do topo (local em que a laje está vinculada). Nesta posição, os esforços de momento fletor, aumentam a ponto de se tornarem máximos, o que torna necessário que as estacas sejam dimensionadas considerando este acréscimo nos esforço interno.

Assim como ocorre com os deslocamentos, os esforços internos são diretamente proporcionais a magnitude das cargas sobre a laje (ver Casos 02 a 04 nas Figuras 5.8 e 5.9). Como essas cargas são o somatório do peso próprio da laje

e as cargas de utilização e o peso próprio não varia, a magnitude dos deslocamentos horizontais e esforços internos com a execução da laje no topo da contenção depende do tipo de carga acidental que solicita a laje. De uma forma geral, as lajes de subsolo em Natal/RN são utilizadas para estacionamentos, áreas de lazer e residenciais.

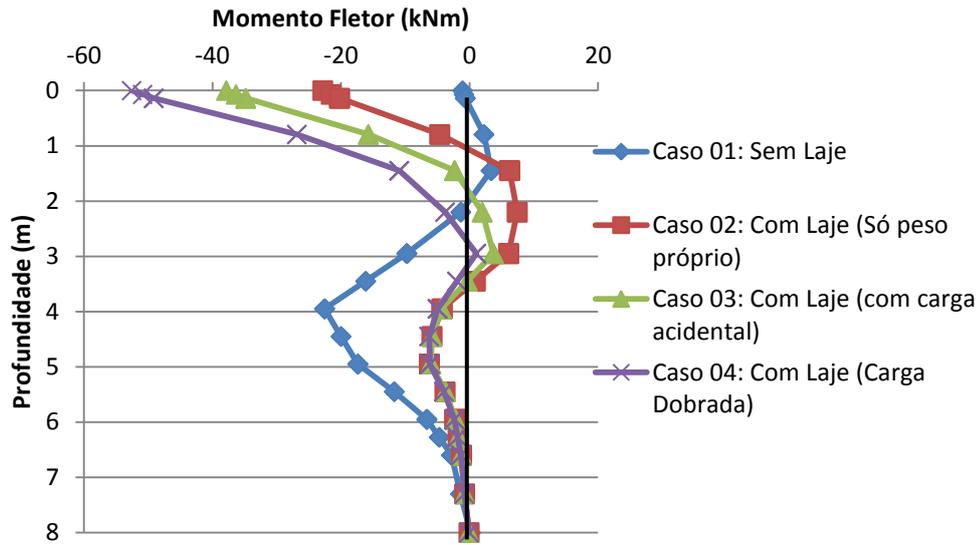


Figura 5.8: Momento Fletor (Etapa 01: sem deslocamentos iniciais)

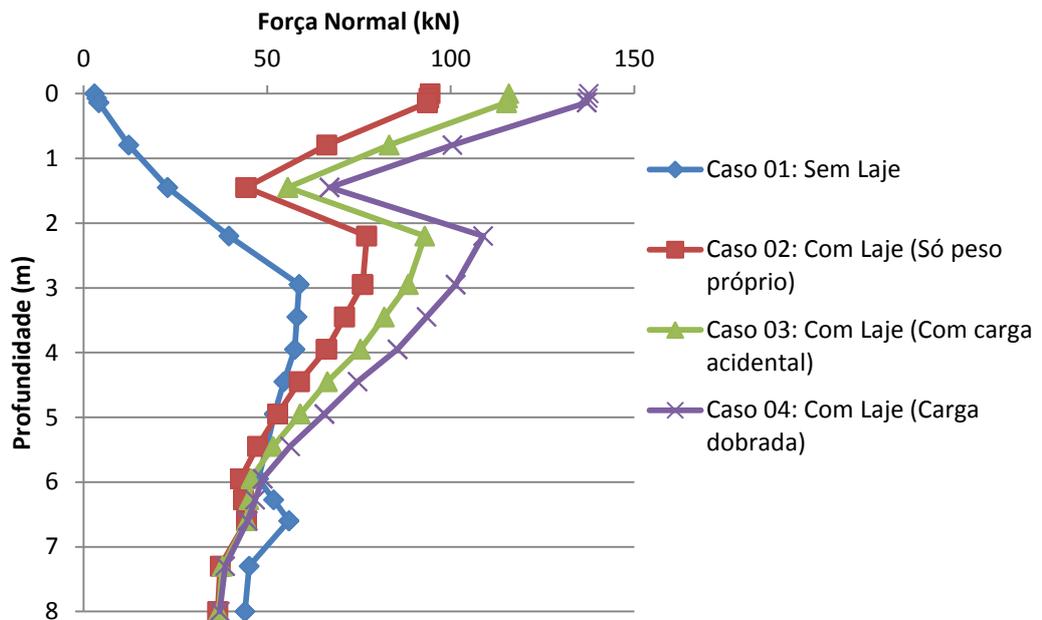


Figura 5.9: Força Normal (Etapa 01: sem deslocamentos iniciais)

Com relação a 2ª Etapa deste estudo, para se executar uma laje que se apoia em uma contenção, é necessário, no mínimo, uma escavação à frente da contenção para possibilitar a execução dos outros elementos na qual a laje se apoiará (fundações, pilares, vigas). Esta escavação resultará em uma mobilização de deslocamentos horizontais que modificam a configuração deformada final e os esforços internos.

Dessa forma, a segunda etapa da análise da influência de execução da laje consiste em, antes de ativar a laje, processar o Caso 01 (sem ativação da laje no modelo numérico), para que se possa analisar o efeito da execução da laje, após a mobilização de deslocamentos iniciais.

As curvas para os deslocamentos e esforços internos na segunda etapa e a análise sem a laje feita na primeira etapa estão apresentadas nas Figuras 5.10 a 5.12.

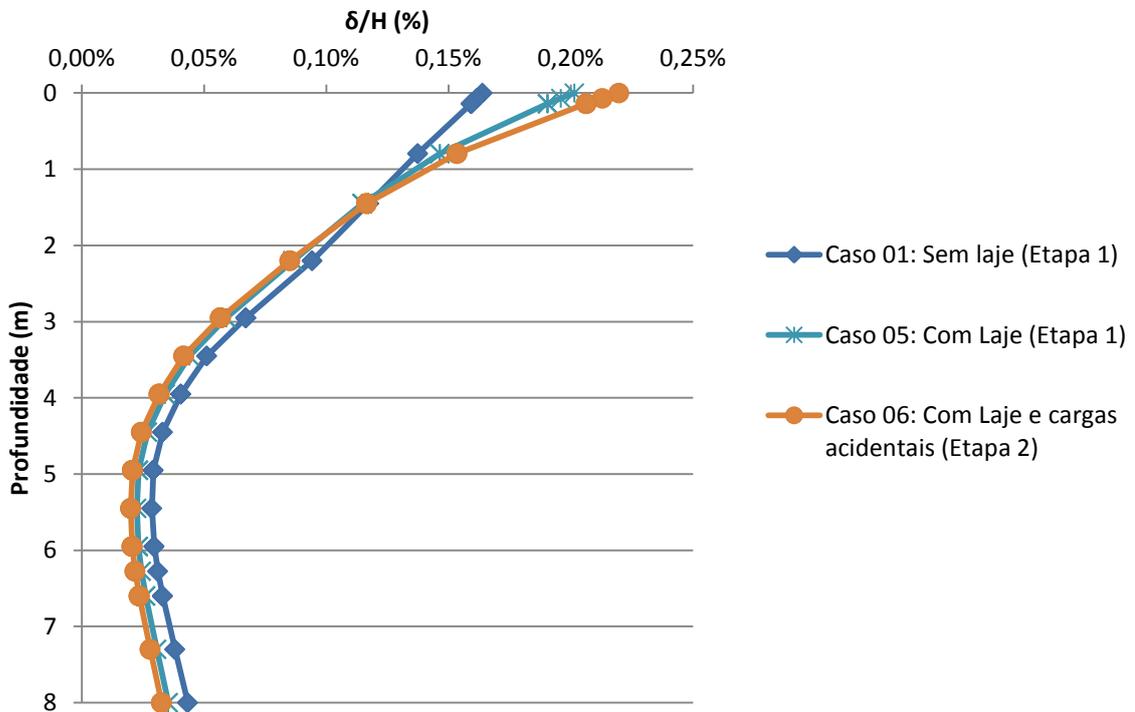


Figura 5.10: Deslocamentos Horizontais (Etapa 2: com deslocamentos iniciais)

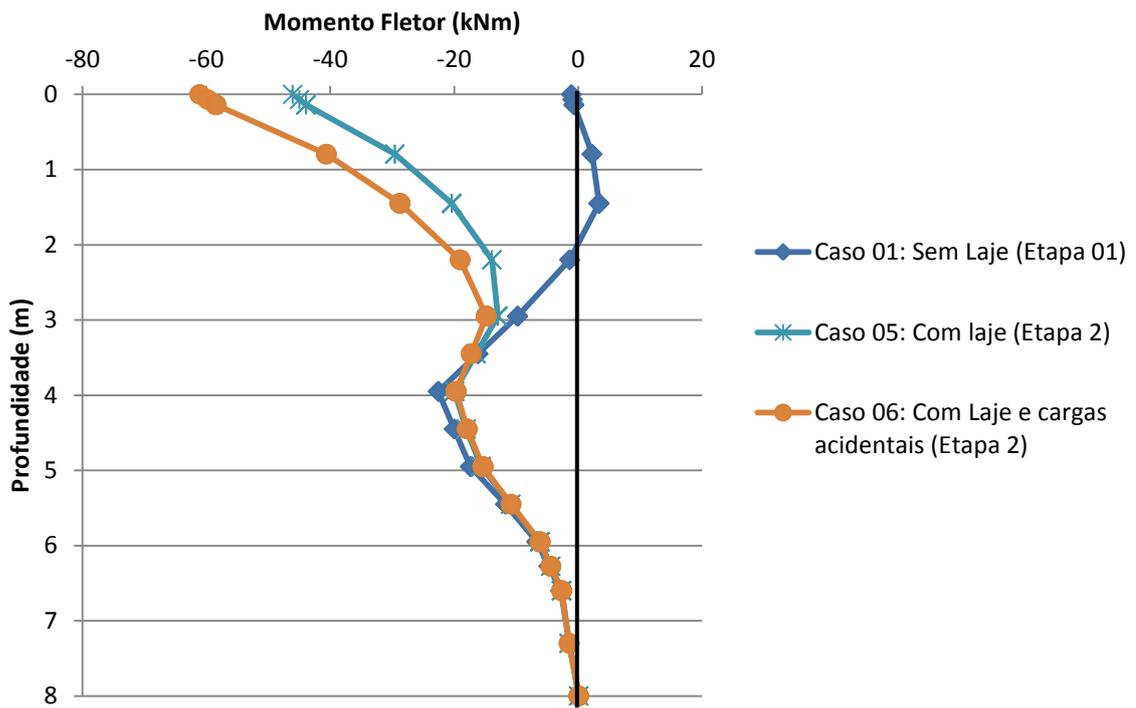


Figura 5.11: Momento Fletor (Etapa 2: com deslocamentos iniciais)

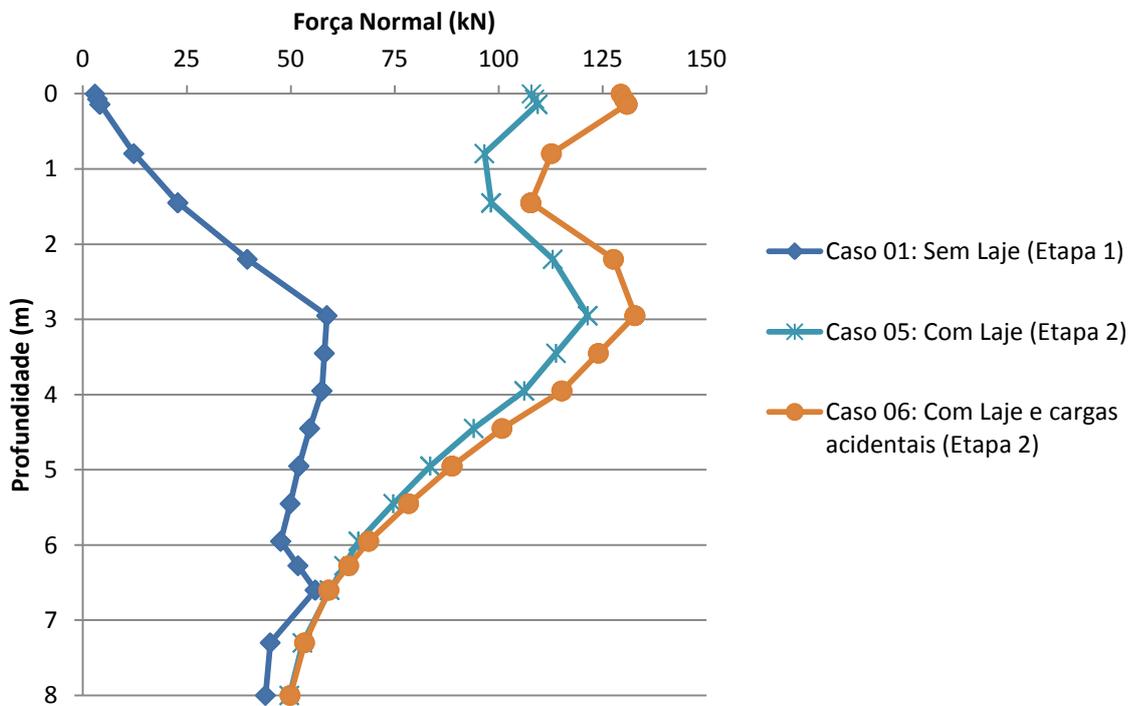


Figura 5.12: Força Normal (Etapa 2: com deslocamentos iniciais)

Na Figura 5.10, os deslocamentos horizontais aumentam com a execução da laje. A magnitude das cargas aumentam diretamente proporcional ao aumento da carga aplicada sobre a laje (ver Caso 05 e 06, Figura 5.10). Assim como ocorre também na Etapa 1, esse aumento pode ser observado também para os esforços internos (ver Figuras 5.11 e 5.12).

A análise da segunda etapa do estudo da influência da laje (após mobilização de deslocamentos iniciais) mostrou que, a execução da laje vinculada à contenção aumentou os deslocamentos horizontais no topo. Esta observação confirma os resultados da instrumentação realizada por Santos (2013) e a hipótese inicial apresentada: o acréscimo de deslocamentos após a execução da laje é proveniente das cargas que atuam na laje.

Após comparação da Etapa 1 e Etapa 2 deste estudo, foi possível concluir que, de fato, a laje diminui os deslocamentos. Isso pode ser confirmado com os resultados obtidos na análise da Etapa 1. O Caso 01 apresentou os deslocamentos caso a laje não tivesse sido executada. Os Casos 02 a 04 confirmaram o quanto a laje pode diminuir os deslocamentos, que para o Caso 01 os deslocamentos máximos foram da ordem de $0,16\%H$ e para os casos em que a laje foi ativada (Casos 02 a 04), chegou-se a magnitudes de $0,02\%H$, ou seja essa redução pode chegar a valores da ordem de $0,14\%H$.

Na Etapa 2 é possível que, caso não fosse executada a laje, os deslocamentos horizontais seriam maiores que os obtidos no Caso 05 e 06. Possivelmente foi observado na instrumentação de Santos (2013) que o carregamento da laje (peso próprio e cargas acidentais) proporcionou esses acréscimos de deslocamentos, conforme observados nas análises de deslocamentos horizontais da Etapa 2 (comparando-se o Caso 01 com o Caso 05 ou 06).

Com relação aos esforços internos, conforme dito anteriormente, a execução da laje torna a contenção mais rígida, aumentando os esforços internos (momento fletor e força normal). Isso pode ser observado tanto na Etapa 1, quanto na Etapa 2.

O tempo decorrido entre a escavação e a execução da laje deve ser planejada para ser o menor possível. Para execução dos elementos que suportam a

laje deve haver a escavação do maciço à frente da contenção. A escavação do maciço faz com que a contenção sofra deslocamentos. Quanto maior o tempo decorrido sem a execução da laje, maior os deslocamentos mobilizados. Quanto maior os deslocamentos, maior será o momento que surge no topo da contenção. Quanto mais rápida a laje for executada, menor será o deslocamento final, conforme análise da Etapa 1.

Em termos práticos, a execução de uma laje que se apoia em uma contenção deve ser bem planejada, não só em termos de execução, mas também em termos de projeto. As etapas de execução da laje tem grande influência nos deslocamentos e esforços internos, deixando a estrutura mais rígida. As cargas que solicitam a laje tem influência direta nos deslocamentos e esforços internos após a execução da laje, portanto, recomenda-se que sejam utilizadas para ambientes com pouca magnitude de carga de utilização, assim, os deslocamentos finais serão minimizados e os esforços internos serão menores.

5.3 Estudo Paramétrico do Modelo 02

Conforme procedimento apresentado no Capítulo 03, o Modelo 02 tem o objetivo de estudar o fenômeno de arqueamento que acontece entre as estacas do paramento. Segundo Costa (2005), há dois fenômenos de arqueamento que acontecem em problemas geotécnicos em geral, o caso ativo (ou positivo), cujo solo sofre uma redução de tensões localizadas em algumas das regiões até que se obtenha uma estabilização. O caso passivo (ou negativo), na qual ocorre aumento das tensões localizadas até a estabilização.

Tal fenômeno ocorre em contenções de estacas espaçadas, principalmente, devido ao espaçamento entre estacas, que oferece uma distância suficiente para a mobilização de deslocamentos horizontais no espaço entre as estacas (faixas entre as faces das estacas). Como ocorre o deslocamento, as tensões nestas faixas tendem a diminuir e na posição próximas as estacas (onde se há maior rigidez aos deslocamentos) tendem a aumentar. Dessa forma, o tipo de arqueamento que ocorre nas estruturas de contenções devido ao espaçamento das estaca é o arqueamento ativo.

Conforme apresentado anteriormente, o modelo numérico elaborado para o estudo do arqueamento consiste de uma faixa representativa do Trecho C. A faixa representativa contém quatro estacas e profundidade de escavação de 4,93m, conforme geometria real da contenção apresentada no Capítulo 3.

Para desenvolver tal análise, foi variado o espaçamento entre faces de estacas. Foram geradas curvas da magnitude das tensões que ocorrem em uma seção pré-determinada (localizada no maciço atrás das estacas) em relação à posição longitudinal do trecho representativo e em relação à faixa compreendida entre o topo da contenção e o nível da base das estacas.

A Figura 5.13 apresenta a seção transversal da parcela representativa da contenção, destacando a geometria de sua seção transversal.

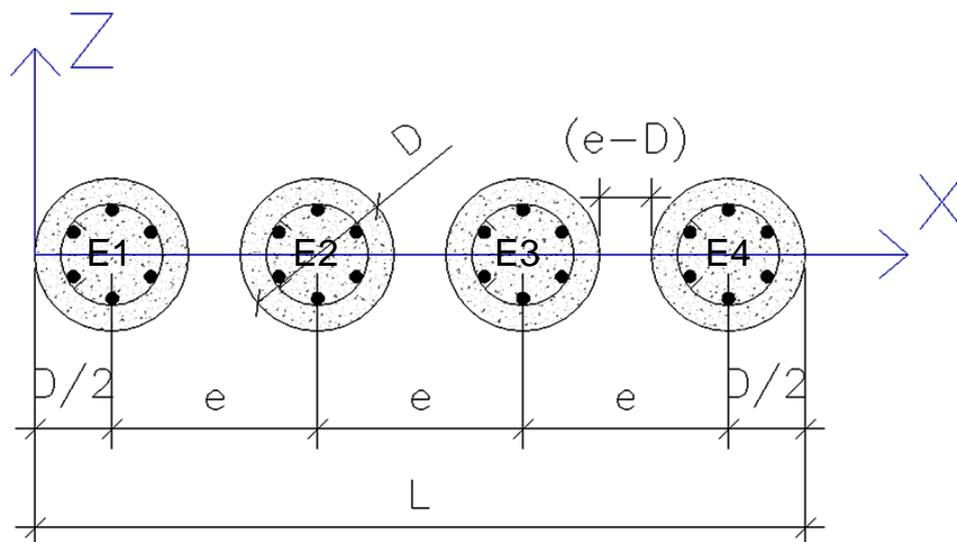


Figura 5.13: Seção representativa.

5.3.1 Descrição da análise paramétrica

Após a calibração do modelo numérico, ao analisar os deslocamentos horizontais ao longo do eixo y , pode-se observar uma descontinuidade de deslocamentos horizontais em algumas posições entre as estacas, conforme Figura 5.14.

Tais deslocamentos podem ser observados nos ensaios do alçapão, inicialmente proposto por Terzaghi, largamente estudados na literatura (Costa et al,

2009; Goel e Patra, 2008; Pardo e Saéz, 2014). O fenômeno de arqueamento ocorre devido a uma perda de rigidez no espaço compreendido entre as faces das estacas. Essa perda de rigidez gera um alívio de tensões localizado e um aumento de tensões nas regiões por trás das estacas, onde há uma rigidez maior.

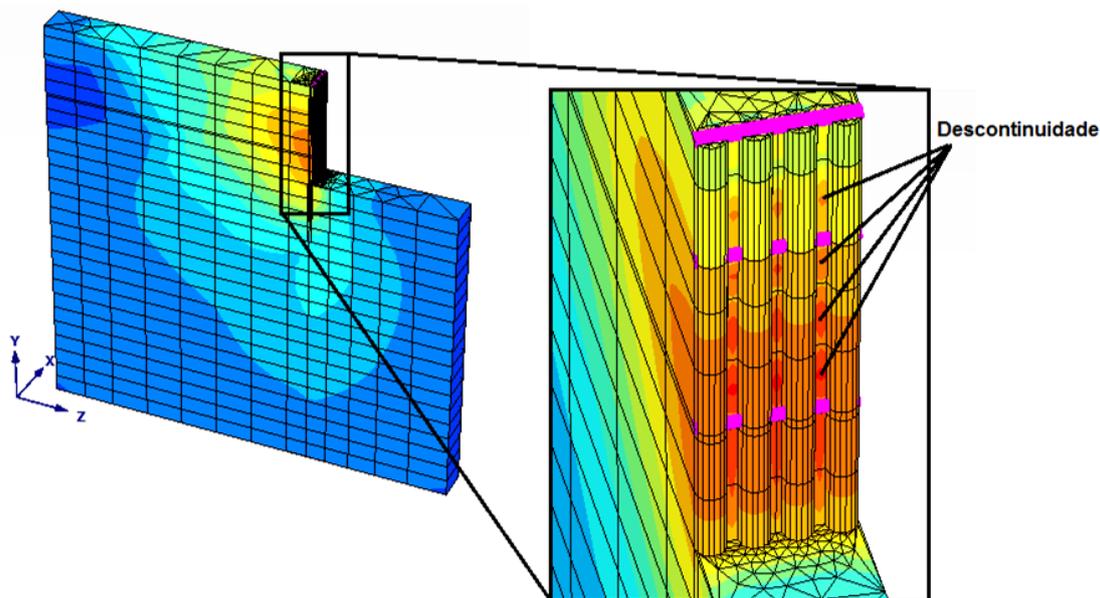


Figura 5.14: Deslocamento horizontal no Modelo 02.

Com relação as tensões horizontais, a Figura 5.15 ilustra a variação de tensões por trás das estacas.

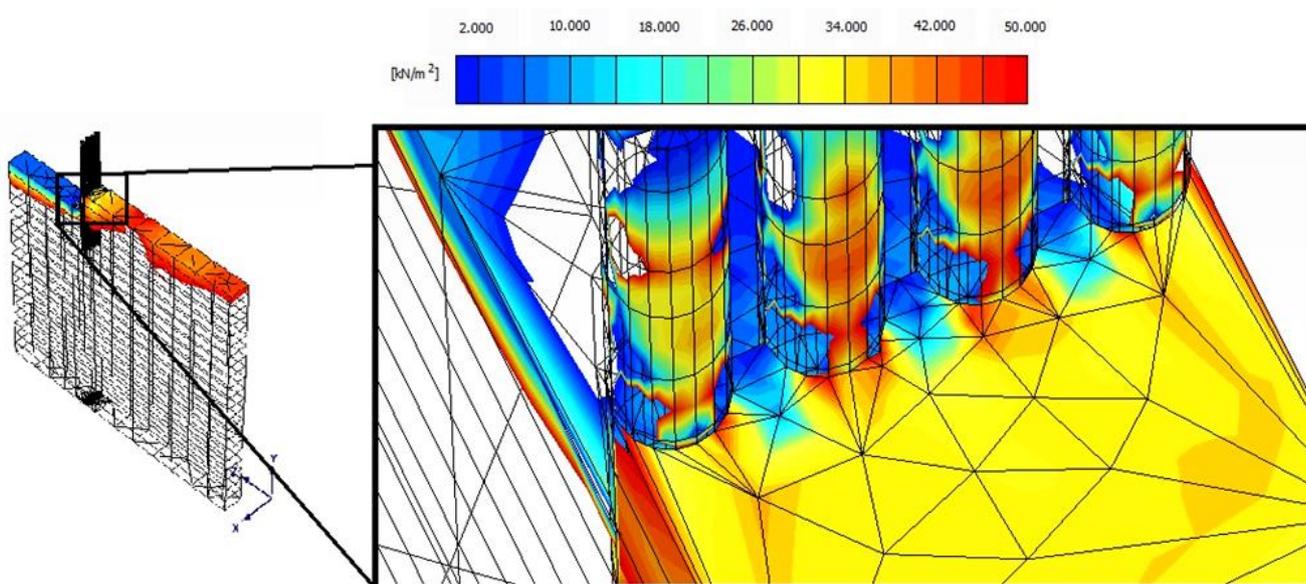


Figura 5.15: Tensões por trás das estacas no Modelo 02.

Para a Figura 5.15 a Camada 01 foi ocultada do modelo para melhor representar as estacas. Uma escala que varia de 0kN/m^2 a 50kN/m^2 foi escolhida para se observar melhor a variação de tensões entre as faces das estacas.

Na Figura 5.15 é possível observar a variação de tensões ao longo da posição longitudinal (eixo X). As tensões apresentam um alívio entre as faces das estacas e um aumento dos seus módulos na proximidades das estacas. As tensões entre as faces das estacas apresentam valores de 2kN/m^2 e por trás das estacas da ordem de 50kN/m^2 .

Para melhor entender tal fenômeno, realizou-se um estudo paramétrico com o objetivo de entender o comportamento do sistema após este alívio de tensões e propor uma configuração geométrica da contenção estudada que minimize os efeitos consequentes desse alívio de tensões.

Tal estudo se baseou na variação do espaçamento entre estacas (e), de modo a avaliar a melhor distância entre faces de estacas ($e - D$). Para isso foram realizadas quatro análises, conforme apresentado na Tabela 5.6.

Na tabela 5.6, D é o diâmetro das estacas, e é o espaçamento entre eixos das estacas, $(e - D)$ é o espaçamento entre faces das estacas, $(e - D)/D$ é o espaçamento entre faces das estacas normalizado pelo diâmetro das estacas e $E1$ a $E4$ são as posições do centro geométrico da seção transversal das estacas (indicadas pela posição no eixo x).

Após processamento de tais modelos, foram desenvolvidas análises para avaliar a influência do fenômeno de arqueamento. Para vários espaçamentos $(e - D)/D$, foram comparadas curvas em relação ao nível de tensões depositada em uma seção transversal do maciço, as tensões normais atuantes na seção transversal das estacas e as tensões imediatamente próximas as estacas ao longo da profundidade.

Tabela 5.6: Análises Paramétricas estudados no Modelo 02

Análise	(D)	(e)	$(e - D)$	$(e - D)/D$	Posição do CG das estacas em X			
					$E1$	$E2$	$E3$	$E4$
01	0,30m	0,40m	0,10m	0,33	0,15	0,55	0,95	1,35
02	0,30m	0,45m	0,15m	0,5	0,15	0,6	1,05	1,5
03	0,30m	0,50m	0,20m	0,67	0,15	0,65	1,15	1,65
04	0,30m	0,55m	0,25m	0,83	0,15	0,7	1,25	1,8

5.3.2 Apresentação e análise dos resultados do estudo paramétrico

As análises de tensões foram realizadas em uma seção posicionada a 0,20m do eixo das estacas (50mm em relação ao meio do vão entre as estacas). A partir dela, para diversas alturas y/H , em que y é a profundidade da seção e H é a profundidade de escavação ($H = 4,93m$), foram obtidas curvas de tensões ao longo da posição x , variando a profundidade em $y/H = 0,2$, $y/H = 0,4$, $y/H = 0,6$, $y/H = 0,8$ e $y/H = 1,0$, conforme Tabela 5.6.

Com relação às curvas para a relação $(e - D)/D = 0,33$, é importante observar que essa relação de espaçamento entre eixos é a situação real da contenção instrumentada por Santos (2013). A largura L do modelo numérico elaborado para tal análise é de 1,50m, conforme Figura 5.13.

A Figura 5.16 apresenta as tensões horizontais σ_z em função da posição x . O posicionamento das estacas foi representado por retângulos, simulando o diâmetro de 0,30m das estacas e inseridos de acordo com as posições reais da modelagem em questão, conforme Figura 5.13.

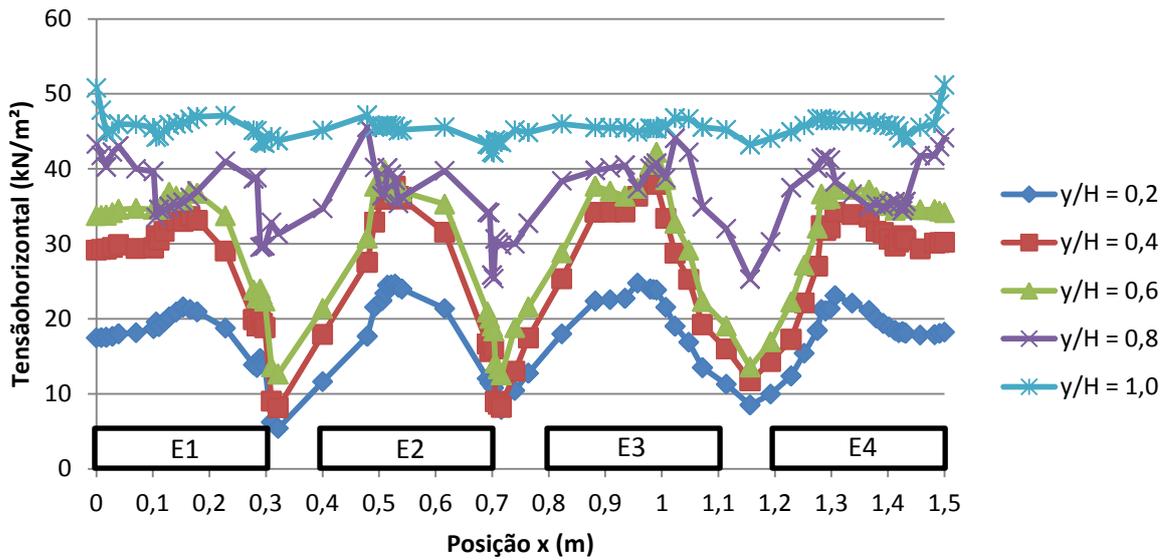


Figura 5.16: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,33$.

Ao comparar as curvas, é possível observar que a tensão aumenta com a profundidade. Em comparação com o ensaio do alçapão, a faixa representada pela distancia entre faces de estacas $(e - D)/D$ (ver Figura 5.13) tem comportamento semelhante ao do alçapão quando é retirado, que defere um alívio de tensões em cada espaço entre as estacas. Esse alívio de tensões se deve ao fato da descontinuidade dos deslocamentos horizontal destacado na Figura 5.14.

Ao normalizar as tensões horizontais (σ_z) de cada curva pela tensão horizontal que ocorre na profundidade de cada curva (σ_i), tal alívio de tensões se torna mais claro de ser observado, conforme Figura 5.17. Ainda em relação a tal figura, pode se observar que na curva referente à profundidade do nível do subsolo ($y/H = 1,0$) não há alívio de tensões entre as estacas nem aumento de tensões por trás das estacas. Isso se deve ao fato que, neste nível, o maciço do terreno impede a descontinuidade dos deslocamentos e, conseqüentemente, a variação de tensões.

A partir das curvas da Figura 5.16 foi possível observar na Figura 5.17 que as curvas se projetam uma sobre as outras. Tal observação indica que o arqueamento varia pouco ao longo da profundidade.

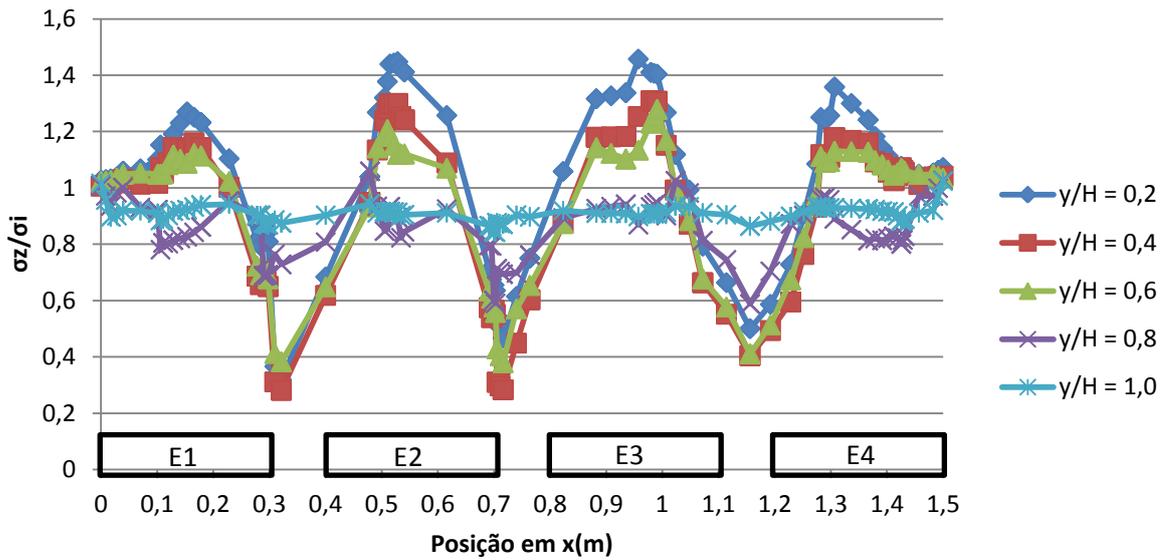


Figura 5.17: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,33$.

Com relação às tensões que atuam nas estacas, pode-se observar na Figura 5.18, as tensões obtidas a partir do processamento do modelo numérico.

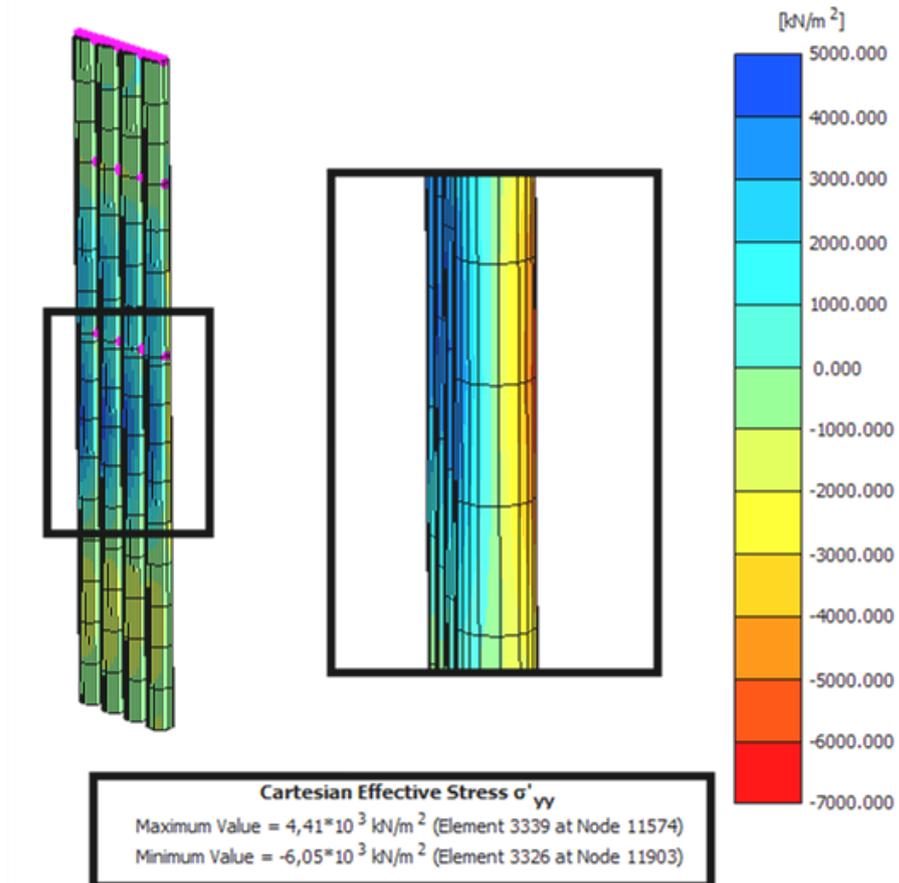


Figura 5.18: Tensão normal atuante na estaca para $(e - D)/D = 0,33$.

Para a Figura 5.18, as tensões positivas correspondem a tensões de tração e as tensões normais negativas correspondem a tensões de compressão, conforme eixos cartesianos do modelo numérico, porém serão apresentadas neste trabalho como tensões máximas e mínimas nas estacas.

Com relação ao caso em que $(e - D)/D = 0,5$, ou seja, para diâmetro de estaca de $0,30m$, o espaçamento entre faces de estaca é de $0,15m$ (cinco centímetros a mais que o correspondente à contenção instrumentada por Santos, 2013) que corresponde a um modelo com largura L de $1,65m$ (ver Figura 5.13).

As tensões horizontais σ_z para as várias profundidades no modelo ($y/H=0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ e $1,0$) em função da posição x de uma seção que se encontra a $0,20m$ do eixo das estacas são apresentadas conforme Figura 5.19.

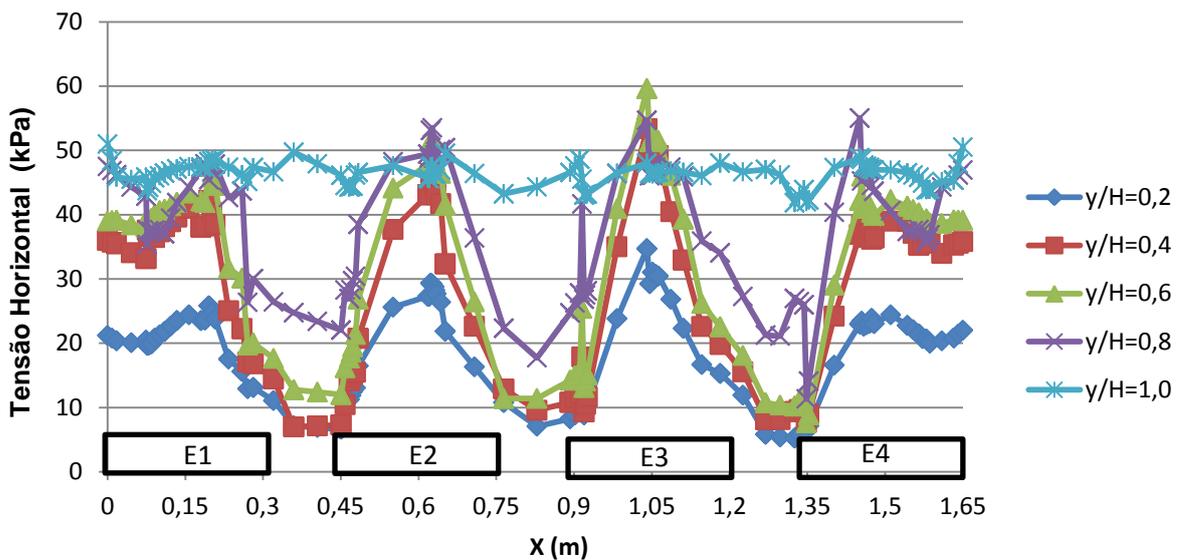


Figura 5.19: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,5$.

A Figura 5.19 ilustra que as tensões diminuem nos espaços entre as estacas com magnitude pouco maiores que as curvas na Figura 5.16 ($5,4kPa$ para espaçamento entre faces de estacas de $0,33D$ e $6,9kPa$ para $0,5D$). Diferentemente da análise para $0,33D$ de espaçamento entre faces de estacas, as tensões com maiores magnitudes não ocorrem na profundidade de $y/H = 1,0$. A análise com tensões normalizadas é ilustrada na Figura 5.20.

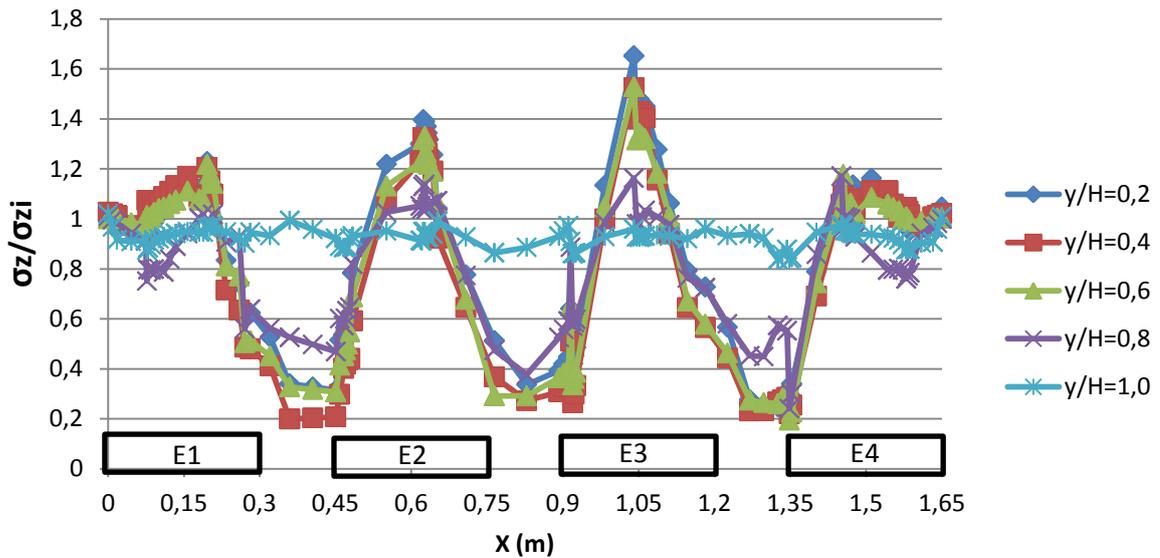


Figura 5.20: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,5$.

As curvas com tensões normalizadas mostram que, para o espaçamento $(e - D)/D = 0,5$, as tensões não atingem valores menores que, aproximadamente, $0,2\sigma_{zi}$ e em comparação com o caso de $(e - D)/D = 0,33$ (Figura 5.16) na região próxima as estacas a tensão tem um pico bem definido atingindo o máximo de $1,6\sigma_{zi}$, ou seja, na medida que o espaçamento entre as faces das estacas aumentam as tensões atuantes nas proximidades das estacas também aumentam (chegando a valores maiores do que valores mais profundos).

Esse aumento de tensões no solo por trás das estacas tem influência no aumento das tensões normais que atuam na seção transversal das estacas, conforme Figura 5.21, quando se comparam com as tensões da Figura 5.18. Para o caso de $0,33D$, as tensões normais na seção transversal das estacas variam de 4,42MPa a -6,05MPa e para $0,5D$ essa faixa cresce para 4,61MPa a -6,43MPa.

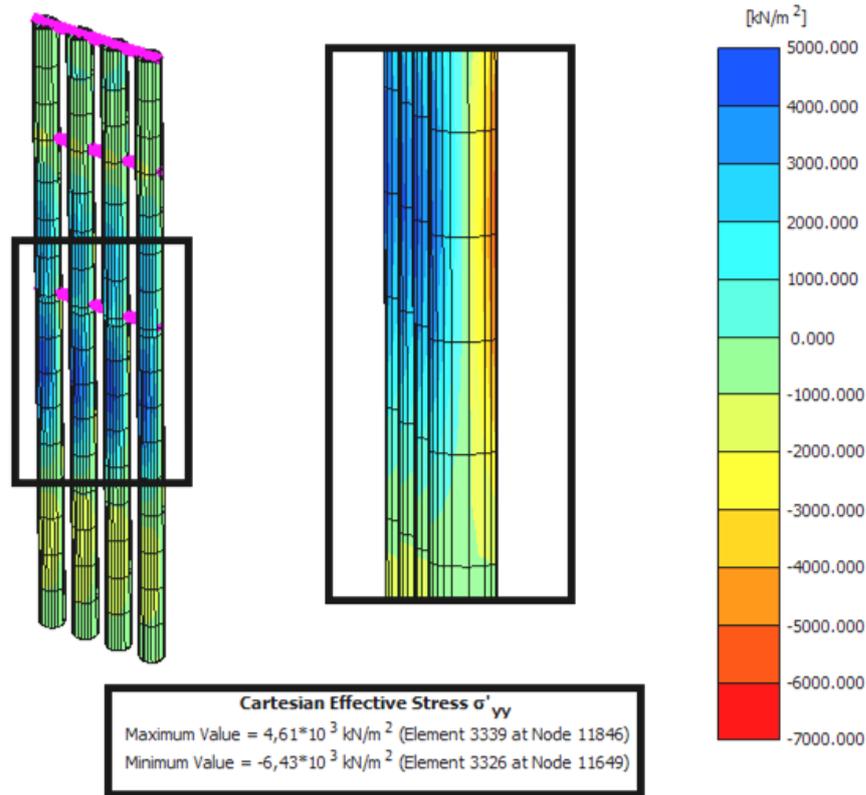


Figura 5.21: Tensão normal atuante na estaca para $(e - D)/D = 0,5$.

O outro modelo da análise paramétrica consistiu em utilizar um $(e - D)/D = 0,67$ que, para a modelagem, foi utilizado um modelo com largura L de 1,8m. A Figura 5.22 e 5.23 apresentam as tensões horizontais e tensões horizontais normalizadas, respectivamente, ambas em função da profundidade.

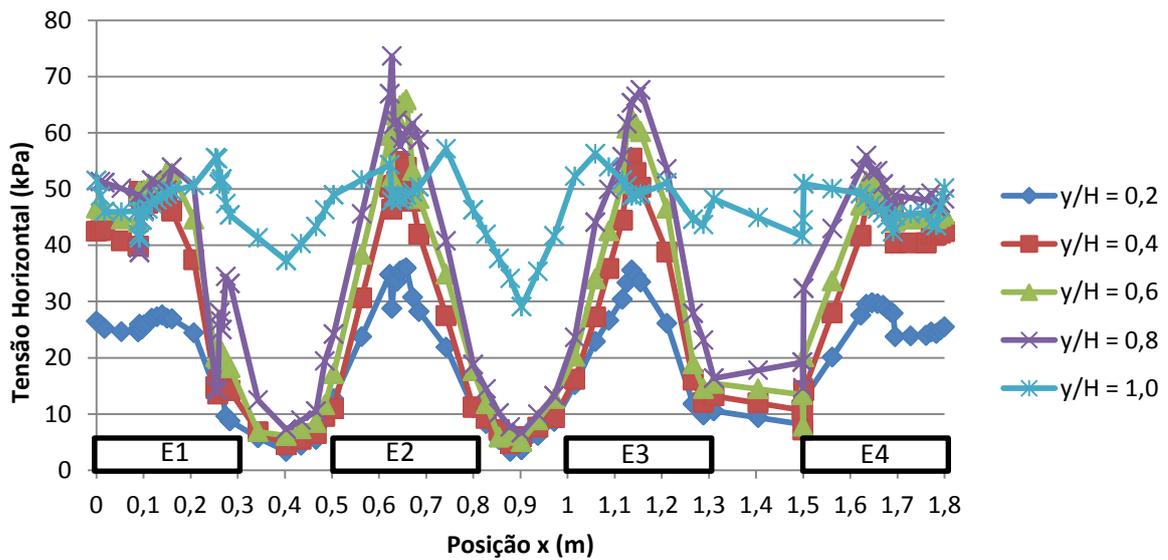


Figura 5.22: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,67$.

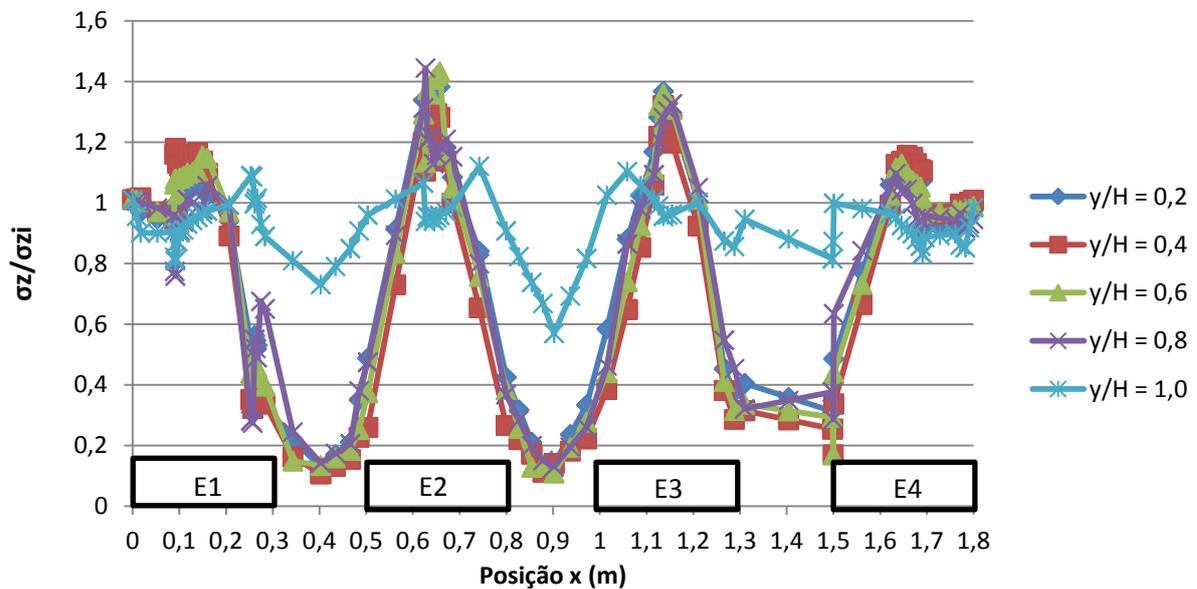


Figura 5.23: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,67$.

Com o espaçamento entre faces das estacas maiores, as tensões nas proximidades das estacas tendem a ser maiores em comparação com os casos de $(e - D)/D = 0,33$ e $(e - D)/D = 0,5$. Para o espaçamento entre faces de $0,67D$ as tensões horizontais chegam a magnitudes de 70kPa (em comparação a 50kPa para o espaçamento entre faces de $0,33D$ e 60kPa para $0,5D$, aproximadamente). O alívio de tensões ocorre ainda mais evidente, mostrando que os deslocamentos no espaço entre as faces das estacas aumentam bruscamente. Assim como também destaca-se o pico de tensões máxima (principalmente quando se observa o gráfico das curvas normalizadas, ver Figura 5.23). Ao se compararem as curvas ao longo da profundidade é possível observar que não há um grande aumento de tensões, visto que todas as curvas de y/H são praticamente projetadas uma sobre as outras, diferentemente para o caso de $(e - D)/D = 0,33$ (ver Figura 5.16). Tais observações são apresentadas nas Figuras 5.22 e 5.23, que respectivamente, apresentam as tensões horizontais ao longo da posição x e as tensões normalizadas ao longo da posição x . A Figura 5.24 ilustra as tensões normais que ocorre nas estacas.

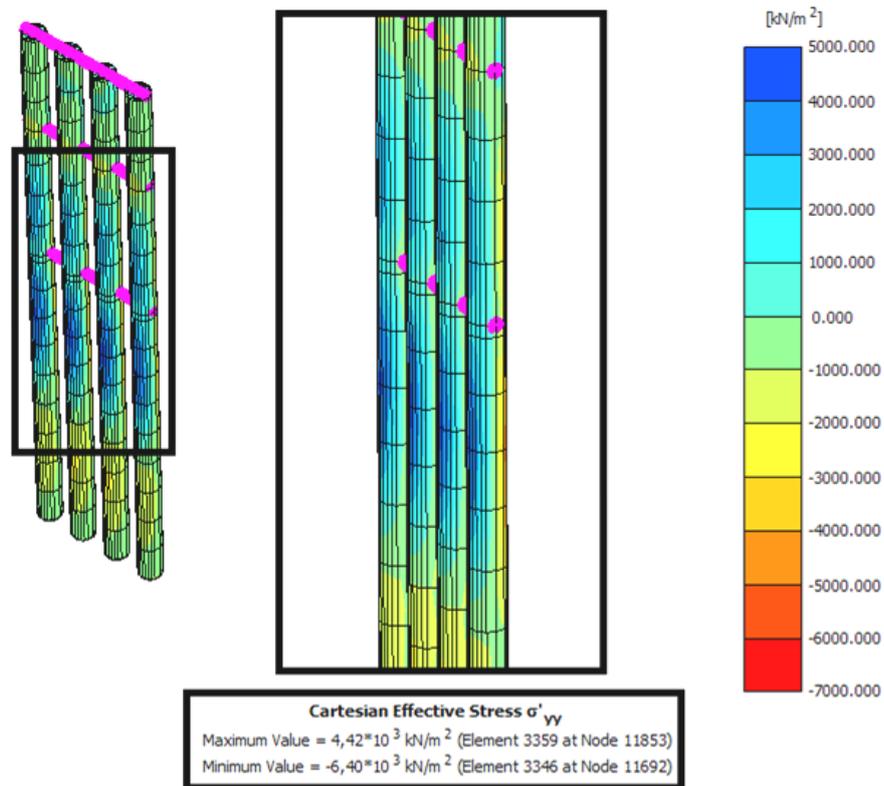


Figura 5.24: Tensão normal atuante nas estacas para $(e - D)/D = 0,67$.

É possível observar que as tensões normais máximas na seção transversal das estacas diminuem em relação a análise anterior (para espaçamento entre faces de estacas igual a $0,5D$, cujo valor máximo é de $4,61\text{MPa}$ comparado ao valor máximo de $4,42\text{MPa}$ para o caso de $0,67D$). Conforme apresentado nas outras análises, essas tensões deveriam aumentar na medida em que se aumenta o espaçamento entre faces das estacas pois a magnitude dos picos de tensões aumentam.

Por fim, a análise paramétrica das tensões ao longo da posição x para o caso do espaçamento entre faces de estacas de $0,83D$, são apresentados conforme Figura 5.25 e 5.26.

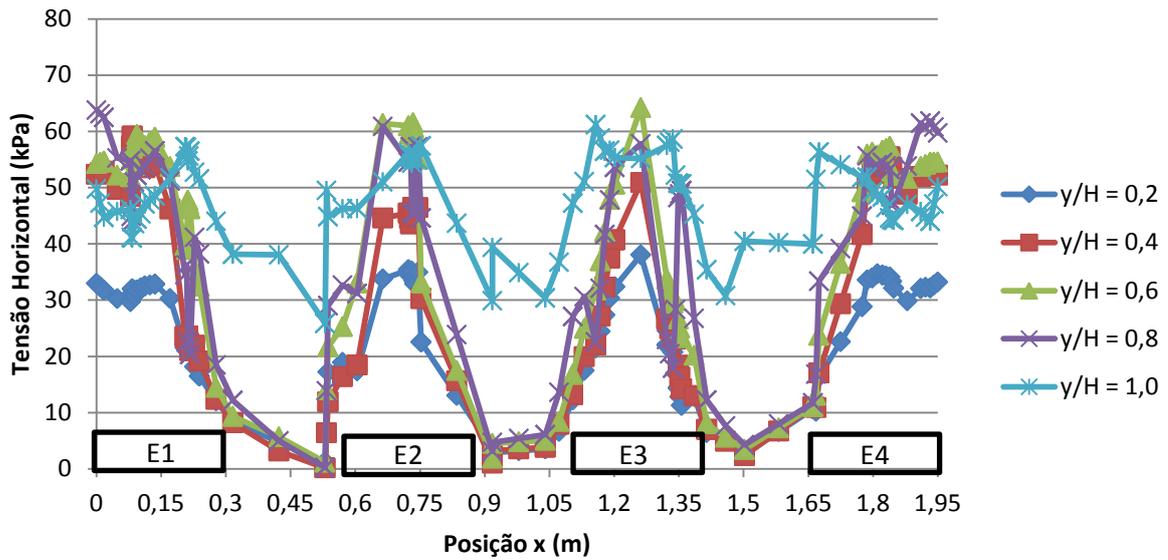


Figura 5.25: Tensão horizontal em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,83$.

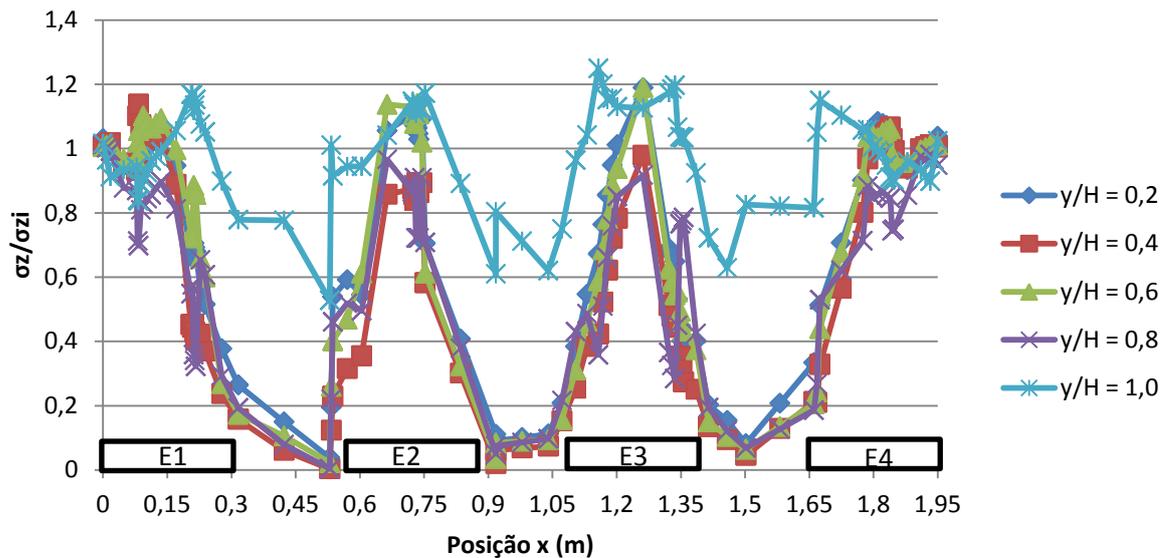


Figura 5.26: Tensão horizontal normalizada em função da posição em x para $(e - D)/D = 0,83$.

As curvas nos gráficos ilustrados nas Figuras 5.25 e 5.26 mostram que o alívio de tensões entre as faces das estacas quando executadas com espaçamento entre faces de $0,83D$ chegam a valores quase nulos e as tensões máximas (localizada nas regiões por trás das estacas) chegam a valores de 60kPa, que corresponde a um valor inferior, quando se compara com o caso de $0,67D$ (que chegam a valores de 70kPa, Figura 5.22). Tal magnitude pode ser justificada, possivelmente, pelo fato que o espaçamento entre estacas é suficientemente grande

para que a massa entre o solo tenha uma deformação elevada a ponto de diminuir as tensões em uma região mais rígida, abrangendo as posições por trás das estacas, que, conseqüentemente, sofrem um alívio de tensões também.

Observa-se na Figura 5.27 as tensões atuantes na seção transversal das estacas para o caso de $(e - D)/D = 0,83$.

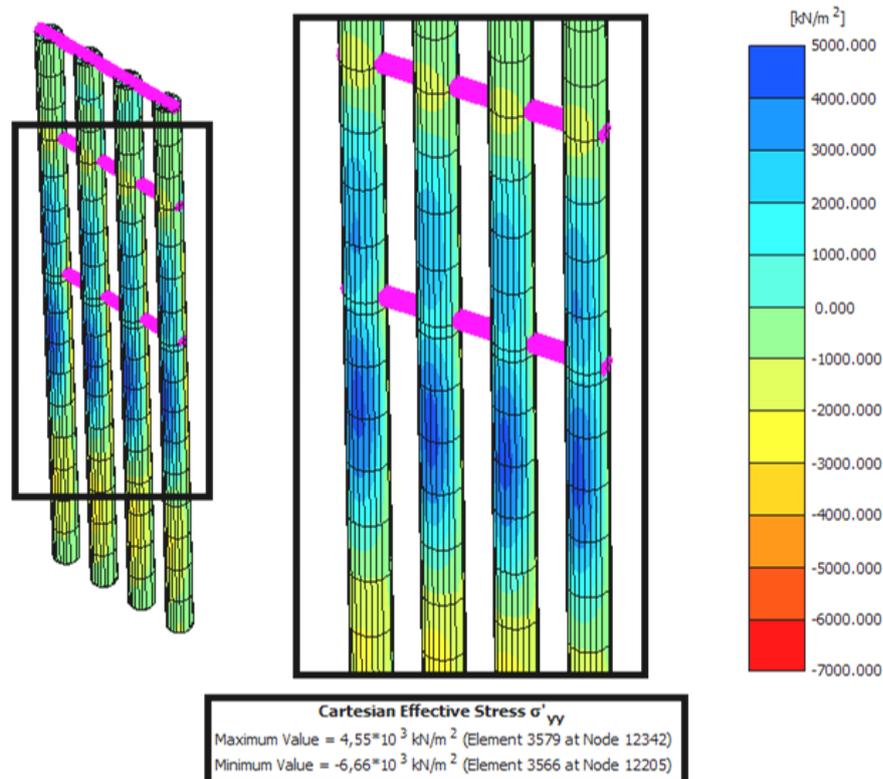


Figura 5.27: Tensão normal atuante nas estacas para $(e - D)/D = 0,83$.

Na Figura 5.27, as tensões normais que atuam na seção transversal das estacas aumentam em relação às análises anteriores, apresentando uma inversão de tensões mais nítida nas proximidades do topo e da base da estaca, cujo tensão muda de sentido.

5.3.3 Análise de tensões e deslocamentos ao longo da profundidade

Após a análise das tensões em cada caso separadamente, estudou-se a influência das tensões ao longo da profundidade, também para cada caso de espaçamento entre faces de estacas, comparando-os com a análise teórica.

Para tal estudo, foi analisado a variação das tensões que ocorre no centro ($x = L/2$) de uma seção localizada no maciço contido a 0,20m do centro das estacas e em uma seção por trás da E2 (ver Tabela 5.8). No modelo numérico foi previsto um carregamento distribuído, que, para a largura analisada, foi considerado com módulo de 40kN/m². Esta sobrecarga simula o comportamento de edificações vizinhas à contenção.

Para a abordagem teórica, o ângulo de atrito efetivo do solo para a Camada 01 ($\phi' = 30,1^\circ$) e da Camada 02 ($\phi' = 28,5^\circ$) foram utilizados para obter o coeficiente de empuxo ativo no cálculo das tensões horizontais ao longo do paramento, conforme Equação 5.2.

$$\sigma_z(y) = (\gamma y + q)K_a \quad (5.2)$$

Em que $\sigma_z(y)$ é a tensão horizontal em função da profundidade y , γ é o peso específico da camada (que para o caso tem o módulo de 18kN/m³), q é o carregamento distribuído na superfície (que tem modulo de 40kN/m²) e K_a é o coeficiente de empuxo ativo conforme Equação 5.3.

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2) \quad (5.3)$$

Para as profundidades abaixo do nível do subsolo (Nível -4,93m), o coeficiente de empuxo no repouso foi utilizado para o cálculo das tensões na abordagem teórica ao invés do coeficiente de empuxo ativo. A Equação 5.4 apresenta a expressão utilizada para o coeficiente de empuxo no repouso. O coeficiente de empuxo no repouso foi escolhido devido a baixa mobilização de deslocamentos abaixo da profundidade de escavação. Para a magnitude dos deslocamentos abaixo do nível do subsolo o empuxo passivo não é a abordagem teórica mais adequada para comparação com os resultados numéricos.

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (5.4)$$

As curvas de tensão horizontal em função da profundidade são apresentadas nas Figuras 5.28 e 5.29. Na Figura 5.28 as tensões foram obtidas na posição no centro do modelo ($x = L/2$) e a Figura 5.29 as tensões foram obtidas em uma posição longitudinal por trás da E2 ($x = e + D/2$). Conforme já apresentado, as

curvas foram geradas em uma posição a 0,20m do eixo que passa pelos centros geométricos das estacas.

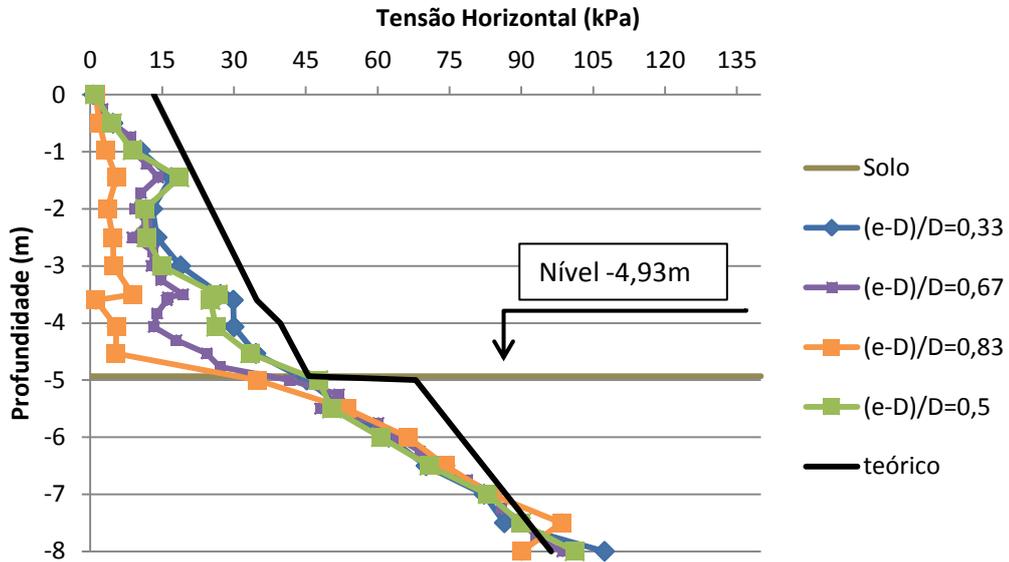


Figura 5.28: Tensão normal horizontal σ_z ao longo da profundidade y . ($x = L/2$)

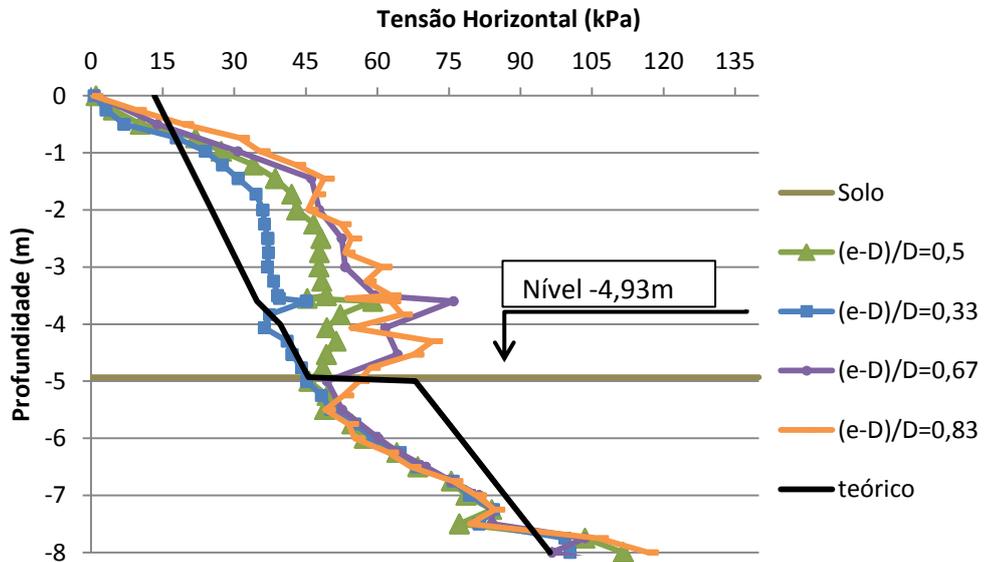


Figura 5.29: Tensão normal horizontal σ_z ao longo da profundidade y . ($x = e + d/2$)

Na profundidade acima do nível do subsolo (Nível -4,93m) é possível observar uma dispersão entre as curvas de tensões obtidas na análise junto às estacas ($x = e + D/2$) (Figura 5.29) e as curvas obtidas entre as faces das estacas ($x = L/2$) (Figura 5.28). Abaixo do nível do subsolo é possível observar que as tensões

convergem, indicando que não há modificações nas configurações de tensões abaixo do Nível -4,93m ($y/H = 1,0$).

Na Figura 5.28, as curvas obtidas em uma seção entre as faces das estacas ($x = L/2$) apresentaram tensões menores que as tensões obtidas pela abordagem teórica (principalmente no caso em que a distância entre faces de estacas é $0,83D$). Quanto maior o espaçamento entre faces das estacas menor será a tensão horizontal no solo. Isso pode ser observado também comparando as Figuras 5.15, 5.18, 5.22 e 5.25. O espaço livre que se forma entre as estacas favorece a descontinuidade do deslocamento ao longo da profundidade, caracterizando o arqueamento (conforme Figura 5.14).

Na Figura 5.29, as curvas obtidas em uma seção por trás da E2 ($x = e + D/2$) apresentaram tensões maiores que aquelas obtidas pela Equação 5.1. Observa-se ainda que quanto maior o espaçamento entre as faces das estacas, maiores são as tensões junto às estacas.

Com relação aos deslocamentos, foi obtida a configuração final das análises pelo centro geométrico da E2 no modelo numérico (Tabela 5.5 e Figura 5.13). Tais configurações são apresentadas na Figura 5.30.

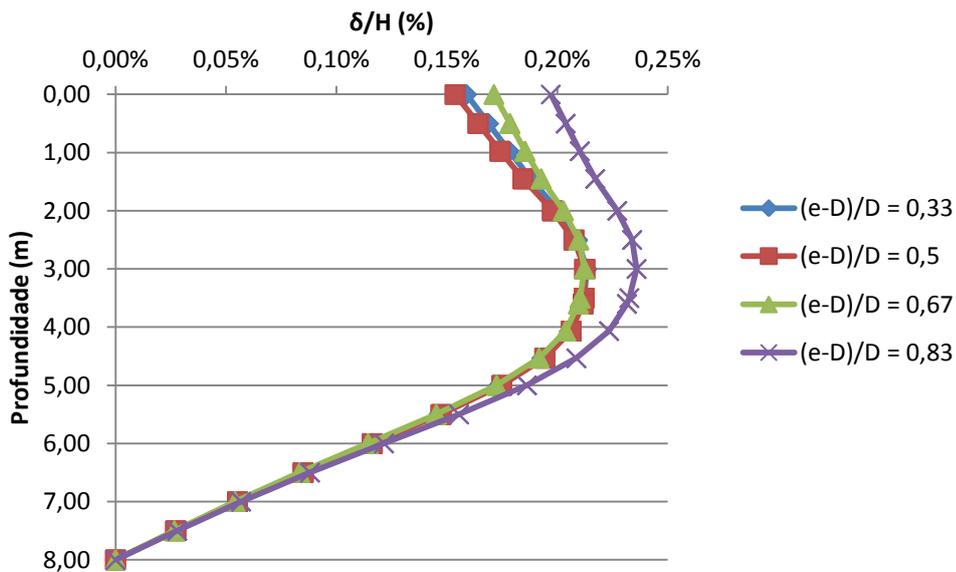


Figura 5.30: Deslocamento horizontal normalizado ao longo da profundidade

y .

A Figura 5.30 ilustra que os deslocamentos aumentam para o espaçamento entre faces de estacas de $0,83D$. A posição ao longo da profundidade y em que ocorre os deslocamentos máximos não alteram em função do espaçamento entre as faces das estacas. Isso se deve ao fato de que as estacas apresentaram uma rigidez elevada, quando se compara aos elementos do maciço.

5.3.4 Consideração finais sobre o estudo paramétrico do Modelo 02

Conforme já apresentado anteriormente, no Modelo 02 foi realizada uma avaliação do custo com auxílio do TCPO 13 (2008) afim de se obter uma faixa de espaçamentos entre faces das estacas mais adequado quanto ao custo, as tensões que atuam nas estacas, as tensões que atuam no solo e os deslocamentos nas estacas. É importante observar que o custo foi estimado considerando que não houve um redimensionamento das estacas quando há a modificações das tensões atuantes.

5.3.4.1 Avaliação de custo das estacas da contenção

A Tabela 5.7 apresenta a estimativa do custo de 1m de contenção, baseado na média do custo do volume de concreto, custo do aço e do serviço de execução.

Tabela 5.7: Estimativa de custo de 1 m de estaca.

Serviço	Unidade	Quantidade	Custo/und	Total
Aço	Kg	7,67	R\$ 3,50/Kg	R\$ 26,83
Concreto	m ³	0,07	R\$ 240,00/m ³	R\$ 16,80
Execução	m	1,00	R\$ 17,04/m	R\$ 17,04
Total				R\$ 60,60/m

Os valores da Tabela 5.7 são baseados nos custos dos materiais e da execução. O detalhamento da estimativa da quantidade de aço é dado conforme Tabela 5.8.

Tabela 5.8: Estimativa de quantitativo de aço.

Barra	Diâmetro (mm)	Quantidade (barras/m)	Comprimento (m)	Densidade linear (kg/m)	Total (Kg)
Longitudinal	12,5	6,00	1,00	1,00	6,00
Transversal	6,3	7,00	0,93	0,256	1,67
Total					7,67kg/m

Na Tabela 5.8 os comprimentos das barras longitudinais e transversais foram determinados para 1m de estaca. A quantidade de barras por metro de estaca da armadura transversal das estacas foi estimada pelo espaçamento entre barras de 0,15m, conforme projeto. O detalhamento do consumo de concreto é dado conforme Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Estimativa de quantitativo de concreto

Volume	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Total (m ³)
Concreto (fck=20MPa)	0,3	1	0,07
Total			0,07m ³ /m

O detalhamento dos serviços de execução estão apresentados na Tabela 5.10. O custo por hora de cada profissional foi obtido pela tabela geral de salários do SINDUSCON/RN 2013-2014 (ver Anexo B). As horas trabalhadas foram obtidas pelo TCPO 13 (2008) para o serviço de execução de estacas.

Tabela 5.10: Estimativa do preço da execução.

Profissional	Hora trabalhada	Custo/h	Total (R\$/m)
Servente	3,52	3,34	11,76
Armador	0,6	4,04	2,42
Auxiliar de armador	0,6	3,41	2,05
BDI (5%)			0,81
Total			R\$ 17,04 m

A partir da estimativa de custo de escavação e produção de 1m de estaca, foi obtido o custo de escavação e produção por estaca da contenção. Com tal informação, procedeu-se à estimativa do preço do metro da contenção em função da quantidade de estacas para cada caso de espaçamento entre faces das estacas, conforme Tabela 5.11. A quantidade de estacas por metro de contenção foi obtida pela relação quantidade de estacas (quatro) pelo comprimento (L) do modelo.

Tabela 5.11: Estimativa do preço da execução.

$(e - D)/D$	Quantidade de estacas por metro.	Custo		
		Por metro de estaca	Por estacas de 8m	Custo por metro de contenção
0,33	2,67	R\$ 60,60/m	R\$ 484,80	R\$ 1294,42/m
0,5	2,42	R\$ 60,60/m	R\$ 484,80	R\$ 1173,22/m
0,67	2,22	R\$ 60,60/m	R\$ 484,80	R\$ 1076,26/m
0,83	2,05	R\$ 60,60/m	R\$ 484,80	R\$ 993,84/m

A partir dos valores da Tabela 5.11 foram obtidos o custo por metro de contenção para espaçamento entre faces $(e - D)/D$ variando entre 0,0 e 1,0. Foi traçada uma curva de custo em função do espaçamento entre faces de estacas, conforme ilustrado na Figura 5.31.

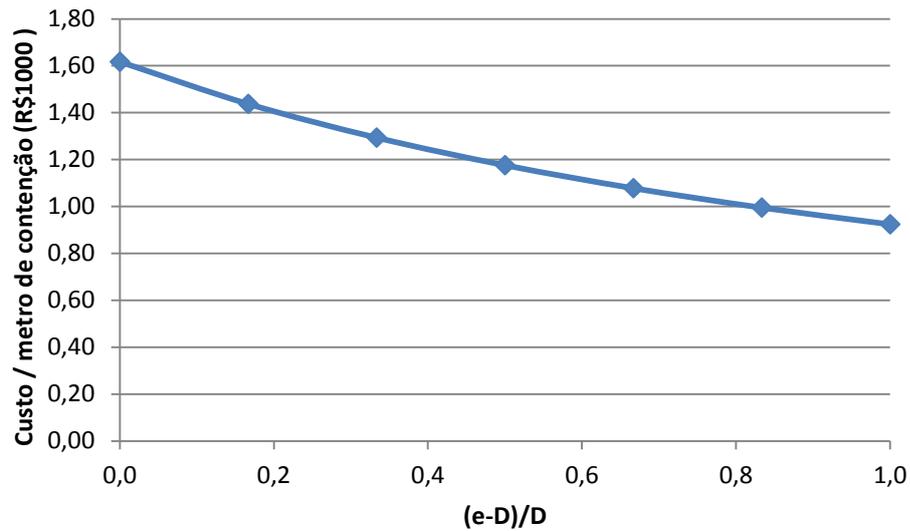


Tabela 5.31: Custo em função do espaçamento entre faces de estacas.

5.3.4.2 Avaliação de deslocamentos e tensões

A Tabela 5.12 lista os principais resultados obtidos para as análises realizadas com a variação do espaçamento entre faces de estacas dos modelos elaborados para o estudo paramétrico.

As tensões máximas e mínimas nas estacas foram obtidas pelas Figuras 5.18, 5.21, 5.24 e 5.27 e representam a faixa de variação das tensões nas estacas independentemente da posição da seção na qual foi obtida. As tensões estão normalizadas pela resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), que é a razão entre a resistência característica do concreto ($f_{ck} = 20\text{MPa}$) e o coeficiente de segurança ($\gamma_s = 1,4$).

A razão $(e - D)/D$ é o espaçamento entre faces de estacas normalizados pelo diâmetro das estacas do paramento, $\sigma_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima que atua na seção transversal das estacas, $\sigma_{m\acute{i}n}$ é a tensão de mínima que atua na seção transversal das estacas, f_{cd} é a tensão resistente de acordo com o material da estaca (Concreto de 20MPa), $\delta_{m\acute{a}x}/H$ é o deslocamento máximo nas estacas normalizado pela profundidade de escavação H (4,93m).

Tabela 5.12: Resultados da análise paramétrica estudada no Modelo 02.

$(e - D)/D$	Tensões nas estacas ¹		Tensões no solo ²		Deslocamentos	
	$\sigma_{m\acute{a}x}/fcd$	$\sigma_{m\acute{i}n}/fcd$	Tensão mínima	Tensão máxima	Posição ($\delta_{m\acute{a}x}$)	$\delta_{m\acute{a}x}/H$ (%)
0,33	0,4235	0,3087	5,4kPa	50,8kPa	3,5m	0,2133
0,5	0,4501	0,3227	6,9kPa	59,6kPa	3,5m	0,2125
0,67	0,4480	0,3094	6,2kPa	73,6kPa	3,5m	0,2123
0,83	0,4662	0,3185	0,5kPa	80,1kPa	3,5m	0,2359

1→ Taxa de trabalho das estacas na compressão e na tração;
2→ Valores obtidos nas curvas 5.16, 5.19, 5.21 e 5.24.

Para os deslocamentos e tensões que atuam nas estacas, foram obtidas curvas em função do espaçamento entre faces de estacas. Como se dispõe de quatro pontos para cada parâmetro, ajustou-se uma equação polinomial de 3º grau com $R^2 = 1$. Os valores de tensões e deslocamentos para espaçamentos entre faces de estacas menores que $0,33D$ e maiores que $0,83D$ foram extrapolados a partir das equações polinomiais de 3º grau.

As equações das tensões foram obtidas pelas tensões máximas e mínima que atuam nas estacas nas Figuras 5.18, 5.21, 5.24 e 5.27. As equações para os deslocamentos foram obtidas por pontos de deslocamento máximos obtidos das curvas apresentadas nas Figuras 5.30. Os pontos apresentados na Tabela 5.12 para o limite inferior e superior das estacas estão apresentados nas Equações 5.4 e 5.5.

Tais equações para as tensões máximas e mínimas são ajustadas conforme Equações 5.5 e 5.6, respectivamente.

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x} \left(\frac{e - D}{D} \right)}{fcd} = 1,7635 \left(\frac{e - D}{D} \right)^3 - 3,1175 \left(\frac{e - D}{D} \right)^2 + 1,746 \left(\frac{e - D}{D} \right) + 0,0086 \quad (5.5)$$

$$\frac{\sigma_{\min} \left(\frac{e-D}{D} \right)}{fcd} = 1,7573 \left(\frac{e-D}{D} \right)^3 - 3,1325 \left(\frac{e-D}{D} \right)^2 + 1,8358 \left(\frac{e-D}{D} \right) + 0,0957 \quad (5.6)$$

Com auxílio de tais equações foi obtido uma comparação entre a envoltória de tensões nas estacas e o custo de uma faixa de 1 metro da contenção. Tal comparação é ilustrada na Figura 5.32.

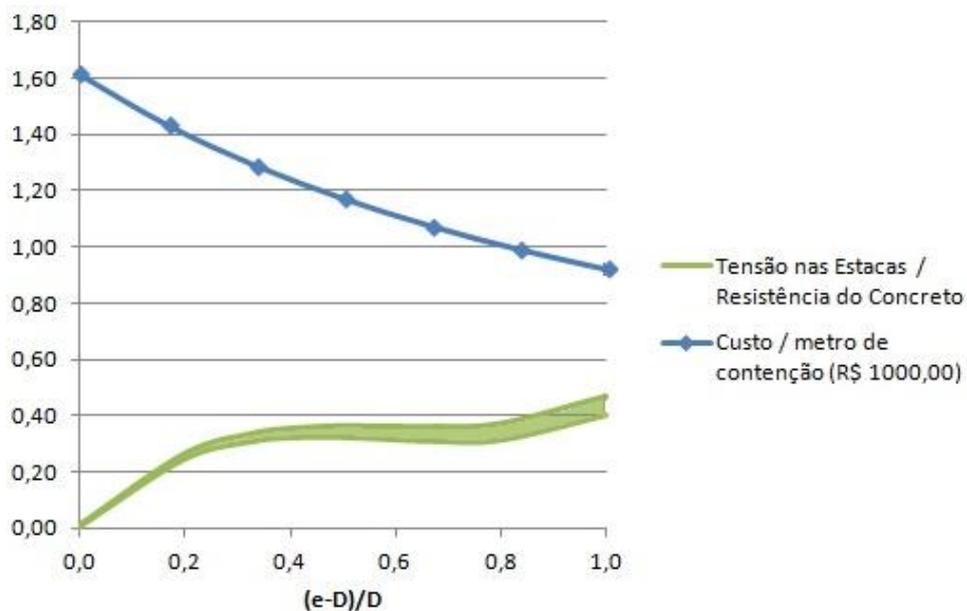


Figura 5.32: Comparação entre as tensões máximas e mínimas nas estacas e o custo em função de $(e - D)/D$.

Na Figura 5.32 é possível observar que a envoltória de tensões normalizada pela resistência do concreto não tem magnitudes maiores que $50\%fcd$. Isso indica que as tensões que atuam nas estacas são pequenas e estão longe da ruptura. Para espaçamentos entre faces de estacas compreendidos na faixa de $0,3D$ e $0,8D$, não há grande variação das tensões máximas e mínimas nas estacas. Quando se compara a envoltória de tensões com a curva de custo por metro da contenção, é possível observar que o espaçamento entre faces de estacas mais viável economicamente é aquele em que a tensão na seção transversal da estaca é maior, pois há um maior aproveitamento de material que constitui na estaca e um menor custo da contenção. Porém, outros fatores devem ser levado em consideração.

Repetindo-se o procedimento para os deslocamentos máximos normalizados pela profundidade de escavação, obtêm-se a Equação 5.7.

$$\delta \left(\frac{e-D}{D} \right) / H = 0,8803 \left(\frac{e-D}{D} \right)^3 - 1,3101 \left(\frac{e-D}{D} \right)^2 + 0,6215 \left(\frac{e-D}{D} \right) + 0,1192 \quad (5.7)$$

Com base nesta equação pode-se, assim como realizado para envoltória de tensões nas estacas, obter uma curva que simula os deslocamentos para vários espaçamentos entre faces das estacas, conforme Figura 5.33.

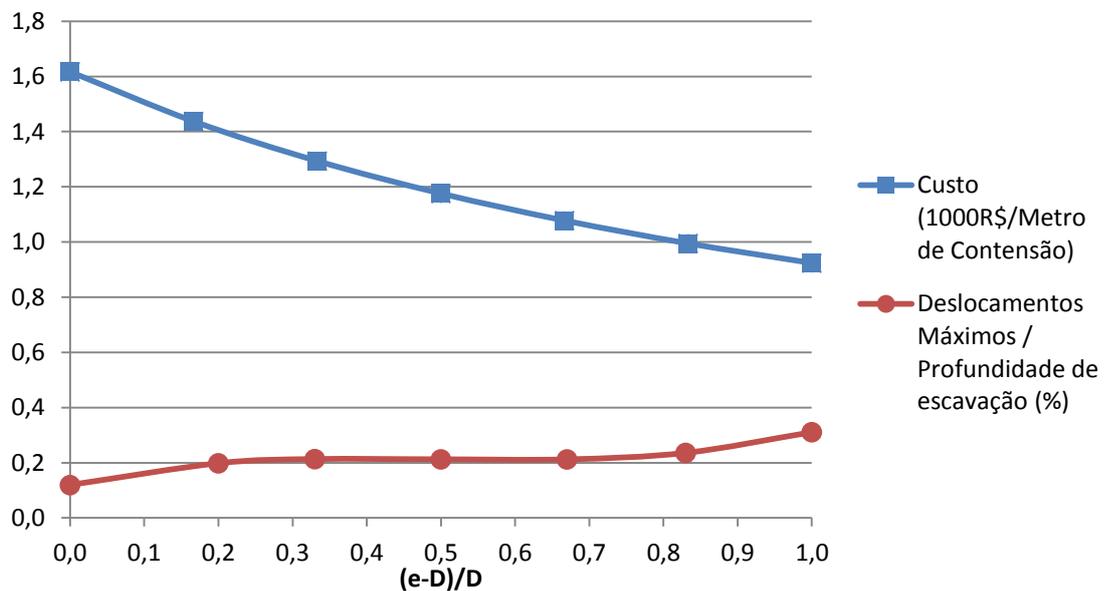


Figura 5.33: Comparação da curva dos deslocamentos máximos e o custo por metro de contenção em função de $(e - D)/D$.

Assim como a envoltória de tensões, os deslocamentos apresentam uma faixa entre $0,3D$ a $0,8D$ que não há grandes alterações nos deslocamentos máximos e eles permanecem na magnitude de $0,2\%H$. Em comparação com o custo por metro de contenção, quanto maior o espaçamento entre faces de estacas, maiores serão os deslocamentos máximos, porém menor será o custo do metro da contenção.

Dessa forma, com base apenas nos deslocamentos máximos, quanto maior for o espaçamento entre faces de estacas, maior será o deslocamentos nas estacas, porém o custo por metro de contenção será menor.

Com relação às tensões no solo, a Tabela 5.14 apresenta as tensões horizontais máximas e mínimas no solo para cada análise de espaçamento entre faces das estacas. Tais tensões foram normalizadas pelas tensões iniciais da fase 01 do processamento do modelo. As tensões horizontais máximas ($\sigma_{m\acute{a}x}$) foram normalizadas pela tensão horizontal máxima no nível do subsolo para a fase inicial do modelo ($\sigma_{i,m\acute{a}x}$). As tensões mínimas ($\sigma_{m\grave{i}n}$) foram normalizadas pela menor tensão horizontal da fase inicial do modelo ($\sigma_{i,m\grave{i}n}$), isto é a tensão na profundidade do topo da contenção. As tensões máximas e mínimas da fase inicial do modelo são, respectivamente, 47kN/m² e 12kN/m².

Da mesma forma como foi feito para a envoltória de tensões nas estacas e para os deslocamentos, foram obtidas equações a partir dos pontos na Tabela 5.14 e foram extrapolados os valores e obtidos os limites para a envoltória de tensões no solo. As equações de extrapolação do limite superior e limite inferior da envoltória de tensões no solo são apresentadas nas Equações 5.8 e 5.9.

$$\sigma_{m\grave{i}n} \left(\frac{e-D}{D} \right) / \sigma_{tm\grave{i}n} = -8,647 \left(\frac{e-D}{D} \right)^3 + 10,104 \left(\frac{e-D}{D} \right)^2 - 3,1919 \left(\frac{e-D}{D} \right) + 0,6704 \quad (5.8)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} \left(\frac{e-D}{D} \right) / \sigma_{tm\acute{a}x} = -9,5002 \left(\frac{e-D}{D} \right)^3 + 16,225 \left(\frac{e-D}{D} \right)^2 - 7,3533 \left(\frac{e-D}{D} \right) + 2,1161 \quad (5.9)$$

Quando se juntam em mesmos eixos a envoltória de tensões nas estacas (apresentadas na Figura 5.32), os deslocamentos normalizados pela profundidade de escavação (Figura 5.33), o custo por metro de contenção (Figura 5.31) e a envoltória de tensões horizontais no solo (obtida pelos limites definidos pelas Figuras 5.28 e 5.29) obtém-se a Figura 5.34.

Após todas as estimativas dos parâmetros diretamente envolvidos com a viabilidade econômica (tensões no solo, tensões nas estacas, custo e deslocamentos máximos), chegou-se ao espaçamento entre faces de estacas mais adequado para a contenção instrumentada por Santos (2013). É importante lembrar que tais estimativas foram baseadas pelas análises feitas no Modelo 02 e tais

análises foram calibrados para os parâmetros locais da obra instrumentada por Santos(2013).

Na Figura 5.34 o eixo das ordenadas varia de acordo com a curva utilizada. Para a curva de custo por metro de contenção os valores do eixo da abscissa equivale ao preço em R\$1000,00 do metro da contenção, para a curva de deslocamento equivale a razão entre o deslocamento máximo e a profundidade de escavação, para a faixa de tensões no solo representa a relação tensão horizontal obtida no modelo pela tensão obtida pela abordagem teórica e para a faixa de tensões nas estacas representa a relação tensão normal das estacas pela resistência do concreto. O eixo das abscissas representam o espaçamento entre as faces das estacas.

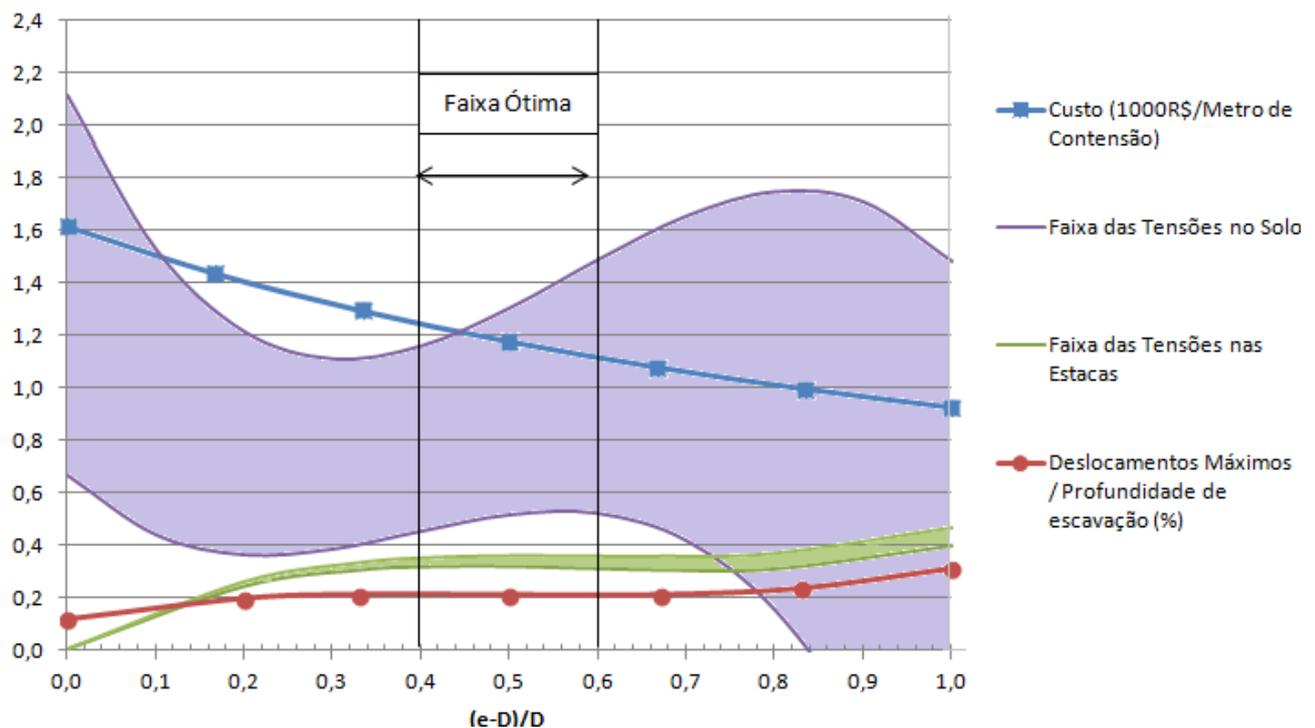


Figura 5.34: Curvas comparativas.

Na curva 5.34, conforme já apresentado anteriormente, as curvas que representam a envoltória de tensões nas estacas e o deslocamento máximo tem magnitudes baixas em comparação com a curva de envoltória de tensões no solo e custo por metro de contenção.

Analisando a faixas de tensões no solo é possível observar que a distância entre o limite superior (definido pela Equação 5.9) e o limite inferior (definido pela Equação 5.8) representa a faixa de tensões no solo. Quanto menor for essa faixa, mais uniforme serão as tensões no solo, portanto melhor será para o dimensionamento.

É importante observar que a faixa de tensões no solo obtida quando se utiliza o espaçamento entre faces de estacas a partir de $0,84D$ tem o limite inferior nulo (ver Figura 5.34). Esta observação permite concluir que as tensões baixas na região compreendida entre a faixa de espaçamento entre faces de estacas indicam que pode haver um deslocamento acentuado do solo, inviabilizando o dimensionamento nestas regiões.

Foi definida uma Faixa Ótima na qual apresenta os melhores espaçamentos entre faces de estacas, com base nos deslocamentos máximos, envoltória de tensões normais nas estacas, envoltória de tensões no solo e custo do metro da contenção. A faixa ótima está compreendida em uma região em que o espaçamento entre faces de estacas está entre $0,4D$ e $0,6D$.

Embora, a faixa ótima de dimensionamento seja comumente definida pelos parâmetros envolvidos no estado limite último (que corresponde às tensões nas estacas) e pelo estado limite de utilização (que corresponde aos deslocamentos horizontais das estacas), a variação de tensões no solo deve ser admitida no dimensionamento do espaçamento entre faces das estacas.

O fenômeno de arqueamento provoca alterações nas tensões no maciço que torna a configuração de tensões final diferente da abordagem teórica comumente utilizada para prever os estados limites. Dessa forma, é importante analisar o dimensionamento do espaçamento entre faces de estacas considerando também as tensões que atuam no solo.

Essa região foi escolhida pois o seu limite à esquerda ($0,4D$) tem uma faixa de tensões no solo pequena e o limite à direita da faixa ($0,6D$) foi escolhido pois é o ponto crítico do limite inferior da envoltória de tensões no solo. Ao longo da faixa ótima é possível observar que há pouca variação da faixa de tensões no solo. A faixa de tensões nas estacas e os deslocamentos máximos não apresentam

mudanças significativas. O custo começa a ser menor do que as tensões no solo, indicando que há um aproveitamento das propriedades mecânicas do solo.

A região à direita da faixa ótima (valores a partir de $0,6D$) pode ser classificada com uma região de subdimensionamento, pois a faixa de tensões no solo crescem bruscamente assim como também as tensões nas estacas e deslocamentos máximos na contenção. A única vantagem de realizar um dimensionamento na região à direita da faixa ótima é o baixo custo.

A região à esquerda da faixa ótima é classificada como uma região de superdimensionamento, pois é caracterizada pelas baixas tensões nas estacas, baixos deslocamentos máximos e uma menor faixa de tensões no solo para um elevado custo da contenção.

Ao analisar a contenção instrumentada, cujo espaçamento entre estacas é $0,40m$, com diâmetro de $0,30m$, tem-se o valor de espaçamento entre faces de estacas igual a $0,33D$. Na Figura 5.34, é possível observar que tal valor está na região de superdimensionamento, caracterizado por baixas tensões com elevado custo e pouco espaçamento entre faces das estacas. A faixa ótima para as características da estrutura instrumentada está compreendida na região em que o espaçamento entre faces das estacas estão entre os valores de $0,4D$ e $0,6D$, que, para o diâmetro de estacas de $0,30m$, corresponde a faixa entre $0,12m$ a $0,18m$ de distancia entre faces de estacas e a faixa de $0,42m$ a $0,48m$ de espaçamento entre eixos de estacas.

Capítulo 6

Conclusões

6.1 Generalidades

O presente trabalho teve como objetivo o estudo numérico de uma estrutura de contenção de estacas espaçadas com tirantes. A estrutura foi previamente instrumentada por Santos (2013). Tal estudo procedeu-se em três etapas. A primeira etapa consistiu de um processo de calibração de modelos numéricos bidimensionais com objetivo de se obterem os parâmetros principais do modelo, que foram o modelo constitutivo mais adequado para as camadas do solo em questão, o ângulo de atrito de interface entre os materiais da estaca (concreto armado) e as camadas do solo (areia), a rigidez dos elementos estruturais vinculados à estrutura e o módulo de deformabilidade do solo. A segunda etapa do procedimento numérico foi a calibração dos modelos tridimensionais, em que foram ajustados os parâmetros obtidos nos modelos bidimensionais, as cargas mobilizadas no trecho ancorado dos tirantes e as etapas de execução no processo de calibração. A terceira etapa consistiu na utilização dos modelos numéricos tridimensionais para a realização de alguns estudos paramétricos. Foram elaborados dois modelos numéricos, sendo o primeiro para análises paramétricas da posição de uma e duas linhas de tirantes ao longo da profundidade e um estudo da influência da laje vinculada na contenção (Modelo 01). Tais análises foram realizadas para entender melhor o comportamento da estrutura instrumentada por Santos (2013). O Modelo 02 foi elaborado para estudar o fenômeno de arqueamento, que ocorre devido a um alívio de tensões em faixas espaçadas entre as estacas do paramento. Para realizar tal estudo foram elaborados modelos numéricos variando o espaçamento entre faces de estacas. Foi feito um estudo da distribuição das tensões ao longo da largura do modelo em uma seção a 0,20m do eixo das estacas no maciço contido e ao longo da profundidade de escavação. Foi estudado os deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas e realizada uma análise sobre a variação do espaçamento entre estacas. Tal análise teve como base as tensões nas estacas, deslocamento horizontais máximos normalizados pela profundidade de escavação, tensões horizontais no solo

e custo por metro de contenção, baseado no custo de produção e execução das estacas.

6.2 Principais conclusões

As principais conclusões deste trabalho são enumeradas a seguir:

- a) O processo de calibração do modelo constitutivo nas modelagens bidimensionais apontam que o modelo de endurecimento (hardening soil) simula melhor o comportamento do solo estudado. Tal modelo, além de descrever o comportamento do módulo de elasticidade ao nível de tensão de confinamento no qual o elemento está submetido, simula o comportamento semelhante a solos granulares (como areia, para o caso). A utilização de módulos de elasticidade diferente para elementos submetidos a carregamento ou descarregamento e utilização da teoria da plastificação ao invés da elasticidade, simula adequadamente o comportamento de problemas geotécnicos de contenções em geral, principalmente devido a consideração das etapas de execução no processo de escavações.
- b) No processo de calibração, foi possível evidenciar a classificação das camadas do solo com base no módulo de deformabilidade e no ângulo de interface entre os materiais. Através de comparações com trabalhos na literatura científica, o solo da Camada 01 pode ser classificado como areia fofa e o solo da Camada 02 como areia medianamente compacta.
- c) Para as análises com uma linha de tirantes, quando os tirantes são posicionados em uma profundidade acima de $0,5H$ o deslocamento máximo não se dá no topo da contenção. Quando se posiciona uma linha de tirantes abaixo da profundidade de $0,5H$, os deslocamentos máximos são posicionados no topo da contenção e são obtidas faixas de deslocamentos elevadas.
- d) A faixa ótima para posicionamento de uma única linha de tirantes na contenção está compreendida entre $0,3H$ e $0,5H$. Esta faixa foi baseada nos deslocamentos máximos, no topo e mínimo para uma faixa de análise

compreendida entre $0,3H$ e $0,8H$. Dentro desta faixa ótima a faixa de deslocamento não apresenta significativas mudanças até os seus valores limites ($0,3H$ e $0,5H$).

- e) Nas análises com duas linhas de tirantes, quando os tirantes da linha superior são posicionados em profundidades distantes do topo da contenção, os deslocamentos máximos ocorrem em profundidades mais próximas do nível do subsolo.
- f) Quando as duas linhas de tirantes são posicionadas próximas do topo da contenção, o deslocamento mínimo se dá no topo da contenção devido a protensão dos tirantes. A configuração em que ambas as linhas de tirantes são posicionadas em profundidade distantes do topo aumentam os deslocamentos máximos devido a ausência de tirantes posicionados nas proximidades do topo da contenção.
- g) A melhor configuração para o posicionamento de duas linhas de tirantes para a estrutura instrumentada por Santos (2013) é quando se posiciona a linha de tirantes superior no Nível $-2,05m$ e a linha inferior no Nível $-3,50m$. Essa conclusão foi obtida com base na faixa de deslocamentos máxima.
- h) A execução de uma laje vinculada no topo da contenção diminui os deslocamentos horizontais. Na análise em que não tem a laje no modelo numérico, os deslocamentos máximos aumentam na ordem de $0,14\%H$.
- i) Os deslocamentos horizontais e esforços internos aumentam na medida que a sobrecarga que solicita a laje aumenta. A simples execução da laje só com seu peso próprio aumenta os esforços internos a ponto de os tornarem máximos e, após a utilização da laje (quando impõe as cargas acidentais) os esforços internos aumentam. Os elementos estruturais que compõem a contenção devem estar dimensionados para receber este acréscimo de esforços internos.
- j) O tempo decorrido entre a escavação e a execução da laje deve ser planejado adequadamente. Para a execução dos elementos que suportarão a laje deve haver uma escavação prévia à frente da contenção.

Essa escavação induz gradativamente o empuxo ativo, que provoca os deslocamentos iniciais. Quanto maior os deslocamentos iniciais, maiores os esforços internos na contenção. Dessa forma, quanto menor for o tempo decorrido entre a escavação inicial e a execução da laje vinculada à contenção, menor será o acréscimo de esforços internos na contenção.

- k) O arqueamento entre as faces das estacas não muda com a profundidade, mas as tensões horizontais aumentam com a profundidade para o espaçamento entre faces de $0,33D$. Para espaçamentos maiores que $0,33D$, as tensões horizontais máximas não são observadas no nível do subsolo.
- l) Quanto maior a distancia entre faces das estacas, maior será a amplitude de tensões no solo. Entende-se por amplitude de tensões a diferença entre a tensão horizontal máxima e mínima que ocorre em uma seção de mesma profundidade imediatamente por trás das estacas.
- m) Não há grandes modificações nos deslocamentos e nas tensões normais nas estacas para espaçamentos entre faces das estacas compreendidos entre $0,3D$ e $0,7D$.
- n) Após análise da viabilidade econômica, baseada no custo do metro de contenção, nas tensões normais nas estacas e nos deslocamentos máximos normalizados pela profundidade de escavação, pode-se concluir que, para as características do solo da contenção instrumentada, a faixa ótima para o dimensionamento do espaçamento entre faces de estacas é compreendida entre $0,4D$ e $0,6D$, em que D é o diâmetro das estacas.
- o) O Dimensionamento de espaçamento entre faces de estacas menores que $0,4D$ estão em uma zona de superdimensionamento. Essa região é caracterizada pelo alto custo para pouco aproveitamento dos efeitos envolvidos, principalmente as tensões normais nas estacas e deslocamentos.
- p) O dimensionamento de espaçamento entre faces maiores que $0,6D$ estão classificados em uma região de subdimensionamento. Essa região é

caracterizada pelo baixo custo por metro de contenção para uma grande faixa de tensões no solo e, conseqüentemente um arqueamento maior. A envoltória de tensões normais nas estacas tende a aumentar, assim como os deslocamentos máximos.

6.3 Sugestões para pesquisas futuras

O estudo de contenções é bastante amplo e requer uma continuidade para que as conclusões realizada no presente trabalho possam ser confirmadas. Portanto, para futuros trabalhos, recomenda-se:

- a) A instrumentação de outras contenções, inclusive com extensômetros elétricos posicionados na armação longitudinal das estacas, podendo assim medir os esforços internos na instrumentação;
- b) O estudo numérico de outras obras, com outros tipos de contenções;
- c) O estudo paramétrico de outras variáveis envolvidas, inclusive com previsão de não linearidade dos elementos;
- d) A instrumentação e modelagem de contenções após grande intervalo de tempo, prevendo fenômenos como a fluência e não linearidade física e geométrica;
- e) Realizar estudo de viabilidade econômica com mais contenções assente em outros tipos de solo, inclusive com solos coesivos.
- f) Estudo do uso de elementos de interface que permita o deslizamento solo-cortina.
- g) Complementação do estudo da contenção com utilização de método não destrutivos para análise de abertura de fissuras através de esclerômetro.

Referências

ARGYRIS, J. S.; KELSEY, S. 1960, Energy theorems and structural analysis. Butterworth & Co. Ltda.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto Armado - procedimento. Rio de Janeiro, 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. Rio de Janeiro, 2006.

BILGIN, Ömer; ERTEN, M. Bahadır. Analysis of Anchored Sheet Pile Wall Deformations. International Foundation Congress And Equipment Expo, Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support, Asce, 2009a.

BILGIN, Ömer; ERTEN, M. Bahadır. Anchored Sheet Pile Walls Constructed on Sloping Ground. International Foundation Congress And Equipment Expo, Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support, Asce, 2009b.

BOWLES, J. E. (1968). Foundation analysis and design, MacGraw, New York, 657p.

BRINKGREVE, R. B. J.; BROERE, W.; WATERMAN, D. (2004) - PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8), Plaxis bv, Delft, Netherlands

BRIAUD, Jean-louis; KIM, Nak-kyung. BEAM-COLUMN METHOD FOR TIEBACK WALLS. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, England, p.67-79, jan. 1998

BRIAUD, Jean-louis; LIM, Yujin. Tieback walls in sand: numerical simulation and design implications. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, England, v. 125, n. 2, p.101-110, fev. 1999.

Brown, P. T.; BOOKER, J. R. (1985). "Finite element analysis of excavation." *Res. Rep. No. 532*, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.

CHAI, Jinchun. Numerical investigation of the failure of a building in Shanghai, China. *Computers And Geotechnics*, Japão, v. 1234, n. 55, p.482-493, 2014. Elsevier - Science Direct.

CHANDRASEKARAN, V. S.; KING, G. J. W. (1974). "Simulation of excavation using finite elements." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE 100(9), 1086–1089.

CHRISTIAN, J. T.; WONG, I. H. (1973). "Errors in simulating excavation in elastic media by elements." *Soils and Found.*, Tokyo, 13, 1–10.

CLOUGH, G. W.; O'ROURKE, T. D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. ASCE Special Publication 15, Proc design and performance of earth retaining structures, Cornell University, pp. 439-470.

CLOUGH, W. G.; TSUI, Y. (1974). "Performance of tieback walls in clay." *Proc. J. Geotech. Div.*, ASCE, 12(100), 1259-1273.

CLOUGH, G. W., WEBER, P. R.; LAMONT, J. (1972). "Design and observation of a tie-back wall." *Proc., ASCE Spec. Conf., Perf. of Earth and Earth Supported Struct.*, Vol. 1, ASCE, New York, 1367–1389.

CUNHA, R. P.; PEREIRA, J. H. F.; SILVA, C. M.. Aplicação de Técnicas Computacionais Baseadas no Método da Extremidade Livre na Avaliação de uma Contenção no DF. Brasília, DF, 2005

COSTA, Yuri Daniel Jatobá. Modelagem Física de Condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada. 345 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005

COSTA, Y. D.; ZORNBERG, J. G.; BUENO, B. S.; COSTA, C. L. Failure Mechanisms in sand over a deep active trapdoor. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 135, n. 11, p. 1741-1753. 2009

DAS, Braja M.. Fundamentos da engenharia Geotécnica. 6. ed. São Paulo: Thompson, 2007. 559 p.

DAFALIAS, Y. F.; MANZARI, M. T. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6):622-634, 2004.

DESAI, Chandrakant S.. Application of Finite Element and Constitutive Models: solid, structure and Soil-Structure interaction: static, dynamic, creep thermal analyses. Tucson, Az, Usa, 2012.

DESAI, C. S.; MUQTADIR, A.; SHEELE, F. (1986). "Interaction analysis of anchor-soil systems." *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 112(5), 537-553.

DEY, A. et. al.. Fully instrumented full-scale embedded cantilever sheet pile retaining wall: plaxis fe modeling and interpretation: Plaxis FE modeling and interpretation. Proceedings Of Indian Geotechnical Conference, Rokee, v. 1234, n. 1234, p.1-12, dez. 2013.

DONZÉ, Frédéric V.; RICHEFEU, Vincent; MAGNIER, Sophie-adélaïde. Advances in Discrete Element Method Applied to Soil, Rock and Concrete Mechanics. Eje, Bouquet, v. 1234, n. 1234, p.1-44, 2008.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P. M.; WONG, K. S.; MARBY, P. (1980). "Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil mass." *Rep. No. UCB/GT/ 80-01*, University of California, Berkeley, Calif.

ELSAID, Fathey. Effect of Retaining Walls Deformation Modes on Numerically Calculated Earth Pressure. Numerical Methods In Geotechnical Engineering, USA, v. 1234, n. 1234, p.12-28, 2000.

FERNANDES, M. A. M. (1983). Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

FERNANDES, M. A. M.; FALCAO, J. C.-B. (1988). "The nonlinear behavior of ground anchors and its consideration in finite element analysis of tied-back walls." *Proc., Num. Meth in Geomech.*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1243–1248.

FERNANDES, M. A. Matos; CARDOSO, A. J. S.; TRIGO, J. F. C.. Bearing Capacity Failure of Tied Back walls: A complex case of soil interaction. Computers And Geotechnics, England, v. 15, n. 12, p.87-103, dez. 2003.

FOUCAULT, Alexandre. Loi de comportement cyclique de Hujeux pour les sols. Code_Aster, Asce, p.1-54, 2009. Manuel de référence, Fascicule r7.01 : Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux.

GABA, A. R.; SIMPSON, B.; POWRIE, W.; BEADMAN, D.R. (2003). C580 - Embedded Retaining Wall - Guidance for Economic Design. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London.

GOEL, S. M.; PATRA, N. R.. Effect of Arching on Active Earth Pressure for Rigid Retaining Walls Considering Translation Mode. International Journal Of Geomechanics, Asce, n. 8, p.123-133, 2008.

GUERRA, N. M. C.; JOSEFINO, C. S.; FERNANDES, M.M.. Methods of the two-dimensional modelling of soft choord: Preliminary results of the application to flexible retaining walls. Proceedings of the 5th international workshop on Application of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, pp 257-268, 2007, Guimarães. Taylor & Francis.

GURGEL, J. G. B.. Modelagem Numérica de estruturas de contenção em areia. 2012. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2012.

HALIBURTON, T. A. (1968). "Numerical analysis of flexible retaining structures." *Proc., ASCE*, 94(6),1233-1251.

HSIEH, H. S., WANG, C. C.; OU, C. Y. (2003). Use of Jet Grouting to Limit Diaphragm Wall Displacement of a Deep Excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 129, nº 2, pp. 146-157.

HUDER, I. J. (1976). "Deformation and earth pressure." *Proc., Panel Discussion, 6th ECSMFE*, Vol. 4, 37–40.

IBRAHIM, K. M. H. I.; IBRAHIM, T. E.. Effect of historical earthquakes on prestressed anchor tie back diaphragm wall and on near-by building. *Housing And Building National Research Center*, Egito, n. 9, p.60-67, 2013.

ISHIHARA, K.. "Relations between process of cutting and uniqueness of solution." *Soils and Found.*, Tokyo, 10(3), 50–65, 1970.

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.

JING, L.; STEPHANSSON, O.. *Fundamental of discrete element methods of rock engineering: Theory and applications(developments in geotechnical engineering)*, Amsterdam, 2008, Elsevier.

JOSEFINO, C. M. J. dos S.; GUERRA, N. M. da C.; FERNANDES, M. M.. Modelação de Ancoragens nas Análises 2D por Elementos Finitos de Cortinas: A questão da Simulação do Pré-esforço. *Geotecnia: Revista Luso Brasileira de Geotecnia*, Portugal, v. 117, n. 12, p.3-31, nov. 2009.

JOSIFOVSKI, J.; GJORGJEVSKI, S.; JOVANOVSKI, M.. Numerical analysis of 20.5m deep excavation with anchored diaphragm wall. ASCE, Macedonia, 2013.

KIM, Kyoung-yul; LEE, Dae-Soo; CHO, Jaeyeon; JEONG, Sang-Seom; Sungjune Lee. The effect of arching pressure on a vertical circular shaft. tunnelling and underground space technology, Coreia de Sul, n. 37, p.10-21, 2013.

Kolymbas, D. Advanced mathematical and computational geomechanics. Springer - 2003

LADE, Poul V. OVERVIEW OF CONSTITUTIVE MODELS FOR SOILS. Gsp 139 Calibration Of Constitutive Models, Washington, Usa, v. 1234, n. 1234, p.1-34, 2005.

LIU, M. D.; CARTER, J. P.. A structured cam clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, 39:1313-1332, 2002

LYSEBETTEN, G. Van; VERVOORT, A.; MAERTENSB, J.; HUYBRECHTS, N.. Discrete element modeling for the study of the effect of soft inclusions on the behavior of soil mix material. *Computers And Geotechnics*, Belgica, v. 1234, n. 55, p.342-351, 2014. Elsevier.

MAGALHÃES, E. P.. Comportamento Experimental de uma Cortina de Estaca Prancha Assente em Solo Poroso do DF: Implicações para o Projeto e Metodologia do Cálculo, Publicação no G.DM-105/2003, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p, 2003.

MARTHA, Luiz Fernando. MÉTODOS BÁSICOS DA ANÁLISE DE ESTRUTURAS. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RIO, 2003

MASSARSCH, K. R. Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay. *Proceedings, Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, England, v.2, p.245-250, 1979.

MATLOCK, H.; BOGARD, D.; LAM, I.. "BMCOL76: a computer program for the analysis of beam-columns under static axial and lateral loading." Program developed at the University of Texas at Austin, under grant from Fugro, Inc., and documented at Ertec, Inc., Long Beach, Calif, 1981.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.. Ko – OCR Relationships in Soil. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, v.108, n. 6, p.851-872,1982.

MEDEIROS, Alexandre Gil Batista. Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do tipo Estaca Justaposta Assentes em Solo Poroso do DF. 2005. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2005.

MENDES, Fernando Borges. O USO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL NA AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA. 2010. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, MG/Brasil , 2010.

MINEIRO, A. C.; BRITO, J. M.; FERNANDES, J. S.. (1981). Estudo duma Parede Moldada multi-ancorada. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 33, pp. 35-50.

MOTA, Rodrigo Junqueira. Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO. 2008. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília/df, 2008.

MUNTOHAR, Agus Setyo; LIAO, Hung-jiun. Finite Element Analysis of the Movement of the Tie-Back Wall in Alluvial-Silty Soils. Procedia Engineering, Idonesia, v. 54, n. 5, p.176-187, 2013. The 2nd International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering.

OLIVEIRA, J. R. M. S.; MARQUES, M. E. S.; CABRAL, D. A.; SILVA, M. R. L.; CARNEIRO, L. A. V. (2009). Deslocamentos Horizontais em uma Parede Diafragma. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 5, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS, v. 1, p. 245 – 250, São Paulo.

PADFIELD, C.J; MAIR, R.J. (1984). The design of propped cantilever walls embedded in stiff clays. CIRIA Rep 104 Constr. Industry Res. And Information Assoc. (CIRIA), london, England.

PAIK, K.H; SALGADO, R. 2003. Estimation of active earth pressure against rigid retaining wall considering arching effects. Geotechnique, 53,No7,pp643-653.

PARDO, G.S.; SÁEZ, E. Experimental and numerical study of arching soil effect in coarse sand. *Computers And Geotechnics*, Chile, n. 57, p.75-84, 2014. Elsevier.

PECK, Ralph B.. Deep excavation Tunneling in Soft Ground. *Guide Of The Art Report*, Urbana, Ill, Usa, v. 1, n. 1, p.225-289,1967.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H.. *Elastic Solutions For soil Mechanics*. London: Lambe And Whitman, 1974.

PREVOST, J. H.; POPESCU, R. - Constitutive Relations for Soil Materials, *Electronic Journal Geotechnical Engineering* Vol. 1. 1996

RAPOSO, Nuno Pereira. Pré-Dimensionamento de estruturas de contenções ancoradas. 2007. 224 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Portugal, 2007

RAINIERI, C.; DEY, A.; FABBROCINO, G.; MAGISTRIS, F. S.. MONITORING AND MODELING OF A FLEXIBLE RETAINING WALL. *Science Direct*, Termoli, Italia, 2010.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre areia e concreto. 2006. 188 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

REYES, Alexandre Alberto Rojas. USO DE ENSAIOS DILATOMÉTRICOS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO DO D.F. 2012. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2012.

ROSCOE, H.; TWINE, D.. Design and performance of retaining walls. *Geotechnical Engineering*, Reino Unido, n. 163, p.279-290, 2009.

SANTOS, Fabiana Alves dos. Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada, em areia. 2013. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2013.

SADREKARIMI, Damavandinejad Monfared S. A.. Numerical Investigation of The Mobilization of Active Earth Pressure on Retaining Walls. Proceedings Of The 18th International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, Paris, p.793-796, 2013.

SILVA, E. A. J.; SANTOS JR., O. F.; JESUS, A. P.; AMARAL, R. F. (2002) 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.

SORIANO, Humberto de Lima. Método de Elementos finitos em análise de Estruturas. São Paulo: Edusp, 2003. 580 p.

SHERIF, M. A.; FANG, Y. S. Dynamic earth pressure on walls rotating about the top. Journal Of The Soil Mechanics And Foundtion Division. p. 109-117. 1976.

SILVA, L. C. R.; ABRAMENTO, M.; MARANHO, F. L.; ABUKATER, J., & CARRETTI, L. G. C. 2002. A influência da movimentação do paramento na distribuição de tensões laterais em muros de arrimo rígidos. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.

STROM, R. W; EBELING, R. M. Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure, and Ground Mass Stability Failure. US Army Corps of Engineers Research and Development Center. 2002. 185 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.. Soil mechanics in engineering practice, 2nd Ed., Wiley, New York, 1967.

TSUI, Y.. "A fundamental study of tied-back wall behavior," PhD thesis, School of Engineering, Duke University, Durham, N.C, 1974.

VON WOLFFERSDORFF, P. A. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1:251-271, 1996.

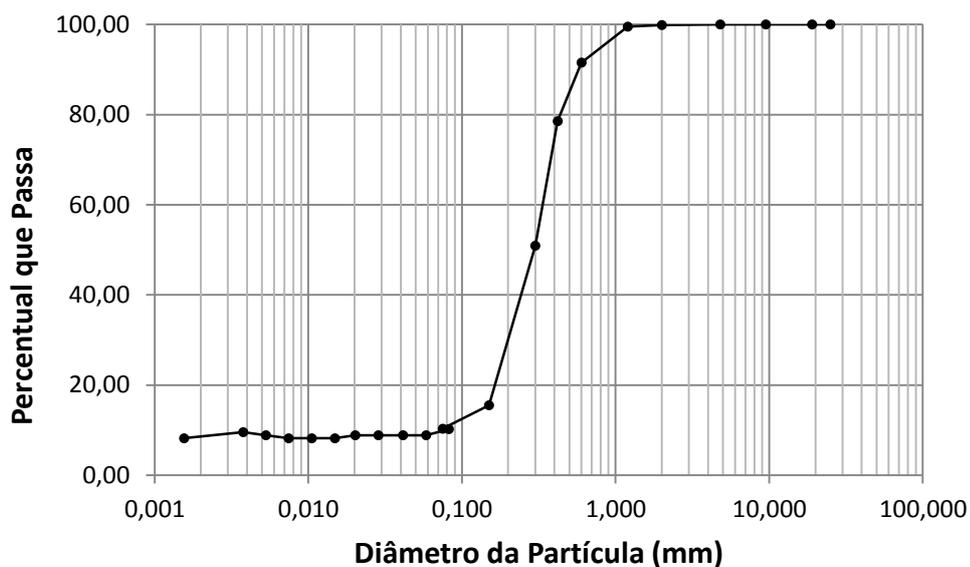
WÖRDEN, Florian Tom; ACHMUS, Martin. Numerical modeling of three-dimensional active earth pressure acting on rigid walls. *Computers And Geotechnics*, Alemanha, v. 1234, n. 51, p.83-90, 2013

YAMAMURO, J. A.; KALIAKIN V. N.. *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection and Calibration*, Geotechnical Special Publication No. 128, ASCE, Austin, Texas, 2005.

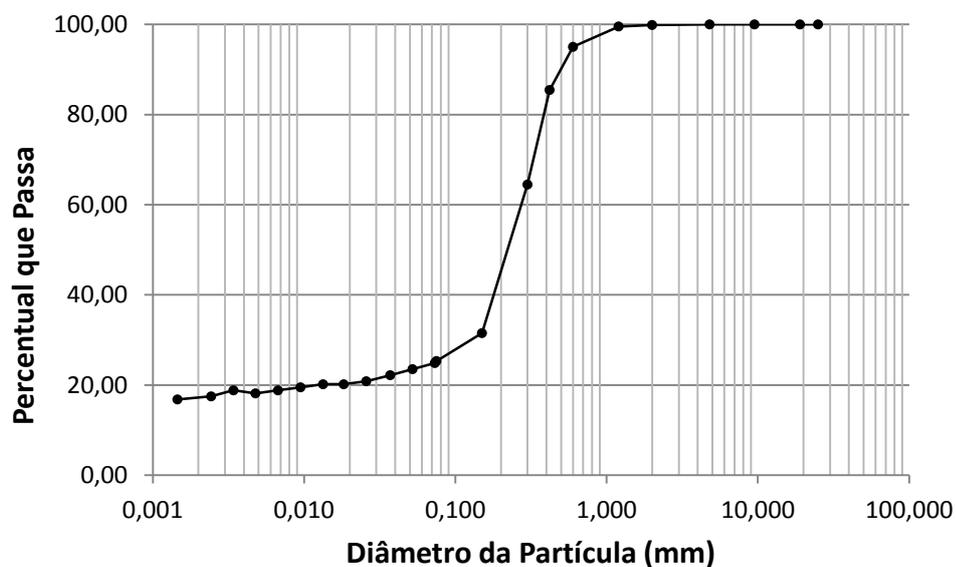
Anexo A: Ensaios de Caracterização

Obs.: Todos os ensaios nesta seção foram obtidos em Santos (2013)

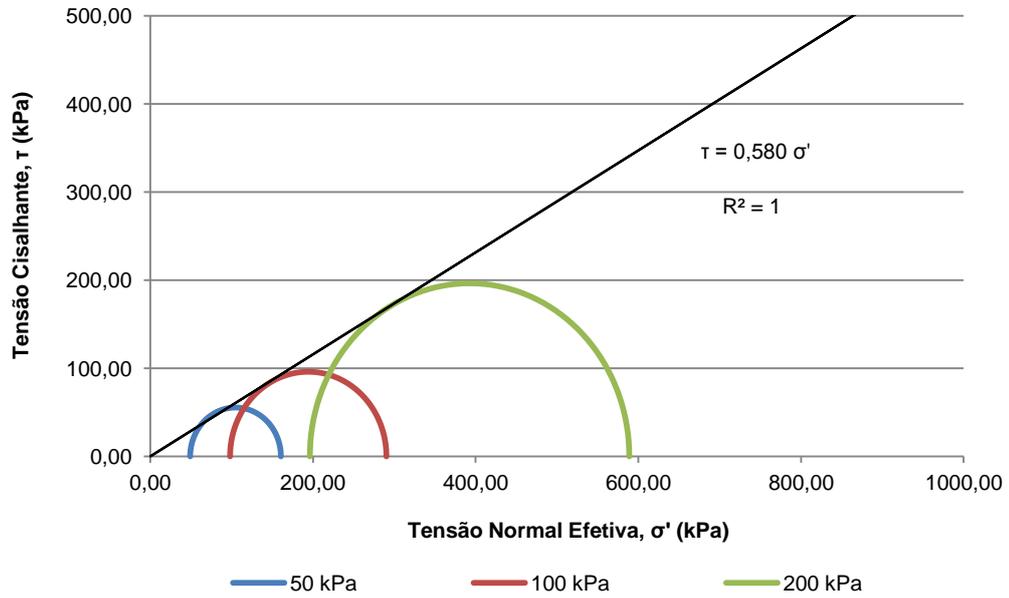
Anexo A.1: Granulometria (Camada 01)



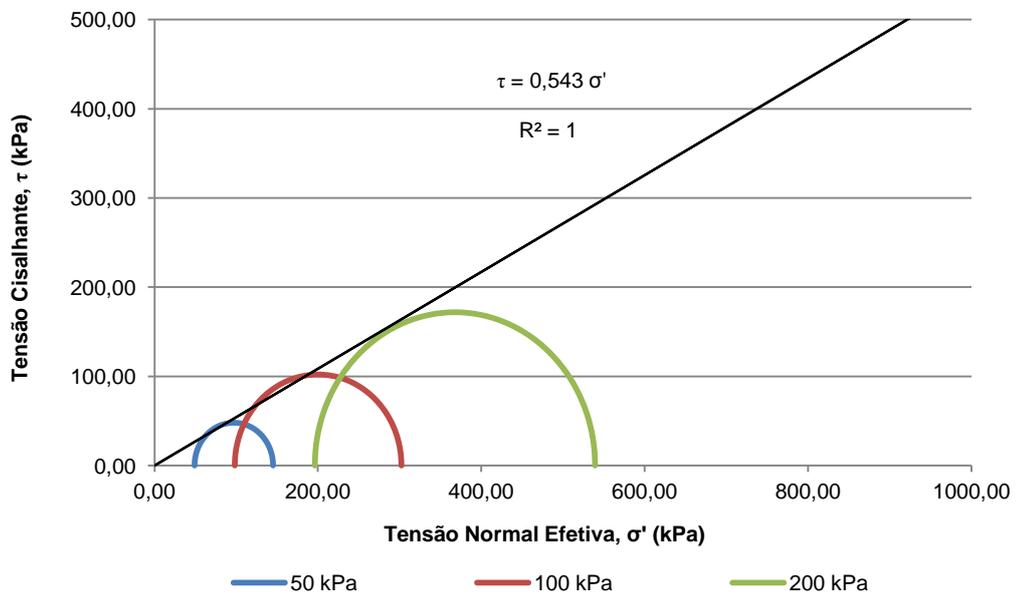
Anexo A.2: Granulometria (Camada 02)



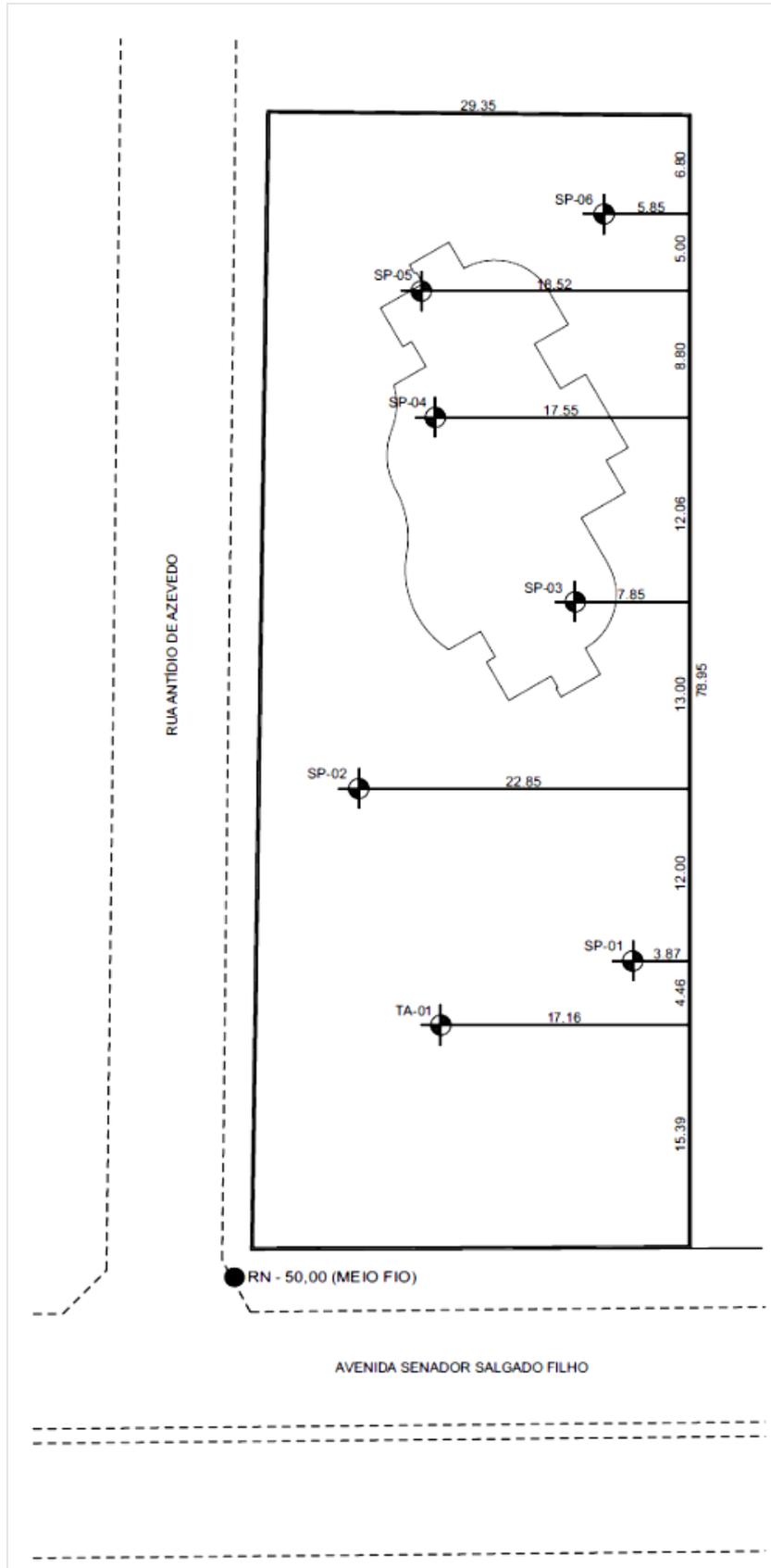
Anexo A.3: Envoltória de resistência (Camada 01)



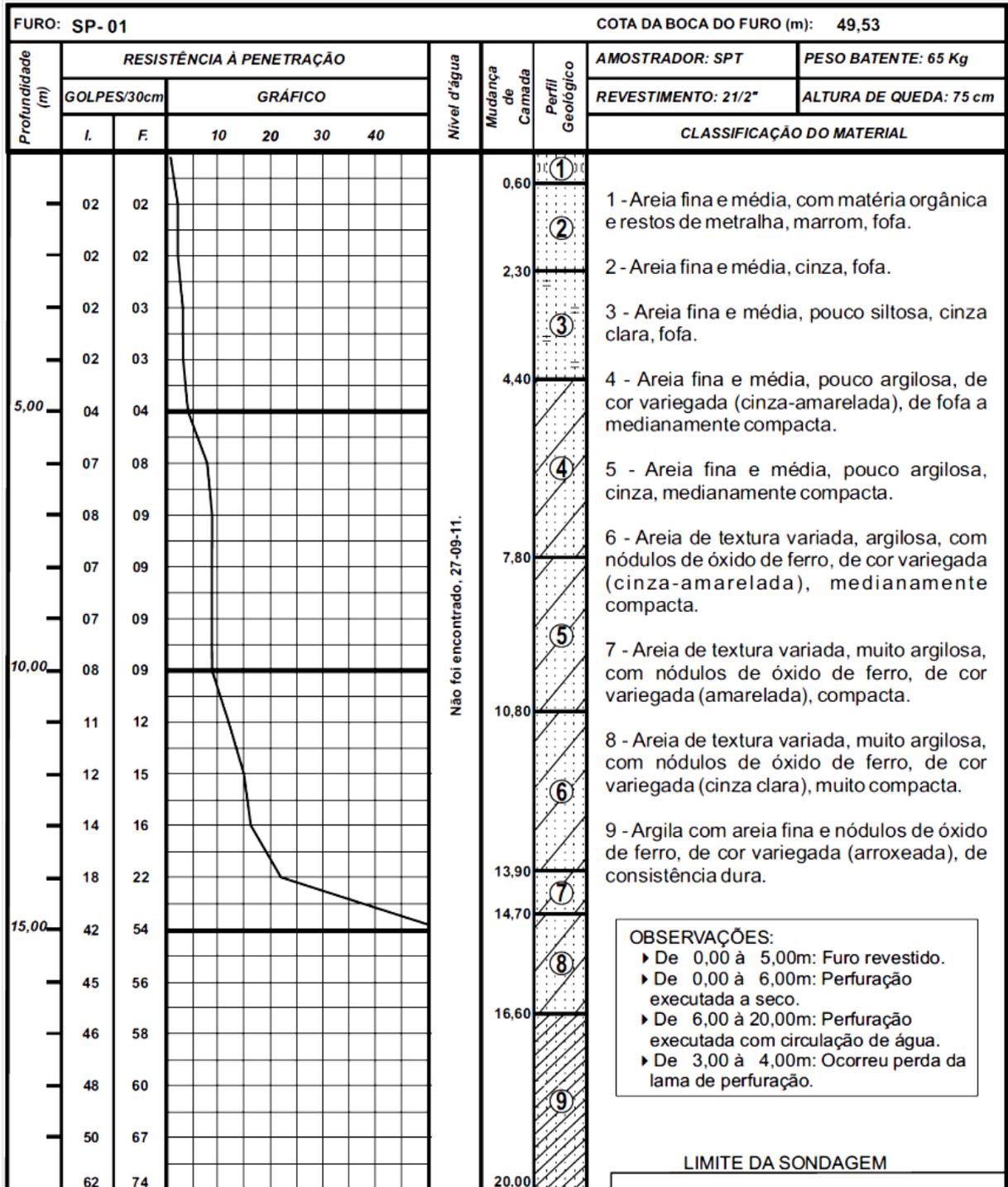
Anexo A.4: Envoltória de resistência (Camada 02)



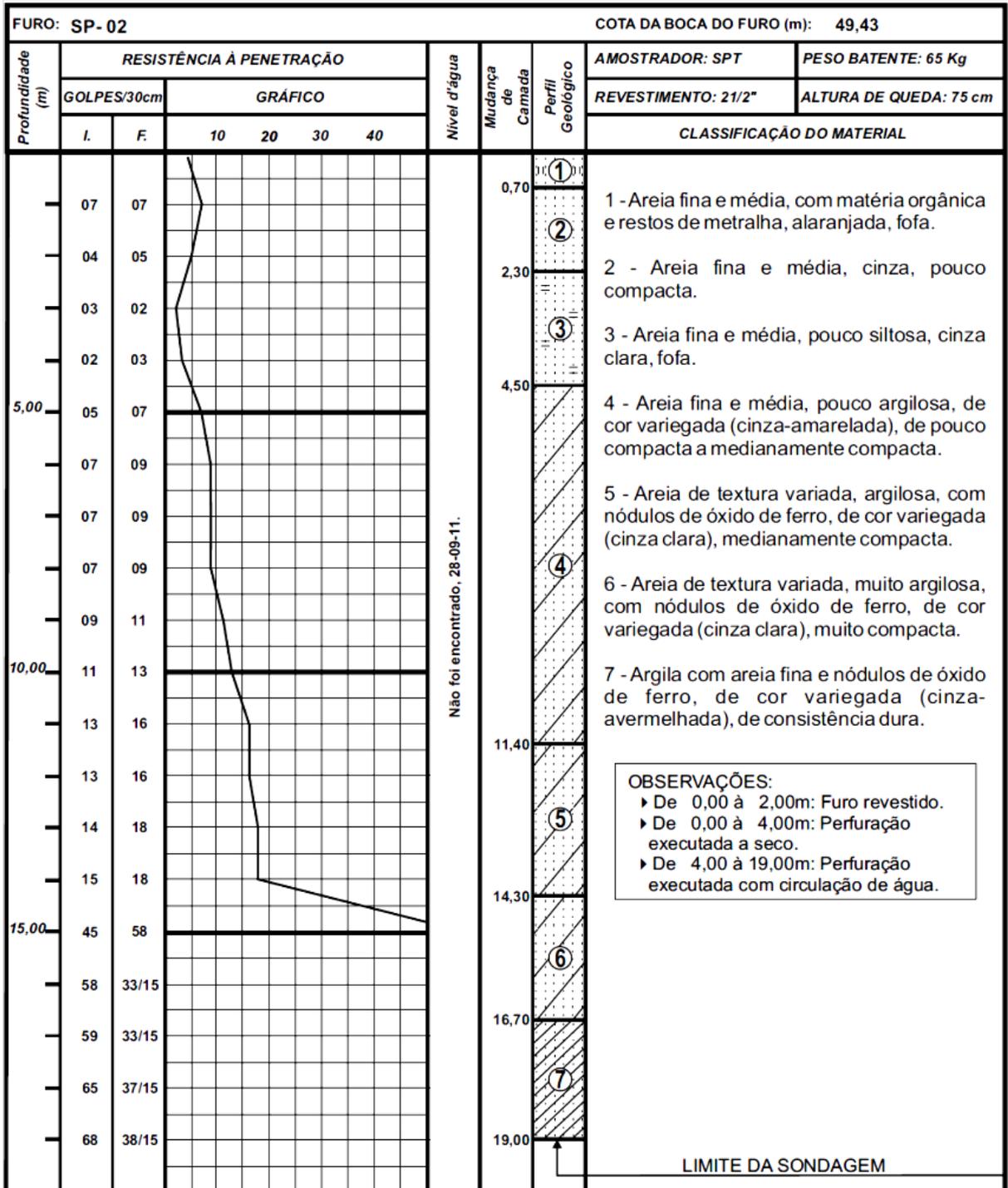
Anexo A.5: Locação dos perfis de sondagem



Anexo A.6: Sondagem SP-01

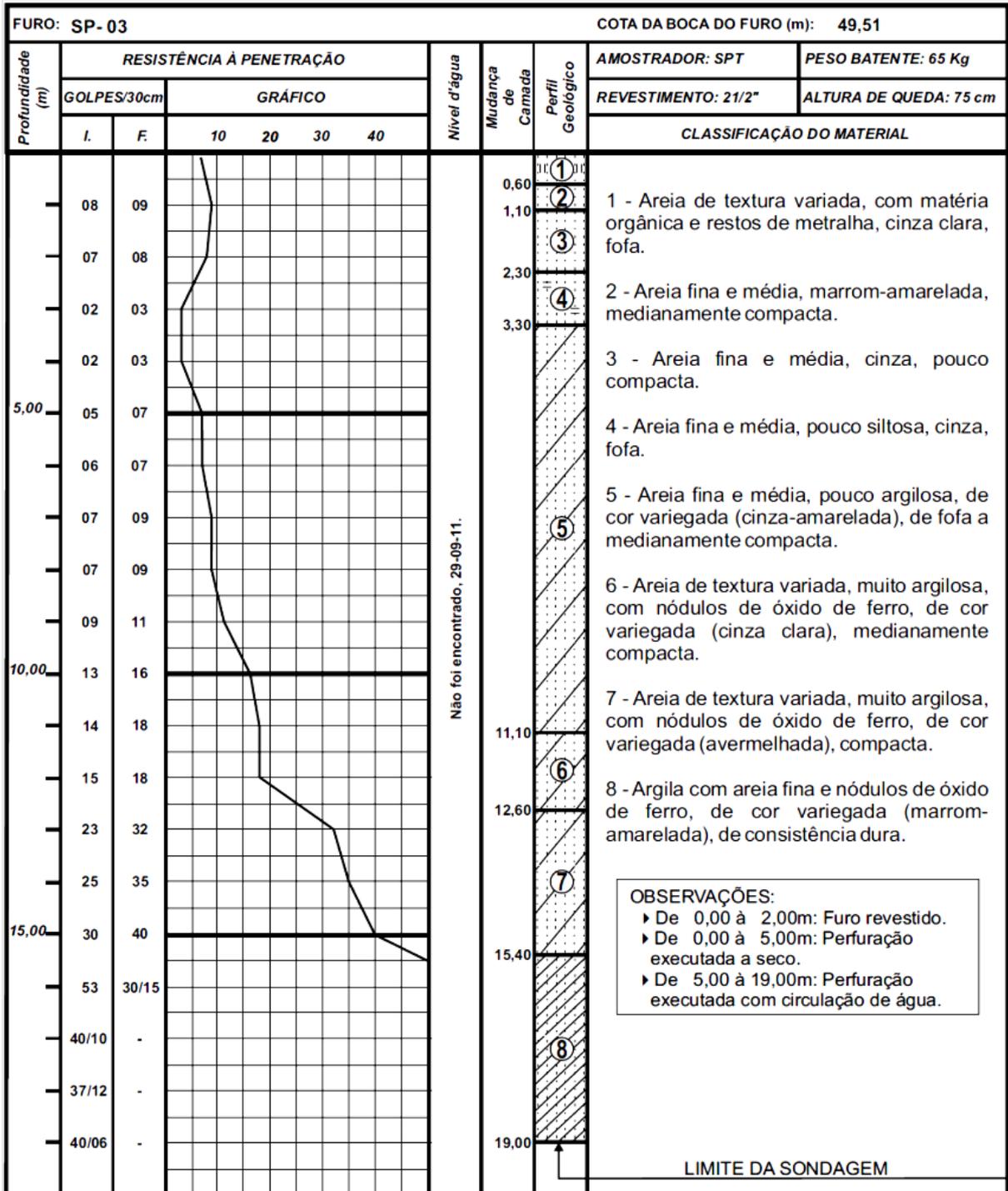


Anexo A.7: Sondagem SP-02

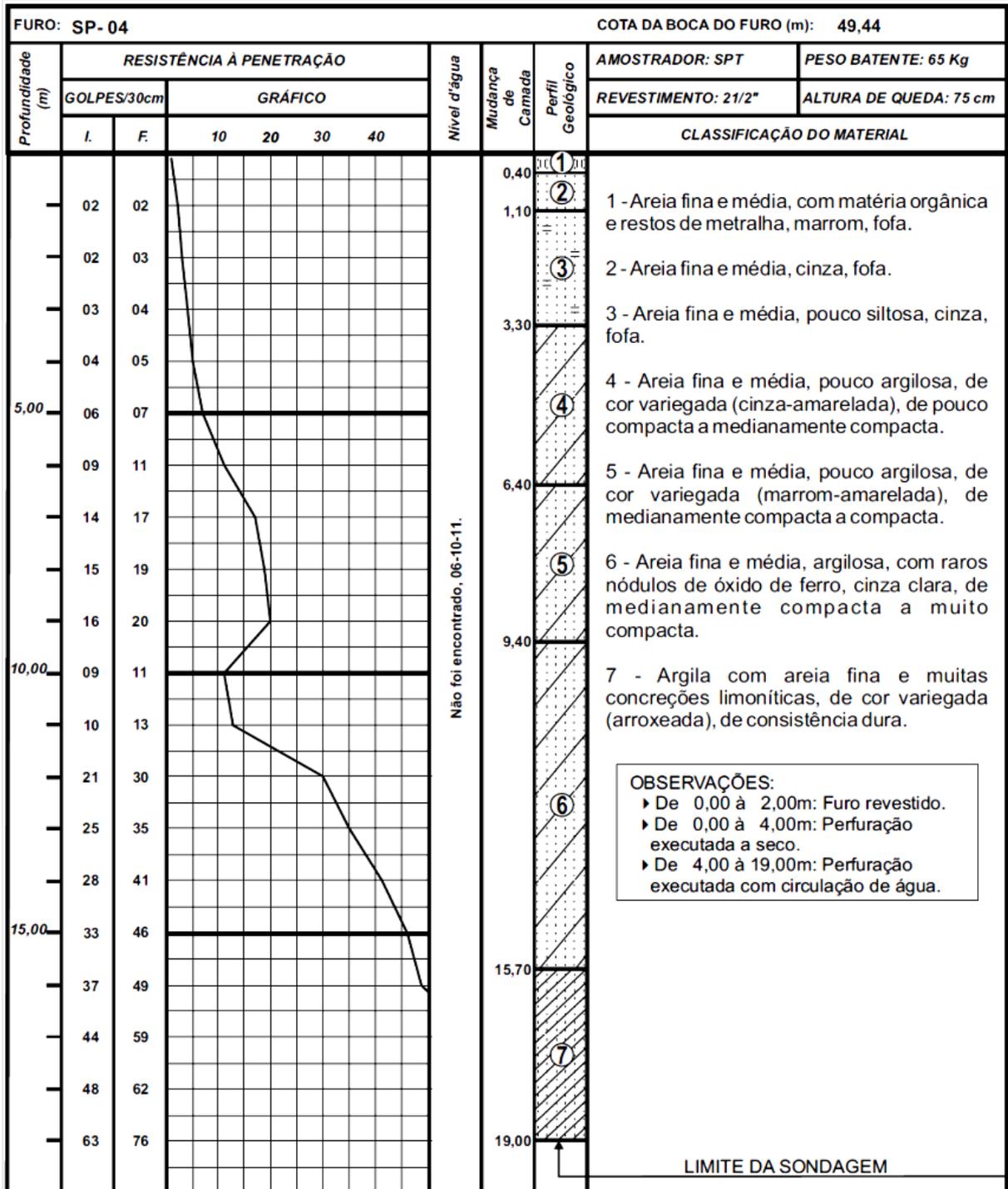


Não foi encontrado, 28-09-11.

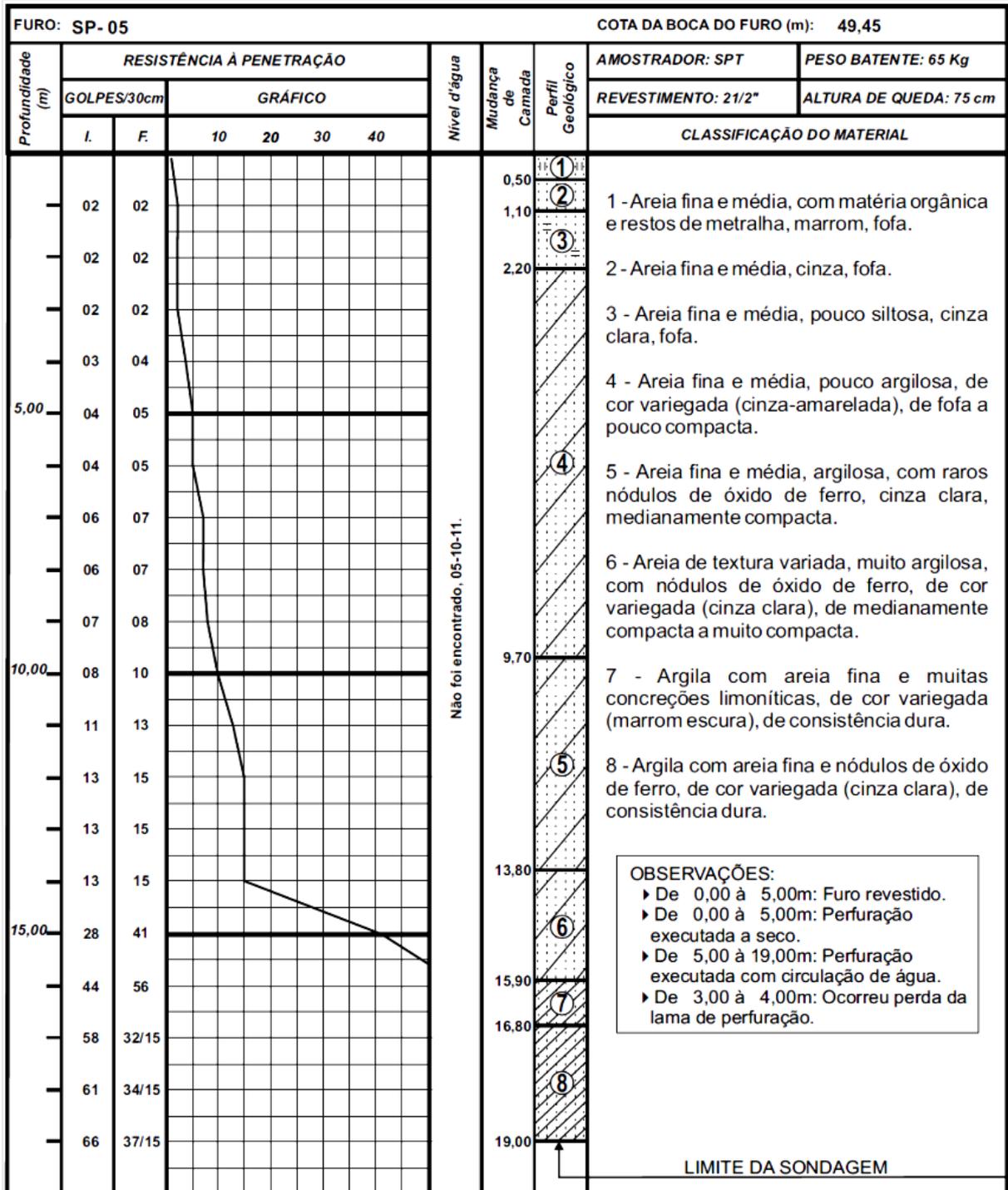
Anexo A.8: Sondagem SP-03



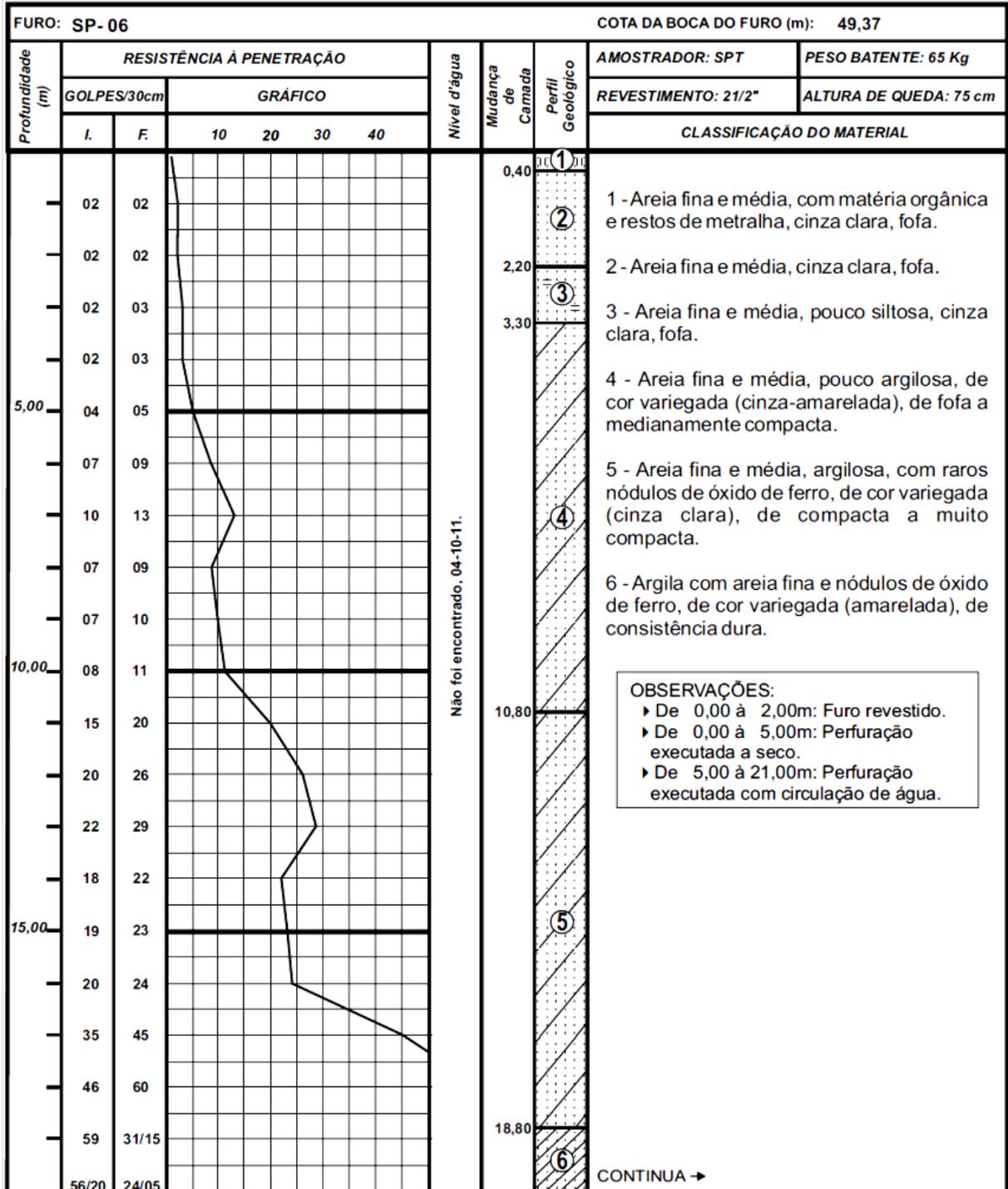
Anexo A.9: Sondagem SP-04



Anexo A.10: Sondagem SP-05



Anexo A.11: Sondagem SP-06



OBSERVAÇÕES:
 ▶ De 0,00 à 2,00m: Furo revestido.
 ▶ De 0,00 à 5,00m: Perfuração executada a seco.
 ▶ De 5,00 à 21,00m: Perfuração executada com circulação de água.

Não foi encontrado, 04-10-11.

Anexo B: Análise de viabilidade



SINDICATO INTERMUNICIPAL DOS TRABALHADORES NA INDÚSTRIA DO RAMO DA
CONSTRUÇÃO CIVIL, PESADA, MONTAGENS, INSTALAÇÕES E AFINS DO ESTADO DO RN -
SINTRACOMP/RN
Rua Fonseca e Silva N°1135 - Alcaetins - Natal/RN Tel (84)211-4536 Fax (84)211-4537
e-mail: sintracomp@hotmaill.com

SINDUSCON.R/N

TABELA GERAL DE SALÁRIOS - 1º de OUTUBRO DE 2013					
VIGIA - Demonstrativo Básico					
Mensal - Jornada de 180 horas conforme CCT					R\$ 736,50
Hora Normal					R\$ 4,09
Hora Extra					R\$ 6,34
VIGIA - das 6:00 às 14:00 ou das 14:00 às 22:00horas					
Mensal - Jornada de 180 horas conforme CCT					R\$ 736,50
Horas Extras - 52 horas (2 Horas Extras para 26 Dias Úteis)					R\$ 329,79
TOTAL (Valor Mensal acrescido as Horas Extras)					R\$ 1.066,29
VIGIA - das 22:00 às 6:00horas					
Mensal - Jornada de 180 horas conforme CCT					R\$ 736,50
Horas Extras - 78 horas (2 Horas Extras + 1 de Súmula 65 TST para 26 Dias Úteis)					R\$ 494,68
Adicional Noturno - 20,0% (8 Horas Normais Noturnas para 26 Dias Úteis)					R\$ 170,21
TOTAL (Valor Mensal acrescido as Horas Extras)					R\$ 1.401,40
MESTRE DE OBRA			OBSERVAÇÕES:		
Mês	R\$ 1.584,79		1-Os empregadores são obrigados a fornecer sem ônus, aos empregados lotados nas cantinas e escritórios das obras, café da manhã composto de 1(um) copo de café com leite, 2(dois) pães com manteiga ou margarina, servidos até 10(dez) minutos antes de jornada de trabalho; e almoço com ônus, composto de feijão, arroz ou macarrão, carne ou frango ou peixe, verduras, farinha e repadura. O empregador descontará mensalmente pelo o custo da refeição do empregado do Canteiro de Obra o valor de R\$ 1,00 (Um Real)		
Hora Normal	R\$ 7,20		2-De acordo com a Convenção Coletiva de Trabalho os empregadores descontarão mensalmente 2,0%(dois por cento) da folha de pagamento dos seus empregados (associados ao Sin. Trabalhadores), recolhendo ao Sindicato dos Trabalhadores até o dia 10 do mês subsequente.		
Hora Extra	R\$ 11,17		3-De acordo com a Convenção Coletiva de Trabalho os empregadores descontarão uma única vez 1/30 do salário, referente a Contribuição da Convenção - Taxa Assistencial, dos seus empregados (associados ao Sin. Trabalhadores), que será recolhido até o dia 30 Novembro de 2013.		
CONTRA MESTRE			4-Esta Tabela tem vigência no período de 1º outubro 2013 até 30 setembro 2014.		
Mês	R\$ 1.091,35		5-Todo Empregado que esteja contemplado nesta convenção, incluindo Mestre, Contra-Mestre, servente, e pessoal de Escritório ou com função não detalhada terá Reajuste Salarial de 7,52% (Sete vírgula cinquenta e dois por cento), com exceção do Profissional- 10,11% (Dez vírgula um por cento) e Auxiliar - 8,70% (oito vírgula sete por cento)a ser aplicado sobre salários-base de 1º de outubro de 2012.		
Hora Normal	R\$ 4,96		6-Demais Cláusulas não especificadas nesta Tabela são regidas por Lei Específica ou pela Convenção em Vigor, devidamente registrada na Delegacia Regional do Trabalho de Natal/RN		
Hora Extra	R\$ 7,69		7-As tarefas em produção serão reajustadas pelo percentual de 5% (Cinco por cento) Esses 5% estavam no do ano passado		
PROFISSIONAL			8-Os cálculos efetuados para os Salários de Vigia contemplam 1(uma) folga semanal.		
Mês	R\$ 981,00				
Hora Normal	R\$ 4,46				
Hora Extra	R\$ 6,91				
AUXILIAR					
Mês	R\$ 750,03				
Hora Normal	R\$ 3,41				
Hora Extra	R\$ 5,28				
SERVENTE					
Mês	R\$ 736,50				
Hora Normal	R\$ 3,35				
Hora Extra	R\$ 5,19				
TABELA GERAL DE DESCONTOS					
	MESTRE	CONTRA MESTRE	PROFISSIONAL	AUXILIAR	SERVENTE
CONVENÇÃO	R\$ 52,83	R\$ 36,38	R\$ 32,70	R\$ 25,00	R\$ 24,55
SIND/MÊS	R\$ 31,79	R\$ 21,83	R\$ 19,62	R\$ 15,00	R\$ 14,73

Natal/RN, 01 de Outubro de 2013

Francisco de Assis Pacheco Torres
Presidente
SINTRACOMP/RN

Amaleo Gaspar Junior
Presidente
SINDUSCON/RN