



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

Lucas da Silva Moraes

**ANÁLISE NUMÉRICA DE DUTOS ENTERRADOS SUJEITOS A
ELEVAÇÃO E RECALQUE LOCALIZADO**

Natal-RN

2014

Lucas da Silva Moraes

**ANÁLISE NUMÉRICA DE DUTOS ENTERRADOS SUJEITOS A
ELEVAÇÃO E RECALQUE LOCALIZADO**

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

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Natal

2014

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Moraes, Lucas da Silva.

Análise numérica de dutos enterrados sujeitos a elevação e recalque localizado / Lucas da Silva Moraes. – Natal, RN, 2014.
169 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

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

1. Duto enterrado - Dissertação. 2. Arqueamento - Dissertação. 3. Análise numérica - Dissertação. 4. Elevação – Dissertação. 5. MEF – Dissertação. I. Costa, Yuri Daniel Jatobá. II. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.131

Lucas da Silva Moraes

**ANÁLISE NUMÉRICA DE DUTOS ENTERRADOS SUJEITOS A
ELEVAÇÃO E RECALQUE LOCALIZADO**

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

Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa – Examinadora Interna

Prof. Dr. Fernando Saboya Albuquerque Junior – Examinador Externo

Natal
2014

ANÁLISE NUMÉRICA DE DUTOS ENTERRADOS SUJEITOS A ELEVAÇÃO E RECALQUE LOCALIZADO

Lucas da Silva Moraes

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

RESUMO

Os problemas relacionados às interações longitudinais em dutos enterrados se caracterizam como tridimensionais, podendo gerar inúmeras situações particulares no comportamento solo-duto. Em relação ao avanço nas pesquisas na área de dutos enterrados, ainda é pequena a atenção ao tema ao longo das últimas décadas, visto que a maioria dos trabalhos simplifica o problema analisado considerando-o em deformação plana. O presente trabalho tem como objetivo apresentar um estudo sobre o comportamento de dutos enterrados sujeitos a elevação ou recalque localizado, através de simulações numéricas em três dimensões. Como ferramenta numérica foi utilizado o aplicativo computacional *Plaxis 3D*, o qual utiliza o método dos elementos finitos. Foram avaliados aspectos específicos da modelagem numérica e realizadas análises paramétricas em que se investigaram os efeitos do arqueamento do solo de forma tridimensional. As principais variáveis investigadas foram: densidade relativa do solo, deslocamento da zona de elevação ou recalque, faixa da zona elevada, altura de recobrimento e a relação diâmetro/espessura do duto. As simulações foram realizadas em duas etapas distintas, sendo na primeira feita a validação das análises numéricas através dos modelos físicos de Costa (2005). Em seguida, foram realizadas análises numéricas de um oleoduto em um caso específico de obra, considerando o mesmo submetido à elevação localizada. Os resultados obtidos permitiram a validação do modelo numérico face aos resultados dos experimentos de Costa (2005), a

avaliação detalhada da redistribuição das tensões no maciço e das deflexões ao longo do duto, bem como a avaliação do desenvolvimento do arqueamento no solo. Foi verificada a redução das tensões no maciço e nas deflexões no duto ao se diminuir a altura de recobrimento do duto nas regiões que possam deflagrar a elevação localizada. Também foi verificado que os esforços longitudinais foram superiores aos circunferenciais para situação analisada, inclusive ultrapassando as tensões e deflexões admissíveis. Além disso, foram observados os benefícios das técnicas de minimização das tensões como a falsa trincheira, berço compressível e a combinação de ambas aplicadas ao oleoduto simulado.

Palavras-chave: Duto enterrado; arqueamento; análise numérica; elevação; MEF.

NUMERICAL ANALYSIS OF BURIED PIPES SUBJECTED TO LOCALIZED ELEVATION OR LOSS OF SUPPORT

Lucas da Silva Moraes

Adviser: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

ABSTRACT

Problems associated to longitudinal interactions in buried pipelines are characterized as three-dimensional and can lead to different soil-pipe issues. Despite the progress achieved in research on buried pipelines, little attention has been given to the three-dimensional nature of the problem throughout the last decades. Most of researches simplify the problem by considering it in plane strain condition. This dissertation aims to present a study on the behavior of buried pipelines under local settlement or elevation, using three-dimensional simulations. Finite element code Plaxis 3D was used for the simulations. Particular aspects of the numerical modeling were evaluated and parametric analyzes were performed, was investigated the effects of soil arching in three-dimensional form. The main variables investigated were as follows: relative density, displacement of the elevation or settlement zone, elevated zone size, height of soil cover and pipe diameter/thickness ratio. The simulations were performed in two stages. The first stage was involved the validation of the numerical analysis using the physical models put forward by Costa (2005). In the second stage, numerical analyzes of a full-scale pipeline subjected to a localized elevation were performed. The obtained results allowed a detailed evaluation of the redistribution of stresses in the soil mass and the deflections along the pipe. It was observed the reduction of stresses in the soil mass and pipe deflections when the height of soil cover was decreased on regions of the pipe subjected to elevation. It was also shown for the analyzed situation that longitudinal thrusts were higher than

circumferential stresses and exceeded the allowable stresses and deflections. Furthermore, the benefits of minimizing stress with techniques such as the false trench, compressible cradle and a combination of both applied to the simulated pipeline were verified.

Keywords: Buried pipe; arching; numerical analysis; elevation; FEM.

Aos meus pais:
José Ari e Francisca Edna

AGRADECIMENTOS

À minha família, meu pai José Ari, minha mãe Francisca Edna e irmãs Ana Lunara e Aridne, pelo amor e apoio inestimáveis durante toda minha formação.

Ao meu orientador, professor Yuri Daniel Jatobá Costa, pela disponibilidade e paciência durante toda pesquisa.

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

Aos colegas André Gerab, André Toledo, Arthur Araújo, Fabiana Alves, Icaro Silva, Leonardo Oliveira, Paulo Rychardson e Tahyara Barbalho, pelo incentivo e pelas trocas de experiências durante o mestrado.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Capes) pela bolsa de estudos concedida.

A todos que de forma direta ou indireta participaram deste trabalho.

E sobretudo à Deus.

SUMÁRIO

Lista de figuras.....	xii
Lista de tabelas.....	xix
Lista de equações.....	xx
Lista de símbolos e abreviaturas.....	xxii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Relevância e justificativa.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização do texto.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 Classificação de dutos enterrados.....	4
2.1.1 Quanto à rigidez.....	4
2.1.2 Quanto à forma.....	6
2.1.3 Quanto ao material.....	6
2.1.4 Quanto à forma construtiva.....	7
2.2 O arqueamento e seu papel no comportamento de dutos enterrados.....	9
2.3 Determinação de cargas em dutos.....	12
2.4 Deflexões em dutos flexíveis.....	17
2.5 Avaliação de dutos enterrados por meio de modelagens físicas e numéricas.....	20
2.6 Modelagem de dutos enterrados por meio do método dos elementos finitos.....	29
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	40
3.1 A ferramenta computacional.....	40
3.1.1 Estrutura geral da ferramenta.....	40
3.1.2 Estrutura da malha e dos elementos.....	41

3.1.3	Modelagem do duto.....	42
3.1.4	Modelos constitutivos utilizados.....	44
3.2	Validação da modelagem numérica	45
3.2.1	Descrição dos modelos físicos de Costa (2005).....	46
3.2.2	Detalhes da modelagem numérica do experimento físico de Costa (2005)	49
3.3	Estudo de caso.....	53
3.3.1	Descrição da obra.....	53
3.3.2	Detalhes da modelagem numérica do oleoduto CAM-UTPF.....	56
3.4	Sequência das análises.....	60
4.	CALIBRAÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA.....	62
4.1	Análises bidimensionais.....	62
4.1.1	Modelo constitutivo.....	62
4.1.2	Influência das paredes da caixa.....	66
4.2	Análises tridimensionais.....	70
4.2.1	Arqueamento ativo.....	70
4.2.2	Arqueamento passivo.....	73
4.3	Análises tridimensionais com duto.....	83
4.3.1	Análises com duto sem movimentação do alçapão	83
4.3.2	Duto submetido à perda de apoio localizada.....	88
4.3.3	Duto submetido à elevação localizada.....	95
4.3.4	Apreciação geral sobre a etapa de calibração.....	99
5.	ESTUDO DE CASO.....	101
5.1	Influência da densidade relativa.....	101
5.2	Influência da zona de elevação.....	107
5.3	Influência da altura de recobrimento de solo.....	109
5.4	Influência da relação diâmetro / espessura do duto (D/t).....	112
5.5	Avaliação dos esforços e deflexões no duto.....	115

5.6	Expedientes para o problema da elevação localizada.....	123
6.	CONCLUSÕES.....	131
6.1	Análises de calibração do modelo.....	131
6.2	Análises de aplicação do modelo para simulação do oleoduto.....	133
6.3	Sugestões para pesquisas futuras.....	134
	REFERÊNCIAS.....	136

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Formas de dutos encontrados em obras civis: a) forma oval, b) forma circular e c) forma retangular (Acatubos, 2013).....	6
Figura 2.2 – Classificação de dutos enterrados quanto a forma construtiva: a) em vala com paredes verticais, b) em vala com paredes escalonadas e c) em vala com paredes inclinadas (BUENO & COSTA, 2012).	8
Figura 2.3 – Classificação de dutos enterrados quanto à forma construtiva: a) em saliência positiva e b) saliência negativa, (BUENO & COSTA, 2012).	8
Figura 2.4 – Esquema do arqueamento desenvolvido em: a) duto flexível e b) duto rígido (Adaptado de SPANGLER, 1948).	10
Figura 2.5 – Dano sofrido pelo duto nos ensaios em centrífuga geotécnica com perda de apoio localizada (COSTA et al. 2009).	11
Figura 2.6 – Razão de recalque para a condição de saliência positiva, Teoria de Marston-Spangler (BUENO & COSTA, 2012).....	14
Figura 2.7 – Condição de saliência negativa, Teoria de Marston-Spangler (BUENO & COSTA, 2012).	16
Figura 2.8 – Representação dos parâmetros da fórmula de Iowa para dutos flexíveis (BUENO & COSTA, 2012).....	18
Figura 2.9 – Arranjo do modelo realizado na EESC/USP: a) Esquema lateral da caixa com alçapão e sobrecarga, b) vista superior com duto instalado, c) vista lateral e d) vista frontal da caixa de testes (COSTA, 2005).	21
Figura 2.10 – Distribuição de tensões horizontais sobre o duto (Toshinori et al. 2002).....	23
Figura 2.11 – Representação do modelo físico (AROCKIASAMY, 2006).....	24
Figura 2.12 – Instrumental usado pelo modelo físico (SRIVASTAVA et al. 2012)....	25
Figura 2.13 – Curva carga-recalque de duto enterrado em simulação numérica (SRIVASTAVA et al. 2012).....	26

Figura 2.14 – Foto do ensaio de placa e inspeção visual (KRAUS et al. 2013).....	27
Figura 2.15 – Esquema do modelo físico: a) vista superior; b) vista lateral da caixa de testes; c) imagem do fundo da caixa e d) detalhe da fixação para o cabo de tração (ALMAHAKERI et al. 2013).	28
Figura 2.16 – Representação da deformação do duto durante os testes (ALMAHAKERI et al. 2013).....	29
Figura 2.17 – Duto segmentado com elementos de viga (BAKKER et al. 1997).....	31
Figura 2.18 – Modelo de elementos finitos segmentado (BAKKER et al. 1997).....	31
Figura 2.19 – Elemento de interface de dez nós (BAKKER et al. 1997).....	32
Figura 2.20 – Geometria do modelo numérico desenvolvido: a) situação 1 e b) situação 2 (JOSHI et al., 2001).....	34
Figura 2.21 – Gráfico Deslocamento do duto em função da faixa de solo colapsível umedecida (ALAWAJI, 2008).....	36
Figura 2.22 – Modelagem de oleoduto sujeito a elevação (ZHU et al. 2011).....	37
Figura 2.23 – a) Variação da deflexão em função da largura da zona de liquefação; b) Variação da deflexão em função da relação diâmetro e espessura da parede do duto (ZHU et al. 2011).....	37
Figura 2.24 – a) Geometria e posicionamento da sobrecarga; b) Detalhamento da discretização da malha na região da trincheira (SANTOS et al. 2012).....	38
Figura 3.1 – Criação do modelo 3D (adaptado Plaxis, 2013).....	41
Figura 3.2 – Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos triangulares e de cunha (adaptado de PLAXIS, 2013).....	42
Figura 3.3 – Esquemática da caixa de testes confeccionada por Costa 2005.....	47
Figura 3.4 – Esquemática da disposição das células de tensão de interface na base da caixa de testes (adaptado de COSTA, 2005).....	48
Figura 3.5 – Disposição das células de inclusão no duto dos modelos desenvolvidos por Costa (2005).....	49
Figura 3.6 – Modelo tridimensional da caixa de testes com sistema de alçapão.....	52

Figura 3.7 – Modelagem numérica dos experimentos de Costa (2005) com duto: a) em perda de apoio localizada e b) em elevação localizada.....	53
Figura 3.8 – Mapa do traçado da obra oleoduto CAM-UTPF (Fonte: <i>Google Earth</i> e ANP, 2012).....	54
Figura 3.9 – Projeto do oleoduto CAM-UTPF (ANP, 2012).....	55
Figura 3.10 – Mapeamento dos solos potencialmente expansivos na região de estudo (Adaptado de PEREIRA et al. 2004).....	56
Figura 3.11 – a) Perfil do modelo concebido; b) esquematização do problema tridimensional antes da elevação e c) após elevação localizada.....	59
Figura 4.1 – Esquema da caixa de teste discretizada para análise da influência dos modelos constitutivos.....	62
Figura 4.2 – Tensão vertical medida no centro do alçapão (posição I1) durante a fase de carregamento e previsões obtidas por diferentes modelos constitutivos.....	63
Figura 4.3 – Esquema da caixa de teste com sistema de alçapão para análise da influência dos modelos constitutivo.....	64
Figura 4.4 – Tensão medida na posição I1 durante a fase de movimentação do alçapão para diferentes modelos constitutivos. Ensaio realizado com $D_r = 100\%$	65
Figura 4.5 – Tensões medidas a partir do centro da base da caixa até sua extremidade durante a fase de carregamento para diferentes valores de ângulo de atrito de interface (ϕ_w).....	68
Figura 4.6 – Distribuição das tensões verticais na caixa de testes para $\phi_w = 10^\circ$	70
Figura 4.7 – Variação da tensão vertical no centro do alçapão para $D_r = 50$ e 100% em arqueamento ativo.....	71
Figura 4.8 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do centro do alçapão em arqueamento ativo, para $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa.....	72
Figura 4.9 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do centro do alçapão em arqueamento ativo, para $\delta/B = 5\%$ e $D_r = 50\%$	73

Figura 4.10 – Variação da tensão vertical na superfície do alçapão em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.....	74
Figura 4.11 – Esquema tridimensional da reposta da elevação do alçapão, em escala de cores: a) tensão vertical no plano yz; b) tensão cisalhante no plano yz e c) esquema do plano de ruptura observado por Costa (2005).....	75
Figura 4.12 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do alçapão em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.....	76
Figura 4.13 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do centro do alçapão em arqueamento passivo, para $D_r = 50$ e 100%	77
Figura 4.14 – Variação de tensões no exterior do alçapão em elevação, região do maior lado, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.....	78
Figura 4.15 – Seção transversal no centro do modelo: a) tensão vertical; b) tensão cisalhante no plano xy e c) tensão horizontal, passando pelas células I4 e I5, com alçapão em elevação para $\delta/B = 0,6\%$	79
Figura 4.16 – Variação de tensões no exterior do alçapão em arqueamento passivo, região do menor lado, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.....	80
Figura 4.17 – Distribuição das tensões verticais na base do modelo ($H_e/B = 0$) no sentido transversal (plano xy) em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.....	81
Figura 4.18 – Distribuição das tensões verticais na base do modelo ($H_e/B = 0$) no sentido longitudinal (plano yz) em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.....	82
Figura 4.19 – Comparação entre dados de deflexão ao longo do duto para $q = 100$ kPa e $D_r = 50\%$	84
Figura 4.20 – Comparação entre as deflexões na seção central S1 após aplicação de sobrecarga: a) maciço com $D_r = 50\%$ e b) maciço com $D_r = 100\%$ (valores em %)......	85
Figura 4.21 – Tensões no solo circundante com aplicação da sobrecarga: a) maciço com $D_r = 50\%$ e b) maciço com $D_r = 100\%$	86

Figura 4.22 – Distribuição de tensão na seção S1 para $D_r = 100\%$, com inserção do duto e sem movimentação do alçapão: a) tensão vertical e b) tensão horizontal.....	87
Figura 4.23 – a) Comparação entre os perfis de deflexões ao longo do duto em perda de apoio localizada; b) Comparação entre as deformadas na seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 1\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	89
Figura 4.24 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em perda de apoio localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 15\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	91
Figura 4.25 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em perda de apoio localizada; b) deformada da seção transversal , valores em % ($\delta/B = 50\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	92
Figura 4.26 – Tensões no solo circundante com perda de apoio localizada em função do deslocamento relativo do alçapão (δ/B): a) seção S1 e b) seção S2 ($D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	94
Figura 4.27 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em elevação localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 2\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	96
Figura 4.28 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em elevação localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 4\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	97
Figura 4.29 – Tensões no solo circundante com elevação localizada em função do deslocamento relativo do alçapão (δ/B): a) seção S1 e b) seção S2 ($D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).....	99
Figura 5.1 – Variação de tensão em um perfil vertical para diferentes densidades relativas do solo: a) seção central (S1); b) seção de interface (S2).....	102
Figura 5.2 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da densidade relativa: a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.....	105
Figura 5.3 – Distribuição das tensões horizontais nas seções S1 e S2 na altura da linha d'água do duto, $D_r = 75\%$	106

Figura 5.4 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da extensão elevada: a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.....	108
Figura 5.5 – Variação das tensões aferidas na base do duto em função da extensão elevada.....	109
Figura 5.6 – Variação das tensões aferidas na base do duto em função da altura de recobrimento.....	110
Figura 5.7 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da altura de recobrimento: a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.....	111
Figura 5.8 – Variação de tensão em um perfil vertical para diferentes relações de D/t: a) região central do modelo; b) região de interface.....	113
Figura 5.9 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da relação D/t: a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.....	115
Figura 5.10 – Distribuição dos esforços de compressão e tração em escala de cores ao longo do comprimento do duto.....	116
Figura 5.11 – Distribuição das tensões circunferenciais ao longo do duto.....	118
Figura 5.12 – Distribuição das tensões longitudinais ao longo do duto.....	119
Figura 5.13 – Variação das deflexões no topo, base e linha d'água do duto ao longo de seu comprimento.....	120
Figura 5.14 – Variação do coeficiente de deflexão global do duto ao longo de seu comprimento.....	121
Figura 5.15 – Deslocamentos horizontais e verticais em escala de cores ao longo do comprimento do duto.....	123
Figura 5.16 – Oleoduto CAM-UTPF simulado em elevação com a técnica da falsa trincheira.....	125
Figura 5.17 – Comparação da variação de tensão em um perfil vertical com o método da falsa trincheira: a) seção S1 sem elevação localizada; b) seção S1 em elevação localizada e c) seção S2.....	126
Figura 5.18 – Oleoduto CAM-UTPF simulado em elevação com a técnica do berço compressível.....	127

Figura 5.19 – Comparação da variação de tensão em um perfil vertical com o método do berço compressível: a) seção S1 sem elevação localizada; b) seção S1 em elevação localizada e c) seção S2.....128

Figura 5.20 – Oleoduto CAM-UTPF simulado em elevação com as técnicas da falsa trincheira e berço compressível conjugadas.....129

Figura 5.21 – Comparação da variação de tensão em um perfil vertical com as técnicas da falsa trincheira e berço compressível conjugadas: a) seção S1 sem elevação localizada; b) seção S1 em elevação localizada e c) seção S2.....130

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação do duto quanto à rigidez relativa (Gumbel et al. 1982).....	6
Tabela 2.2 - Principais tipos e propriedades de materiais utilizados como dutos.	7
Tabela 2.3 – Valores da razão de recalque, segundo Spangler (1951).....	15
Tabela 2.4 - Parâmetros de projeto para condições de assentamento de dutos (LINGZHEN e JIAN, 2012).....	19
Tabela 2.5 – Esforços atuantes em duto de 400 mm (FERREIRA et al. 2006).....	35
Tabela 2.6 – Resultados de cargas para diferentes modelos (SANTOS et al. 2012).....	39
Tabela 3.1. Parâmetros da areia Itaporã, Costa (2005).....	47
Tabela 3.2. Parâmetros de entrada para o solo na ferramenta computacional.....	49
Tabela 3.3. Parâmetros de entrada para o duto de PVC ensaiado por Costa (2005).....	51
Tabela 3.4. Tensão requerida para API 5L X60 (ISO 3183, 2012).....	56
Tabela 3.5. Parâmetros de entrada para o duto de aço carbono API 5L X60.....	57
Tabela 3.6. Parâmetros de entrada para o solo na simulação do oleoduto.....	60
Tabela 4.1. Parâmetros de entrada para o solo em diferentes modelos constitutivos.....	66
Tabela 5.1. Valores de deflexão na linha d'água e módulo de reação do solo para o método analítico e numérico.....	122
Tabela 5.2. Parâmetros de entrada para o EPS.....	124

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1.....	5
Equação 2.2.....	5
Equação 2.3.....	5
Equação 2.4.....	12
Equação 2.5.....	13
Equação 2.6.....	13
Equação 2.7	13
Equação 2.8.....	14
Equação 2.9	15
Equação 2.10.....	16
Equação 2.11.....	16
Equação 2.12.....	16
Equação 2.13.....	16
Equação 2.14.....	17
Equação 2.15.....	17
Equação 2.16.....	18
Equação 2.17.....	32
Equação 2.18.....	32
Equação 2.19.....	32
Equação 2.20.....	32
Equação 2.21.....	32
Equação 3.1.....	45
Equação 3.2.....	45

Equação 3.3.....	46
Equação 3.4.....	50
Equação 3.5.....	50
Equação 3.6.....	50
Equação 4.1.....	67
Equação 4.2.....	69
Equação 5.1.....	117

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ψ – ângulo de dilatância.

δ – coeficiente de atrito da parede do aterro.

δ/B – movimentação relativa do alçapão.

ν – coeficiente de Poisson.

φ – ângulo de atrito.

φ_w – ângulo de atrito de interface.

γ_d – peso específico aparente seco do solo.

$\gamma_{d,max}$ – peso específico do solo no estado mais compacto.

$\gamma_{d,min}$ – peso específico do solo no estado mais fofo.

ε – deformação específica.

μ – tangente do ângulo de atrito do solo.

σ_v – tensão vertical

σ_v/σ_{vi} – variação de tensão vertical.

σ_{xy} – tensão cisalhante no plano XY.

σ_{yz} – tensão cisalhante no plano YZ.

Δd – deflexão vertical do duto.

ΔH_1 – recalque do aterro.

ΔH_2 – recalque do terreno natural adjacente ao duto.

ΔH_3 – recalque da base do duto.

ΔX – deflexão horizontal da fórmula de Iowa.

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ANP – Agência Nacional do Petróleo.

API – American Petroleum Institute.

ASME – American Society of Mechanical Engineers.

AWWA – American Water Works Association.

B – largura da vala.

b_c – diâmetro do duto em saliência negativa.

b_d – largura da vala em saliência negativa.

c – coesão solo.

CAM-Central – Estação Central de Canto do Amaro.

C_d – parâmetro unidimensional do método de Marston-Spangler.

CDG – coeficiente de deflexão global.

D – diâmetro nominal do duto.

d^* – deflexão na parede do duto.

d^*_{adm} – deflexão máxima admissível.

D/t – relação diâmetro e espessura do duto.

D_1 – fator de deflexão ou fluência.

D_r – densidade relativa do solo.

E' – módulo de reação do solo.

E_{50} – rigidez de carregamento triaxial do solo.

EA – rigidez axial.

EI – rigidez a flexão.

e_{max} – índice de vazios máximo.

e_{min} – índice de vazios mínimo.

E_{oed} – rigidez de carregamento oedométrico do solo.

E_p – módulo de elasticidade do material constituinte do duto.

EPS – poliestireno expandido.

E_s – módulo de deformabilidade do solo circundante ao duto.

ET-A - estação de Estreito A.

E_{ur} – rigidez de descarregamento triaxial do solo.

H – altura de cobertura do solo sobre o duto.

H/D – altura de cobertura relativa.

H_c – altura de aterro.

H_e – diferença de cota entre o plano de igual recalque e o topo do duto.

H_e/B – altura relativa.

HSM – Hardening Soil Model.

I – Momento de Inércia da parede do duto.

ISO – International Organization for Standardization.

K – contaste de berço.

K_0 – coeficiente de empuxo em repouso.

k_a – coeficiente de empuxo ativo.

k_n – rigidez do elemento unifilar.

K_s – módulo de reação do solo.

L – comprimento da caixa de testes.

L_r – comprimento do segmento unifilar.

L_s – largura do segmento unifilar.

$l_{virtual}$ – espessura virtual.

L_v – faixa da zona elevada.

LVDT - transformador diferencial variável linear.

MEF – método dos elementos finitos.

n – número de nós no segmento unifilar.

P – pressão de projeto.

P_c – carga para dutos salientes positivos.

PEAD – polietileno de alta densidade.

PVC – policloreto de polivinila.

q – sobrecarga distribuída na superfície.

r – raio do duto.

R_C – rigidez à flexão do duto.

R_{inter} – rigidez de interface.

R_R – rigidez relativa.

R_S – rigidez do solo.

r_{sd} – razão de recalque para dutos enterrados em saliência positiva/negativa.

RT – rigidez do tubo.

S_A – tensão admissível.

S_C – pressão interna.

S_{CT} – tensão circunferencial total.

S_{HE} – tensão circunferencial oriunda do peso do solo de cobertura.

ΔS_H – tensão circunferencial oriunda de sobrecargas de tráfego.

S_L – tensão longitudinal.

S_{LP} – parcela da tensão longitudinal para a pressão interna.

S_T – tensão circunferencial oriunda da variação de temperatura.

t – espessura da parede do duto.

UAR – Regras de alojamento de utilidades.

UO-RNCE – Unidade Operacional da Petrobras do Rio Grande do Norte e Ceará.

UTPF – Unidade de Tratamento e Processamento de Fluidos.

W – fator geométrico.

W_c – carga vertical.

1. Introdução

1.1 Relevância e justificativa

Os problemas relacionados às interações longitudinais são tridimensionais por excelência, podendo gerar inúmeras situações particulares no comportamento solo/duto em localidades específicas. Em relação ao avanço nas pesquisas na área de dutos enterrados, pouca atenção ao tema foi dada ao longo das últimas décadas, Bueno e Costa (2012). Isso é demonstrado em manuais técnicos, os quais tratam o assunto com muita superficialidade.

Alguns trabalhos mostram a importância do tema como o estudo realizado por Rajani et al. (1996) onde foi investigado redes de distribuição de água em diversas cidades canadenses e foi verificado que 70% do total dos problemas constatados eram oriundos de interações longitudinais. Outro estudo realizado por Benmansour et al. (1997) investigou 90 km da rede de saneamento na cidade de Nice, França. Dos problemas relacionados ao comportamento mecânico dos dutos, trincas e fissuras consequentes de interações longitudinais representaram maior ocorrência do que aquelas advindas de interações transversais.

Segundo Neto (2009) e Acosta (2014), para o caso de dutos apoiados em leito marinho a principal causa de falhas na tubulação é a ocorrência do fenômeno de flambagem, geralmente causado pela alta temperatura do óleo transportado. A expansão ou contração devido ao acréscimo ou decréscimo de temperatura também pode induzir tensões longitudinais na parede do duto.

O material constituinte do duto, o solo circundante e sobrecargas superficiais são os principais fatores que deflagram interações longitudinais. Os mecanismos relacionados ao comportamento do solo podem envolver variações de volume e movimentação de massa promovendo recalque, elevação, deslocamentos laterais ou longitudinais no duto. Sobrecargas superficiais, provenientes de veículos, aterros e de construções em geral podem ocasionar o recalque e movimentações laterais no duto.

Entre os principais mecanismos que promovem o recalque localizado no duto estão o carreamento hidrodinâmico do solo de apoio (*piping*), os solos colapsíveis,

solos moles e zonas mal compactadas no aterro. Já dentre os principais mecanismos que causam a elevação localizada do duto podem-se citar os solos expansivos, a subpressão e o congelamento do solo. Deslizamentos de encostas, escavações adjacentes e solos expansivos estão entre os principais problemas que deflagram movimentações laterais no duto.

Todas essas situações geotécnicas são de grande interesse prático, uma vez que o duto pode experimentar esforços longitudinais e circunferenciais de elevada magnitude, inclusive podendo, eventualmente, sofrer ruptura.

1.2 Objetivos

A presente pesquisa tem como objetivo geral desenvolver um estudo por meio de análises numéricas tridimensionais sobre o comportamento mecânico de dutos enterrados em condições particulares envolvendo a perda de apoio e a elevação localizada. Nesse estudo foi utilizado um aplicativo computacional comercial dedicado aos problemas geotécnicos por meio do método dos elementos finitos. Com o fito de colaborar para uma melhor compreensão dessa questão, esta pesquisa tem por objetivos específicos:

- Investigar aspectos específicos sobre a modelagem numérica, como modelos constitutivos adequados (para o duto e para o solo), influência do atrito de interfaces e densidade de malha;
- Validar o modelo numérico proposto por meio de comparações com os resultados de modelos físicos desenvolvidos por Costa (2005);
- Analisar por meio de modelos numéricos o fenômeno do arqueamento, verificando a sua influência na distribuição das tensões no maciço, mediante a perda de apoio e elevação localizada dos modelos físicos desenvolvidos por Costa (2005);
- Avaliar por meio de modelos numéricos as deflexões ocorridas ao longo do duto, deflagradas pela interação tridimensional solo-duto, nas condições de perda de apoio e elevação localizada dos modelos físicos desenvolvidos por Costa (2005);
- Investigar os aspectos geotécnicos durante a ocorrência de elevação localizada deflagrada por solos expansivos através da simulação numérica de um oleoduto em escala real.

1.3 Organização do texto

O presente trabalho foi dividido em seis capítulos, no primeiro capítulo é exposta a relevância, justificativa e objetivos da análise numérica aplicada ao estudo de dutos enterrados. O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica que abrange critérios de classificação de dutos, modelos analíticos de previsão de cargas e deflexões. Também trata do arqueamento e seu papel no comportamento dessas estruturas e faz, por fim, um apanhado de diversas pesquisas em dutos enterrados, fomentando discussões sobre modelos físicos e numéricos.

No terceiro capítulo, é feita uma abordagem da metodologia empregada para se desenvolver a pesquisa. É apresentada e detalhada a ferramenta computacional empregada. Em seguida são expostos os principais parâmetros usados nas modelagens, incluindo detalhes dos modelos físicos de Costa (2005), encerrando-se com a descrição da sequência das análises numéricas.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados da calibração da modelagem numérica utilizando-se os resultados de modelos experimentais de Costa (2005). Uma comparação entre os dados fornecidos pelo modelo numérico com os dados experimentais de Costa (2005) é feita. A calibração contemplou ainda análises de modelos constitutivos e de influência do atrito de interface, além de discussões acerca do desenvolvimento do arqueamento e das limitações de cada modelo.

No quinto capítulo, é feita uma aplicação do modelo numérico calibrado. Trata-se da análise numérica de um trecho de oleoduto sofrendo elevação localizada. Foi abordada uma ampla gama de variáveis e analisados seus efeitos no comportamento da estrutura. Por fim, o sexto capítulo apresenta as conclusões obtidas no presente trabalho e fornece sugestões para pesquisas futuras.

2. Revisão bibliográfica

2.1 Classificação de dutos enterrados

Conforme Marston (1930), o termo “duto” é um conceito que abrange galerias, drenos, aquedutos, canalizações de água, de esgoto, de fiação telefônica, passagens inferiores, podendo apresentar-se com diferentes tipos de materiais, de formas de seções transversais, de rigidez, e de formas construtivas. Em função disto, a classificação de dutos enterrados pode ser realizada sob quatro aspectos distintos, sendo eles: rigidez, processo construtivo, forma e tipo de material. A seguir será detalhado cada tipo de classificação.

2.1.1 Quanto à rigidez

Ao longo dos anos, os dutos enterrados têm sido classificados quanto ao comportamento estrutural como rígidos ou flexíveis. Segundo esse conceito, um duto é considerado rígido se possuir rigidez estrutural suficiente para sustentar por si só as cargas que lhe são impostas, sejam elas provenientes do peso próprio do solo de cobertura, sejam oriundas de carregamentos externos. Por outro lado, duto flexível é aquele que depende de sua interação como o solo envolvente para suportar o carregamento aplicado.

De maneira geral, quanto ao tipo de material constituinte são considerados como rígidos os dutos de concreto e cimento amianto, sendo os semi-flexíveis, os dutos de ferro fundido de grande diâmetro e por fim, são considerados flexíveis os dutos plásticos e metálicos de paredes delgadas (YOUNG e TROTT, 1984). Contudo, alguns autores consideram deficiente a classificação dos dutos quanto à rigidez baseada simplesmente no tipo de material constituinte ou nas relações entre deflexão, espessura de parede e diâmetro, pois os dutos enterrados podem apresentar resistência e rigidezes variáveis, o que dificulta o enquadramento nestas categorias. Em vista disto, atualmente costuma-se classificar a rigidez não do duto em si, mas do sistema composto pelo duto e o solo circundante.

Uma classificação quanto à rigidez estrutural foi introduzida por Allgood e Takahashi (1972) e aperfeiçoada por Gumbel et al. (1982). Nessa classificação a

rigidez da seção transversal do duto e do meio circundante é considerada como meio classificador e não mais apenas o tipo de material constituinte do duto. Estes autores definiram a rigidez do duto como expresso na equação 2.1.

$$R_C = \frac{E_p I}{D^3} \quad (2.1)$$

Sendo:

E_p : Módulo de elasticidade do material do constituinte do duto;

I : Momento de Inércia da parede do duto;

D : Diâmetro do duto.

E a rigidez do solo foi definida conforme expresso pela equação 2.2.

$$R_S = \frac{E_S}{(1-\nu_S)} \quad (2.2)$$

Sendo:

E_S : Módulo de deformabilidade do solo circundante;

ν_S : Coeficiente de Poisson do solo circundante;

O duto é avaliado como rígido ou flexível com base na rigidez do solo circundante. Esta comparação é feita por um índice denominado rigidez relativa (R_R), expresso pela equação 2.3, dada pela razão entre a rigidez do solo no estado plano de deformações, e a rigidez à flexão do duto.

$$R_R = \frac{R_S}{R_C} \quad (2.3)$$

Gumbel et al. (1982), por exemplo, estabeleceram faixas de valores de rigidez relativa para classificar os dutos, conforme exibido na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação do duto quanto à rigidez relativa (Gumbel et al. 1982).

Rigidez Relativa (R_R)	Proporção da carga suportada pelo duto, em flexão	Comportamento do sistema
$RR < 10$	Mais de 90%	Rígido
$10 < RR < 1.000$	De 10% a 90%	Intermediário
$RR > 1.000$	Menos de 10%	Flexível

2.1.2 Quanto à forma

No que diz respeito à forma, os dutos podem se apresentar com seção transversal: retangular, circular, oval ou em arco, sendo o mais comum o formato circular. A Figura 2.1 ilustra alguns destes tipos.



Figura 2.1 – Formas de dutos encontrados em obras civis: a) forma oval, b) forma circular e c) forma retangular (Aca tubos, 2013).

2.1.3 Quanto ao material

Aço, cerâmica, concreto, ferro fundido, plástico, fibra de vidro e cimento amianto são os materiais mais comumente empregados na fabricação de dutos utilizados em obras civis. São apresentados na Tabela 2.2 os principais tipos de

materiais utilizados na produção de dutos, bem como os seus respectivos diâmetros nominais, recomendação de uso e a sua classificação quanto à rigidez pelos critérios de Young & Trott (1984).

Tabela 2.2 - Principais tipos e propriedades de materiais utilizados como dutos.

Material do Duto	Faixa típica de variação do Diâm.Nom.(mm)	Aplicação	Classificação quanto à rigidez
Cimento Amianto	100-2500	Gravidade	Rígido
	50-2500	Pressão	
Cerâmica	75-1000	Gravidade	Rígido
Concreto Simples	≥ 150	Gravidade	Rígido
Concreto Armado	150-3000	Gravidade	Rígido
Concreto Protendido	450-3000	Gravidade	Rígido
		Pressão	
Fibra de vidro	25-4000	Gravidade	Flexível
		Pressão	
Ferro dúctil	80-1600	Gravidade	Intermediário
		Pressão	
Aço	60.3-2220	Gravidade	Flexível
		Pressão	
u-PVC	110-160	Gravidade	Flexível
	200-630	Pressão	
	17-610		
HDPE	-	Pressão	Flexível
Fibras Asfálticas	50-225	Pressão	Flexível

2.1.4 Quanto à forma construtiva

Os dutos podem ser divididos em duas classes: dutos em trincheira (ou vala) e dutos salientes. Os dutos em vala podem ser inseridos em valas estreitas ou largas, com paredes verticais escalonadas ou inclinadas, como mostrado na Figura

2.2. Os dutos em vala são executados por meio de escavação de uma trincheira no terreno, sendo o duto posteriormente recoberto com solo compactado.

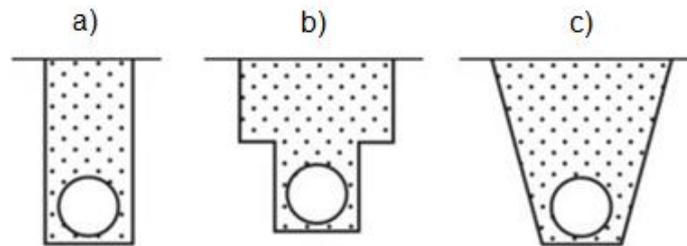


Figura 2.2 – Classificação de dutos enterrados quanto a forma construtiva: a) em vala com paredes verticais, b) em vala com paredes escalonadas e c) em vala com paredes inclinadas (BUENO & COSTA, 2012).

Os dutos salientes constituem estruturas que são assentadas sobre a superfície do terreno natural, com o topo do duto acima ou abaixo deste, e sendo posteriormente cobertos com aterro compactado. Estes podem ainda ser subdivididos em dutos com saliência positiva e saliência negativa. Na condição de saliência positiva a geratriz inferior do duto repousa sobre a superfície natural do terreno ou em vala rasa, de tal forma que a geratriz superior situa-se acima da superfície do solo natural (Figura 2.3a). Quando o duto é instalado em vala estreita e rasa, com a geratriz superior projetada abaixo do nível da superfície do terreno a instalação é considerada como saliência negativa, conforme ilustrado na Figura 2.3b.

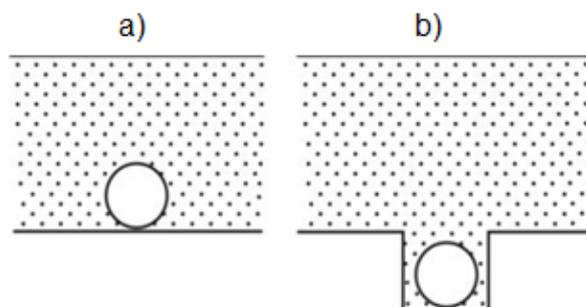


Figura 2.3 – Classificação de dutos enterrados quanto à forma construtiva: a) em saliência positiva e b) saliência negativa, (BUENO & COSTA, 2012).

Os dutos também podem ser instalados através de métodos que eliminam a execução de trincheiras ou valas, reduzindo as intervenções ao meio físico externo, denominados métodos não destrutivos, sendo possível instalar um duto sob uma via de alto tráfego sem causar transtornos. Existem diversas técnicas de instalação de dutos sem trincheira. Em geral a perfuração no terreno é executada por meio de cravação de uma barra maciça (conduzida por maquinário hidráulico ou pneumático) ou por meio de equipamentos dotados de uma broca e operados remotamente por uma estação de controle na superfície como citado por Woodrofle & Ariaratnam (2008), Stuedlien & Meskele (2012) e Li (2013). São exemplos dessas técnicas: *pipe jacking*, *pipe ramming* e perfuração horizontal direcional. Há ainda a perfuração realizada por jatos pressurizados de água ou lama bentonítica associados ou não à broca.

2.2 O arqueamento e seu papel no comportamento de dutos enterrados

O arqueamento do solo é um dos principais fenômenos relacionados ao estudo do comportamento mecânico de estruturas enterradas. Seu estudo foi iniciado em 1895 com a teoria de Janssen aplicada a silos. Posteriormente em 1913, Marston e Anderson definiram equações para o cálculo da carga atuante em estruturas enterradas em vala, levando em conta a atuação do arqueamento.

Basicamente, o arqueamento do solo pode ser definido como o redirecionamento das cargas atuantes na estrutura (peso próprio do aterro e sobrecargas) que ocorre devido a uma redistribuição de tensões provocada pelo movimento relativo entre massas de solo adjacentes, podendo gerar uma redução ou um acréscimo de tensões na estrutura. Isto pode ser observado na construção de valas para o alojamento de estruturas enterradas, tais como dutos. Algumas soluções analíticas disponíveis na literatura permitem avaliar este fenômeno a partir de propriedades físicas e mecânicas do meio estudado, como mostrado por Handy (1985).

O fenômeno do arqueamento tem sido abundantemente abordado na literatura desde a publicação de Terzaghi (1936) sobre o problema do alçapão (TERZAGHI, 1943; SPANGLER, 1962; HANDY 1985; COSTA et al. 2009; SHUKLA & SIVAKUGAN, 2013).

O arqueamento é dividido em duas categorias distintas. É classificado como arqueamento ativo (ou positivo) quando a tensão em uma determinada região do maciço próxima à estrutura instalada, tal qual um duto, sofre redução. A tensão na região da inserção é transferida para outras localidades do maciço até que o equilíbrio seja restabelecido. No caso contrário, ou seja, quando há aumento de tensão na zona de inserção da estrutura, é denominado arqueamento passivo (ou negativo). O arqueamento ativo é comumente verificado em maciços próximos a túneis, valas escoradas, instalações com dutos flexíveis, estruturas de contenção, dentre outras obras geotécnicas. Ancoragens terrestres e submarinas, dutos rígidos e dutos sujeitos a elevação localizada são exemplos típicos de estruturas associadas ao arqueamento passivo.

Para ilustrar este comportamento distinto entre o arqueamento ativo e passivo, Spangler (1948) esquematizou uma vala com duto enterrado, na qual a região de solo que atua diretamente sobre o duto é representada como região 1, e as massas laterais de solo natural como regiões 2 e 3, assim como mostrado na Figura 2.4.

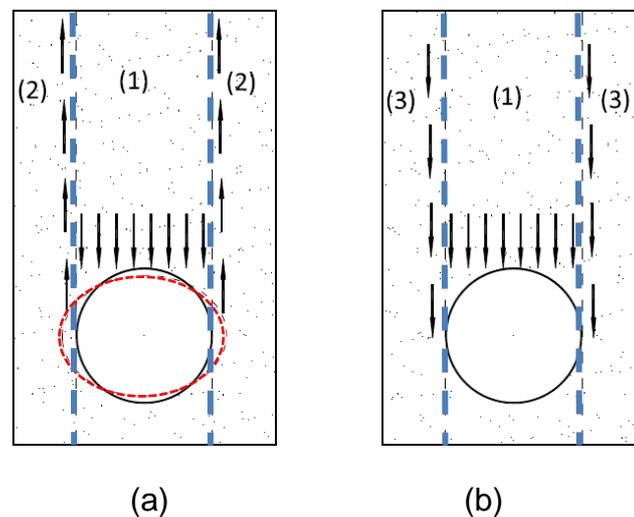


Figura 2.4 – Esquema do arqueamento desenvolvido em: a) duto flexível e b) duto rígido (Adaptado de SPANGLER, 1948).

Na Figura 2.4a, é verificada uma maior deformação no duto devida a atuação do peso próprio do solo da região (1). A movimentação descendente da massa de solo sobre o duto desencadeia tensões de cisalhamento nos planos verticais

formados com a massa de solo natural da região (2). Esta transferência de tensão do maciço deformado para o solo adjacente reduz a carga atuante sobre a estrutura, e acrescenta tensões na região lateral. Este efeito é classificado como arqueamento ativo ou positivo.

Na Figura 2.4b, não há deformações no duto rígido que promovam um deslocamento na massa de solo da região (1). Neste caso, os deslocamentos são de maior magnitude na massa de solo natural lateral da região (3). Assim, o aterro da região (1) recebe a contribuição da região (3), aumentando a carga atuante sobre o duto. Este efeito é classificado como arqueamento passivo ou negativo.

Algumas soluções teóricas e numéricas permitem a avaliação do estado de tensões no sistema solo/duto. Além disso, a avaliação das tensões por modelos físicos que simulem a condição descrita na Figura 2.4 são fundamentais para análise de situações específicas como perda de apoio e elevação localizada. Costa et al. (2009) desenvolveram um estudo experimental com centrífuga geotécnica a fim de simular a condição de arqueamento ativo, em duto flexível com perda de apoio, resultando em deformações plásticas, como ilustrado na Figura 2.5. Estas são importantes, uma vez que são úteis no processo de dimensionamento de valas para berço de dutos enterrados, permitindo avaliar alguns aspectos envolvidos no estudo, tais como aspectos geométricos e mecânicos. A seguir, serão apresentadas algumas destas soluções.

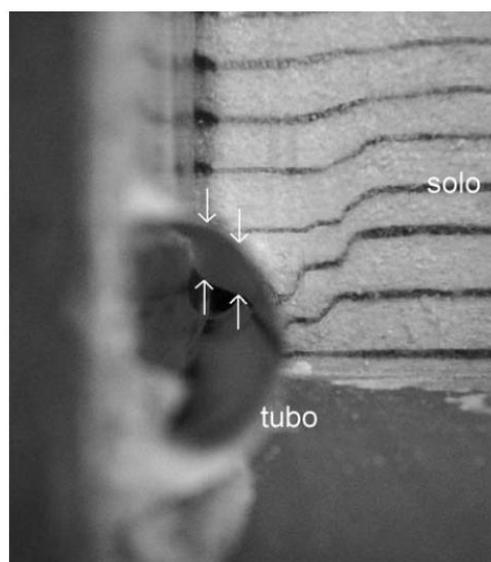


Figura 2.5 – Dano sofrido pelo duto nos ensaios em centrífuga geotécnica com perda de apoio localizada (COSTA et al. 2009).

2.3 Determinação de cargas em dutos

Os processos utilizados no cálculo de cargas verticais em dutos enterrados foram primeiramente desenvolvidos por Marston em 1913 e posteriormente complementados por Spangler. A teoria desenvolvida a partir desses trabalhos é denominada método de Marston-Spangler. As cargas verticais que atuam sobre dutos podem ser do peso próprio do solo de cobertura e de sobrecargas aplicadas à superfície do aterro, podendo estas ser estáticas, móveis, concentradas ou distribuídas. O método é baseado no modelo de Janssen (1895), para instalação em vala.

O conceito básico dessa teoria é que o peso da coluna de solo acima do duto enterrado é minimizado pela ação das forças cisalhantes que atuam nas paredes da vala em um sistema de prismas interno e externos, ou seja, partes das cargas são transferidas para as massas de solo adjacentes, resultando em um carregamento reduzido sobre o duto, menor que o peso da camada de solo que o sobrepõe. As forças de cisalhamento mobilizadas nas laterais da vala têm uma relação direta com a tensão horizontal que o aterro exerce sobre as paredes da vala, a qual pode ser estimada a partir do coeficiente de empuxo ativo (K_a) de Rankine.

Assumindo que a distribuição de tensão vertical é uniforme em qualquer plano horizontal no interior da vala e que há mobilização integral da resistência ao cisalhamento nas paredes da vala, o autor propôs a expressão descrita na equação 2.4.

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2k_a \tan \varphi} \left[1 - \exp\left(-k_a \tan \varphi \frac{2H}{B}\right) \right] + q \cdot \exp\left(-k_a \tan \varphi \frac{2H}{B}\right) \quad (2.4)$$

Em que: B = a largura da vala, c = coesão na interface, γ = peso específico do material de aterro, φ = ângulo de atrito interno do material de aterro, q = sobrecarga distribuída na superfície, H = altura de cobertura de solo sobre o duto e k_a = o coeficiente de empuxo ativo.

Assumidos constantes com a profundidade o peso específico e o ângulo de atrito do solo, também considerando a coesão (c) e a sobrecarga (q) nulas, tem-se a equação 2.5.

$$\sigma_v = \gamma B^2 C_d \quad (2.5)$$

Em que C_d é um parâmetro adimensional definido pela equação 2.6.

$$C_d = \frac{1 - e^{-\alpha H}}{2K_a \tan \varphi} \quad (2.6)$$

Handy & Spangler (2007) sugerem que k_a pode ser tomado conservadoramente como 0,11 para argilas saturadas e 0,19 para solos granulares, podendo-se assumir valores dentro desta faixa para os demais solos. α é um coeficiente definido por:

$$\alpha = \frac{2K_a \tan \varphi}{B} \quad (2.7)$$

Singh et al. (2010) realizaram um estudo em que avaliaram criticamente a equação de Marston-Spangler mostrando que a tensão vertical média dentro do aterro em qualquer profundidade é governada pelo produto do coeficiente de empuxo ativo K_a e o coeficiente de atrito da parede do aterro ($\tan \delta$), que por sua vez não varia significativamente com a variação de ângulo de atrito interno do material de aterro (φ). Conforme Singh et al. (2010) a tensão normal média depende do valor assumido para a relação δ/φ , a qual é regulada pela rugosidade da interface, o movimento do aterro contra a parede vala, e se a pressão do solo sobre a parede está próxima ao repouso, em um estado ativo ou passivo.

Com base na Eq.(2.4) observa-se que o valor do carregamento vertical sobre elementos enterrados depende diretamente da relação entre a altura do aterro e a largura da vala (H/B). Em valas largas, onde os valores da relação H/B são relativamente baixos, a parcela devida ao atrito das paredes torna-se insignificante, perante a parcela do peso próprio. Por outro lado, ao se diminuir a largura da vala (B), aumentando assim a razão H/B, o valor da parcela devida ao atrito atinge valores expressivos se comparado à parcela de peso próprio.

A condição de vala deixa de existir para valores muito baixos de H/B , caracterizando, assim, uma condição de aterro. E neste caso, a equação 2.4 não é mais válida e o cálculo do carregamento deve ser realizado considerando-se a condição de dutos salientes. O comportamento das cargas sobre o duto para essa situação é completamente diferente (FERREIRA et al. 2006).

Para quantificar a carga atuante no topo de dutos salientes enterrados é necessário, primeiramente, determinar a razão de recalque. Tratando de dutos de saliência positiva este parâmetro, semi-empírico, é definido como a razão entre as diferenças de recalque do plano crítico, plano horizontal tangente ao topo do duto, e o recalque do topo do duto, conforme ilustra a Figura 2.6. Este parâmetro é obtido da equação 2.8.

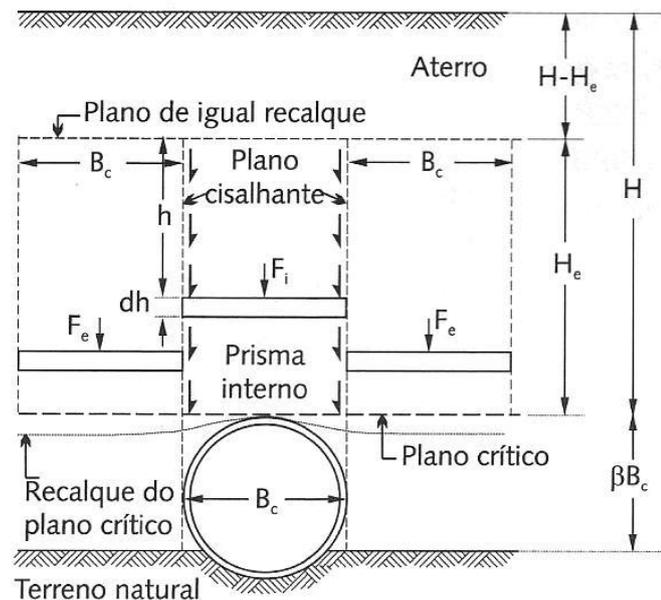


Figura 2.6 – Razão de recalque para a condição de saliência positiva, Teoria de Marston-Spangler (BUENO & COSTA, 2012).

$$r_{sd} = \frac{(\Delta H_1 + \Delta H_2) - (\Delta H_3 + \Delta d)}{\Delta H_1} \quad (2.8)$$

Sendo:

r_{sd} : razão de recalque para dutos enterrados em saliência positiva;

ΔH_1 : recalque do aterro;

- ΔH_2 : recalque do terreno natural adjacente ao duto;
 ΔH_3 : recalque da base do duto;
 Δd : deflexão vertical do duto.

Spangler (1951) estabeleceu, através de trabalhos experimentais, valores para a razão de recalque em função da rigidez do duto e do tipo de solo da fundação ou aterro. Os valores recomendados pelo autor estão apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valores da razão de recalque, segundo Spangler (1951).

Condições	Razão de recalque (r_{sd})
Duto Rígido, fundação de rocha ou solo indeslocável	+1,0
Duto Rígido em fundação de solo natural	+0,5 a 0,8
Duto Rígido em fundação de material que desloca em relação ao solo adjacente	0 a +0,5
Duto Flexível com solo adjacente pouco compactado	-0,4 a 0
Duto Flexível com solo adjacente bem compactado	-0,2 a +0,8

A razão de recalque positiva indica que o solo adjacente ao duto recalca mais que o aterro sobre o duto, portanto, o efeito do arqueamento passivo é predominante, ou seja, não há alívio da carga atuante sobre o duto. Já a razão de recalque negativa é representativa do fenômeno do arqueamento ativo. A partir da definição genérica da Teoria de Marston-Spangler para cargas atuantes sobre dutos salientes enterrados, define-se, para a condição de carga para dutos salientes positivos, a equação 2.9.

$$F_i = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 \quad (2.9)$$

Em que B_c é o diâmetro do duto, γ é o peso específico do solo de aterro e C_c é o coeficiente de carga. Para a condição de saliência positiva completa, o coeficiente de carga C_c é determinado conforme a equação 2.10, e para saliência positiva incompleta, conforme expresso na equação 2.11. Estes coeficientes são determinados a partir da somatória de forças verticais para a condição de saliência positiva completa ou incompleta.

$$C_c = \frac{\exp\left(\pm 2K\mu \cdot \frac{H}{B_c}\right) - 1}{\pm 2K\mu} \quad (2.10)$$

$$C_c = \frac{\exp\left(\pm 2K\mu \cdot \frac{H}{B_c}\right) - 1}{\pm 2K\mu} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c}\right) \cdot \exp\left(\pm 2K\mu \cdot \frac{H_e}{B_c}\right) \quad (2.11)$$

Em que $\mu = \tan\phi$, H é a altura de aterro, H_e é a altura de igual recalque (diferença de cota entre o plano de igual recalque e o topo do duto), O sinal do expoente é positivo quando a razão de recalque é positiva, e negativo quando esta for negativa. A carga atuante sobre dutos salientes negativos enterrados é determinada pela equação 2.12 para a condição de vala completa e pela equação 2.13 para a condição de vala incompleta, esta última ilustrada pela Figura 2.7.

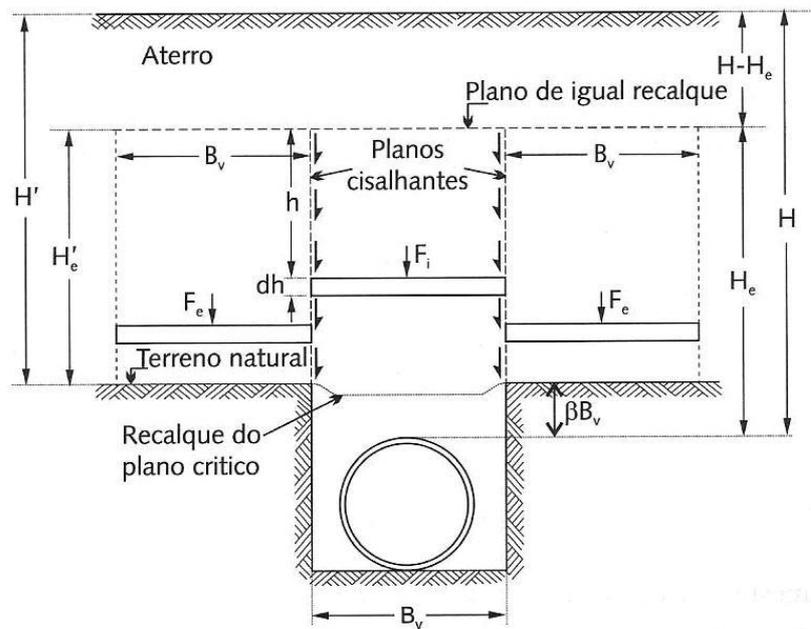


Figura 2.7 – Condição de saliência negativa, Teoria de Marston-Spangler (BUENO & COSTA, 2012).

$$F_i = C_n \cdot \gamma \cdot b_v^2 \quad (2.12)$$

$$F_i = C_n \cdot \gamma \cdot b_c^2 \quad (2.13)$$

Em que b_c é o diâmetro do duto e b_v largura da vala. Neste caso, o coeficiente de carga C_n pode ser determinado graficamente através de correlações entre as razões de altura do aterro pela largura da vala (H/b_v) ou pela equação 2.14 descrita por Spangler (1950).

$$C_n = \left[\frac{1 - \exp\left(-2K\mu \frac{H_e}{b_v}\right)}{2K\mu} \right] + \left(\frac{H}{b_v} - \frac{H_e}{b_v} \right) \cdot \exp\left(-2K\mu \cdot \frac{H_e}{b_v}\right) \quad (2.14)$$

A razão de projeção é igual à distância do topo do duto dividida pela largura da vala. O plano crítico para dutos enterrados de saliência negativa é o plano horizontal no nível do terreno natural. A razão de recalque para a condição de saliência negativa é obtida dividindo-se a diferença entre os recalques do terreno natural e o plano crítico de recalque pelo recalque do prisma de solo da vala, como mostrado na equação 2.15.

$$r_{sd} = \frac{\Delta H_3 - (\Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta d)}{\Delta H_1} \quad (2.15)$$

Sendo:

- r_{sd} : razão de recalque para dutos enterrados em saliência negativa;
- ΔH_1 : recalque do plano crítico decorrente da compressão do solo da subvala;
- ΔH_2 : recalque da base do duto;
- ΔH_3 : recalque do terreno natural;
- Δd : deflexão vertical do duto.

2.4 Deflexões em dutos flexíveis

Dutos flexíveis precisam interagir fortemente com o solo adjacente. Quando instalados sofrem deformação sob a ação do aterro, com redução do diâmetro vertical e aumento do horizontal. Este movimento das paredes do duto no sentido horizontal contra o solo circundante mobiliza a resistência do solo lateral e impede que o duto possa continuar se deformando. Assim, conforme Bueno & Costa (2012) nos dutos flexíveis a ruptura pode ocorrer por flambagem elástica ou plastificação das paredes, além de deflexão excessiva.

A contribuição mais difundida para a estimativa de deflexões em dutos flexíveis foi desenvolvida por Spangler (1941) a partir de uma série de ensaios em verdadeira grandeza. Spangler formulou uma expressão que ficou conhecida na literatura como fórmula de *Iowa*, capaz de determinar a deflexão máxima de dutos flexíveis sujeitos a carregamento. A equação é função da constante de berço (K), da carga vertical (W_c), do raio do duto (r), do módulo de elasticidade (E), do momento de inércia da parede do duto (I), do módulo de reação do solo (K_s) e de um fator de deflexão ou fluência (D_I). Na Figura 2.8 representam-se as cargas consideradas na formulação.

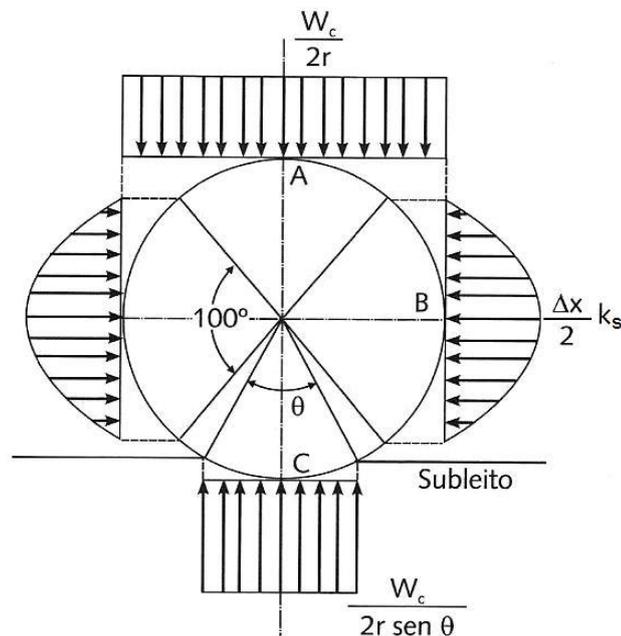


Figura 2.8 – Representação dos parâmetros da fórmula de Iowa para dutos flexíveis (BUENO & COSTA, 2012).

Posteriormente foi verificado que na realidade K_s não era constante, mas sim o produto $K_s \cdot r$ (WATKINS e SPANGLER, 1958), que foi denominado *módulo de reação do solo* (E'), sendo introduzido na fórmula de Iowa como descrito na equação 2.16. O módulo de reação do solo (E') pode ser extraído da Tabela 2.4, conforme sugerido por Lingzhen e Jian (2012).

$$\Delta X = D_I \frac{K \cdot W_c \cdot r^3}{EI + 0,061 \cdot E' \cdot r^3} \quad (2.16)$$

Tabela 2.4 - Parâmetros de projeto para condições de assentamento de dutos. (LINGZHEN e JIAN, 2012).

Condição de instalação do duto	2α (°)	E' (Mpa)
Assentado sob indeformável	30	1,0
Assentado sob indeformável, solo levemente compactado abaixo da linha d'água	45	2,0
Assentado sob base de espessura não superior a 10 centímetros, solo levemente compactado abaixo da geratriz superior	60	2,8
Assentado sob areia, cascalho ou brita com embutimento de 1/8 do diâmetro do duto, solo com grau de compactação de cerca de 80% abaixo da geratriz superior	90	3,5
Assentado sob argila compactada até a linha d'água, aterro com grau de compactação de cerca de 90% abaixo da geratriz superior	150	4,8

O parâmetro D_I pode variar de 1,25 à 1,50 de acordo com as deflexões observadas em laboratório. Contudo, atualmente se sabe que grande parte das deformações ocorre durante a fase construtiva, sendo comum adotar $D_I = 1$. Esse pico de deformação durante a fase de instalação é típico dos termoplásticos (PVC e HDPE), o que pode ser benéfico segundo Teruhisa e Shad (2007) para minimizar as deflexões em longo prazo. Para a constante de berço o valor empregado usualmente é 0,1, mas pode variar de 0,083 a 0,1 em função do ângulo de berço.

Logo após a publicação da Fórmula de Iowa, convencionou-se que dutos corrugados de aço suportariam um limite máximo de deflexão total igual a 20% (SPANGLER, 1941). Como resultado, incorporou-se à prática um limite de 5% para tubos metálicos flexíveis, obtido mediante um coeficiente de segurança igual a quatro. Contudo alguns autores sugerem o uso de um fator de segurança estimado a partir da probabilidade de falhas, resultando em valores menos conservadores como sugere o trabalho de Sivakumar et al. (2006) e Babu & Srivastava (2010) indicando um valor deflexão total igual a 10% (fator de segurança igual a dois) durante uma vida útil de 50 anos.

2.5 Avaliação de dutos enterrados por meio de modelagens físicas e numéricas

As pesquisas disponíveis sobre o comportamento tridimensional de dutos enterrados permanecem escassas e muitos aspectos da interação longitudinal necessitam de maiores esclarecimentos. Por exemplo, a maioria dos trabalhos é limitada a investigações da variação de tensões apenas sobre o duto. Além disso, grande parte das análises experimentais e numéricas sobre a redistribuição das tensões e deflexões ao longo do duto, após ocorrências que mobilizem a interação longitudinal, é restrita ao estado plano de deformação (COSTA, 2005; AROCKIASAMY et al. 2006; IAN, 2012; ALMAHAKERI et al. 2013).

De forma a preencher essa lacuna, Costa (2005) desenvolveu um estudo experimental abrangente sobre o assunto através de modelos físicos em escala reduzida, incluindo ensaios em centrífuga. A abordagem tridimensional da pesquisa permitiu o acompanhamento de deflexões e deformações no duto, bem como a tensões atuantes no maciço circundante. Também foram observados os mecanismos de ruptura com o duto sujeito a perda de apoio e elevação localizada. Diversos aspectos do comportamento longitudinal dessas estruturas puderam ser elucidados a partir deste trabalho pioneiro. Contudo, apesar do grande avanço alcançado, muitos aspectos sobre o problema ainda carecem de maiores investigações.

A pesquisa desenvolvida por Costa (2005) teve como base dois programas de ensaios distintos. O primeiro programa contou com modelos dotados de instrumental capaz de medir as deflexões e as deformações ao longo do duto e variações de tensões no maciço de solo circundante, este foi desenvolvido no laboratório de geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP).

Os modelos construídos e ensaiados na EESC/USP consistiam basicamente de um maciço de areia pura contido em uma caixa metálica dotada de um mecanismo de alçapão em sua base, sobre o qual repousava um duto. Uma sobrecarga era aplicada à superfície do maciço e em seguida o alçapão era movimentado verticalmente no sentido descendente ou ascendente. Para a obtenção dos deslocamentos do duto durante os ensaios, confeccionou-se um transdutor de deslocamentos composto por *strain-gages*. As tensões totais no maciço foram obtidas através de células de tensão de interface e de inclusão na

massa de solo, perfazendo um total de 16 unidades por ensaio. A Figura 2.9 mostra a caixa de testes construída juntamente com a instrumentação utilizada.

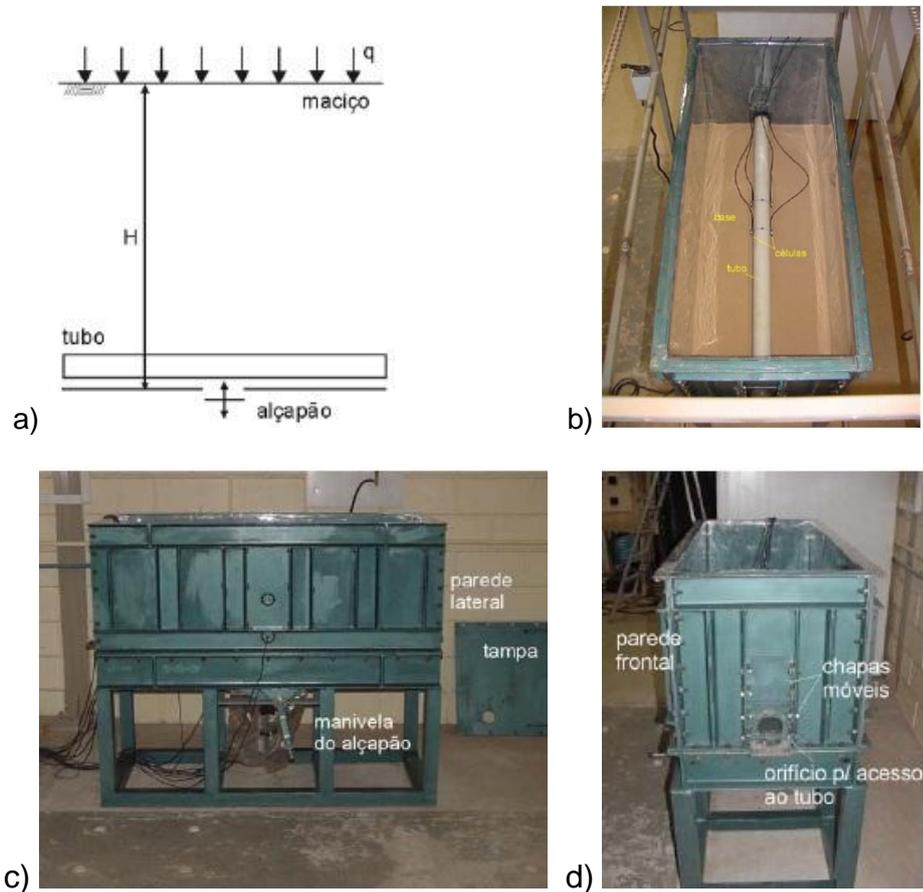


Figura 2.9 – Arranjo do modelo realizado na EESC/USP: a) Esquema com vista lateral da caixa com alçapão e sobrecarga, b) vista superior com duto instalado, c) vista lateral e d) vista frontal da caixa de testes (COSTA, 2005).

O trabalho de Costa (2005) compreendeu a realização de um total de 37 ensaios. A geometria do alçapão, a rigidez do duto, a densidade relativa do solo e o nível de tensão foram as principais variáveis investigadas. As principais conclusões obtidas na pesquisa são destacadas a seguir:

- A magnitude do recalque superficial apresentou-se independente da rigidez do duto, guardando relação apenas com a densidade do solo;
- Os resultados evidenciaram que o potencial de avaria ao duto mediante uma eventual perda de apoio localizada é intimamente relacionado à compactação

do solo de aterro. Se o aterro é adequadamente compactado, o conduto apresentará grandes chances de permanecer operacional após a ocorrência;

- Após a perda de apoio, cada seção do duto assumiu um perfil de deflexão distinto ao longo do comprimento. As deflexões induzidas pela perda de apoio atingiram uma distância de até cinco vezes o diâmetro na região do duto fora do alçapão;
- De forma geral, a deformação da seção transversal central do duto aumentou significativamente com a redução da densidade relativa do solo e com o aumento da sobrecarga superficial.

A adequada avaliação dos esforços longitudinais submetidos ao duto deve contemplar análises das deflexões, dos esforços internos ao longo do eixo do duto e principalmente a influência do arqueamento. A avaliação visual dos mecanismos de ruptura envolvidos no processo também é importante para dar suporte à correta interpretação da interação solo-estrutura (COSTA et al. 2009).

Toshinori et al. (2002), estudaram o comportamento de um trecho de curva em um duto enterrado. Foram realizados ensaios com um modelo físico dotado de um duto com diâmetro de 260 mm enterrado a uma profundidade de 0,25 m. O duto recebeu uma carga uniformemente distribuída, e foi equipado com 20 células biaxiais de carga. Na medida em que o duto se deslocava, horizontalmente no maciço, era aferida a distribuição de tensões no solo em torno do duto. Foram observadas as condições para um maciço compacto e fofo, bem como a influência da rugosidade das paredes do duto em relação ao solo.

Segundo o autor, a força de empuxo gerado pela ação do fluido interno tende a causar deslocamentos nas regiões de curvas do duto. Esta força mobiliza um empuxo passivo no solo de circunvizinhança. Os estudos são escassos sobre a magnitude dessas tensões nesses trechos, mas são necessários para projeto. Conforme Toshinori et al. (2002), o padrão atual de projetos para linhas de irrigação no Japão leva em consideração a tensão passiva como uma distribuição na forma trapezoidal. No entanto, a distribuição de tensões no solo não é facilmente conhecida quando o duto sofre deslocamentos laterais.

A distribuição da tensão horizontal no maciço, obtida a partir das células de carga, é apresentada na Figura 2.10. No caso do modelo com maciço compacto e

superfície do duto lisa (Figura 2.10b) as tensões aferidas mostraram uma distribuição aproximadamente convexa, com valores máximos na metade inferior do duto. Por outro lado, no caso do modelo com paredes rugosas (Figura 2.10a), foi verificado que a distribuição de tensão horizontal no solo é mais uniforme. Uma mesma tendência de resultados foi observada para a distribuição da tensão horizontal no solo para as condições de areia fofa (Figura 2.10c e Figura 2.10d) independentemente da rugosidade do duto.

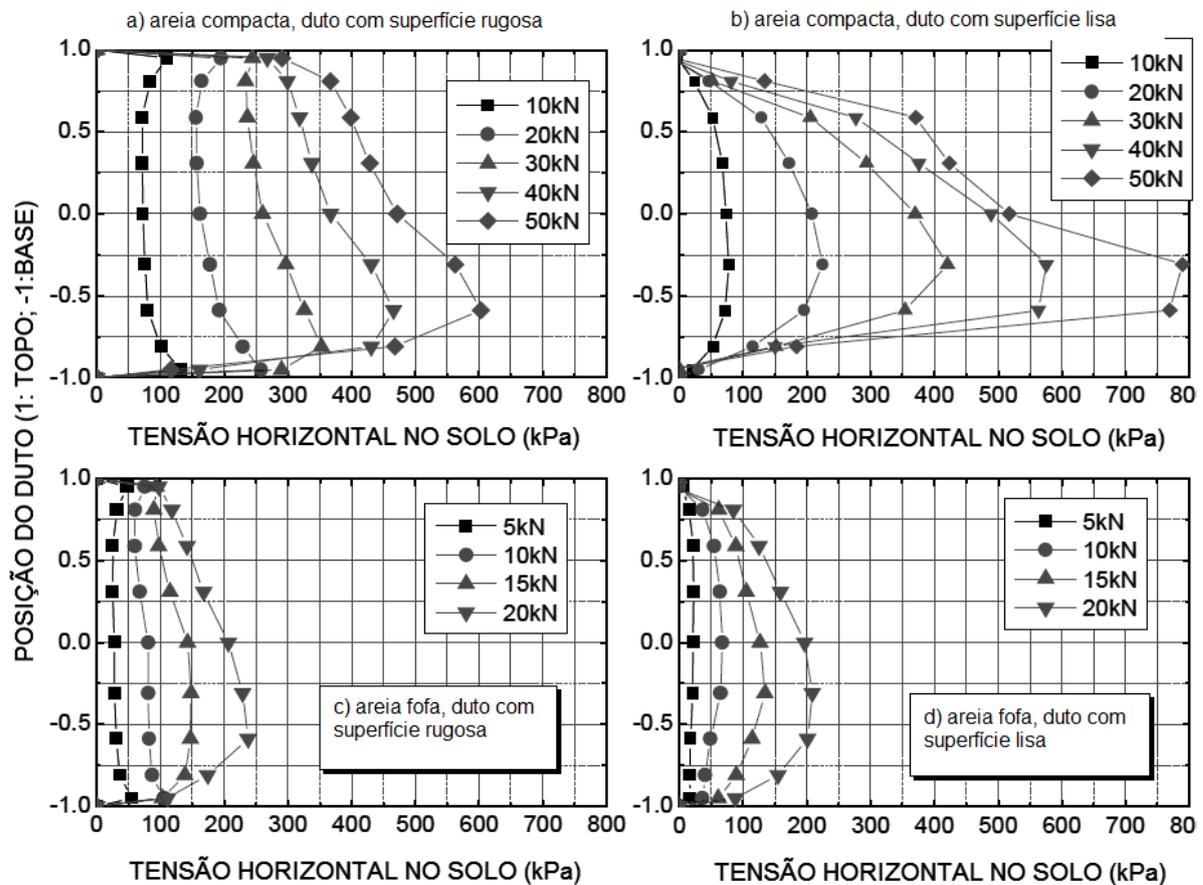


Figura 2.10 – Distribuição de tensões horizontais sobre o duto (Toshinori et al. 2002)

Na concepção atual de projetos de dutos enterrados, em regiões de curvas, a distribuição da tensão lateral do solo é assumida como sendo a mesma para o topo e a base do duto. Contudo, Toshinori et al. (2002) mostraram que o perfil de distribuição de tensões horizontais no solo não é linear entre a base e topo do duto, uma vez que o deslocamento lateral do duto foi ocasionado por forças de empuxo devido à pressão interna. Os autores sugerem, por fim, uma atenção maior na

compactação do solo onde são instaladas as bases que recebem os trechos de curvas.

O trabalho de Arockiasamy et al. (2006) descreve resultados de testes de campo com dutos com grande diâmetro de polietileno de alta densidade (PEAD), policloreto de polivinila (PVC) e metal, submetidos a uma sobrecarga estática aplicada por um caminhão, como representado pela Figura 2.11. Simulações numéricas utilizando o método de elementos finitos também foram empregadas para determinar a resposta do sistema à aplicação de cargas. Comparações dos dados de campo com as respostas do modelo numérico foram feitas para as tensões do solo de envoltória dos dutos, deformação dos perfis transversais e deflexões ao longo do duto.

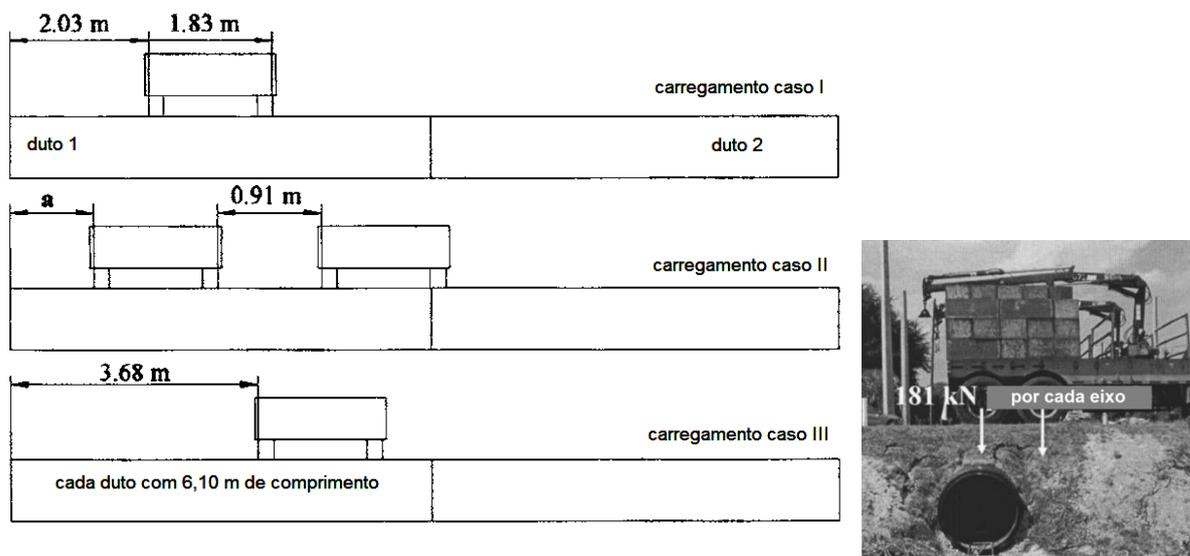


Figura 2.11 – Representação do modelo físico (AROCKIASAMY, 2006).

Segundo Arockiasamy et al. (2006), há pouca informação na literatura sobre o comportamento de dutos enterrados com uma cobertura de solo rasa e sem uma estrutura de pavimento, especialmente para os dutos com um diâmetro nominal igual ou superior a 900 mm. Foram investigados 6 dutos flexíveis, todos com 6,1 m de comprimento (sendo ensaiados em pares e unidos por junta) e com dois diâmetros nominais distintos (900 e 1200 mm). Os ensaios incluíram três tipos de dutos de PEAD, um duto de PVC, um duto de alumínio e um duto de aço. Durante a instalação dos dutos, foram usados LVDTs (*Linear variable differential transformer*) para medir as deflexões.

Os resultados do ensaio de campo indicaram que os dutos enterrados em areia bem graduada com silte, compactada, demonstraram bom desempenho sem exibir qualquer abertura da junta visível ou falha estrutural, ficando as deflexões abaixo do limite. Em condições de pouca profundidade de embutimento (305 mm e 610 mm), o limite de deflexão especificado de 5% pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) também foi atendido. Contudo, conforme os autores é apropriado estabelecer um limite de deflexão vertical de 2% para os dutos de PEAD, durante a fase de instalação.

O trabalho de Srivastava et al. (2012) apresenta a resposta de carga-recalque de uma placa circular com 150 mm de diâmetro assentada sobre um duto flexível. Os experimentos foram realizados em uma caixa retangular com dimensões 0,830 m x 0,815 m x 0,815 m preenchida com areia, testada em duas densidades relativas ($D_r = 50\%$ e 88%). Além disso, também foi analisada a influência da altura de recobrimento, para o duto de PVC, em duas profundidades diferentes (75 e 150 mm). A Figura 2.12 ilustra o modelo físico desenvolvido.



Figura 2.12 – Instrumental usado pelo modelo físico (SRIVASTAVA et al. 2012).

O resultado do modelo físico forneceu interpretação útil sobre o comportamento combinado do sistema solo e duto em termos de resposta carga-recalque. Foi verificado que a resposta carga-recalque não foi muito influenciada pela profundidade de instalação do duto (75 e 150 mm). Por outro lado, a capacidade de carga do sistema solo-duto no maciço mais compacto foi maior. Os

resultados experimentais também foram analisados numericamente utilizando a ferramenta computacional *Plaxis 2D*. Além disso, a técnica do solo grampeado foi explorada experimentalmente e numericamente, sendo avaliada sua possível utilidade na melhoria da capacidade carga do sistema solo-duto. Os resultados ilustrados na Figura 2.13 comprovam os benefícios do emprego da técnica por meio da análise numérica.

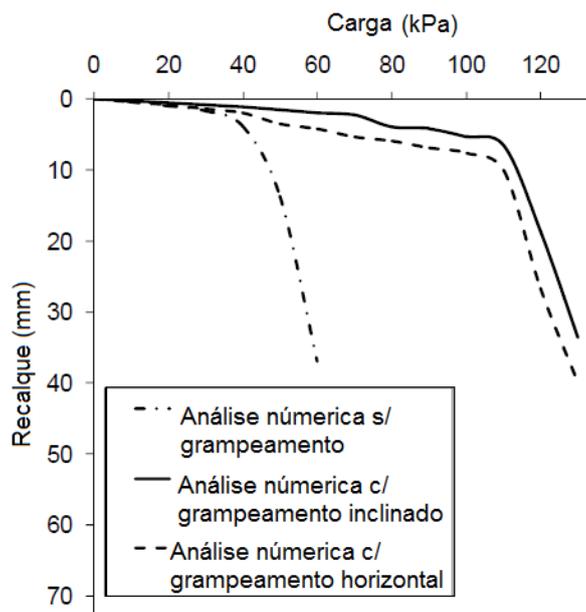


Figura 2.13 – Curva carga-recalque de duto enterrado em simulação numérica (SRIVASTAVA et al. 2012).

No trabalho de Kraus et al. (2013) foi investigado e avaliado o dano potencial que dutos enterrados podem sofrer ao serem submetidos ao tráfego intenso e com excesso de cargas. Para tanto, foram realizados ensaios em laboratório em larga escala visando investigar o comportamento de fadiga de dutos de PVC e concreto. Os experimentos foram realizados em uma caixa de teste com dimensões de 2,44 m de largura por 3,05 m de comprimento e por 2,59 m de altura. O solo usado para aterro na caixa foi uma areia com densidade relativa de 95% compactada com energia de *Proctor* normal. Além disso, a altura de cobertura mínima do duto exigidas pelas UAR (*Utility Accommodation Rules*) foi respeitada, sendo igual a 457 mm.

Os dutos de teste foram instrumentados com *strain gauges* e LVDTs. Os ensaios simularam a condição de sobrecarga estática e dinâmica através de prova

de carga em placa com dimensões de 0,9m x 0,9m, posicionada no meio da caixa de testes, como mostrado pela Figura 2.14.



Figura 2.14 – Foto do ensaio de placa e inspeção visual (KRAUS et al. 2013).

O resultado dos ensaios de carga estática e fadiga indicaram que as deflexões do duto, em termos de redução de diâmetro vertical, foram inferiores a 5%, do valor admissível. Contudo, os danos devido à fadiga foram observados para os dutos de concreto, mesmo com o nível de deformação mínimo. Posteriormente, análises numéricas pelo método dos elementos finitos foram realizadas para fornecer dados adicionais aos resultados do programa experimental. Foi modelado um sistema duto-solo com múltiplas cargas pontuais por meio de modelos bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D). As duas análises feitas pelo método numérico resultaram em deflexões máximas para o duto com boa aproximação com os dados experimentais. Na análise 3D (desenvolvida na ferramenta *Abaqus 6.8*) foi obtido 5,8 mm, na análise 2D (modelado no programa *Plaxis*) 5,5 mm e no modelo físico chegou-se a uma deflexão vertical máxima de 6,1 mm.

Conforme descrito por Almahakeri et al. (2013), a América do Norte é atravessada por muitos dutos de alta pressão que transportam gás e óleo, e a estabilidade dessas estruturas enterradas deve ser mantida sob uma variedade de solos e condições de carregamento. Em seu estudo, uma série de ensaios foi realizada com dutos de aço, enterrados em areia compacta, com dimensões de 105 mm de diâmetro e 1830 mm de comprimento, sendo estes, instalados em uma caixa de testes com dimensões de 4000 x 2000 mm e 2000 mm de altura. As extremidades dos dutos foram tracionadas por dois cabos paralelos, ligados a uma viga posicionada fora da região de teste que, por sua vez, era puxada por um mecanismo hidráulico, como observado na Figura 2.15. Foi investigada a altura de

recobrimento relativa do duto (H/D) com as taxas 3, 5 e 7, assim como duas distâncias horizontais entre o duto e a parede da caixa que não recebeu os cabos de tração na proporção $3D$ e $9,5D$ (sendo D o diâmetro do duto e H a altura de cobertura do solo sobre o topo do duto). Uma consideração especial foi feita para avaliar a influência do atrito entre os cabos de tração e o solo, sendo mostrado que esta fricção é significativa e pode representar cerca de 20% da carga máxima de tração para o caso de $H/D = 3$.

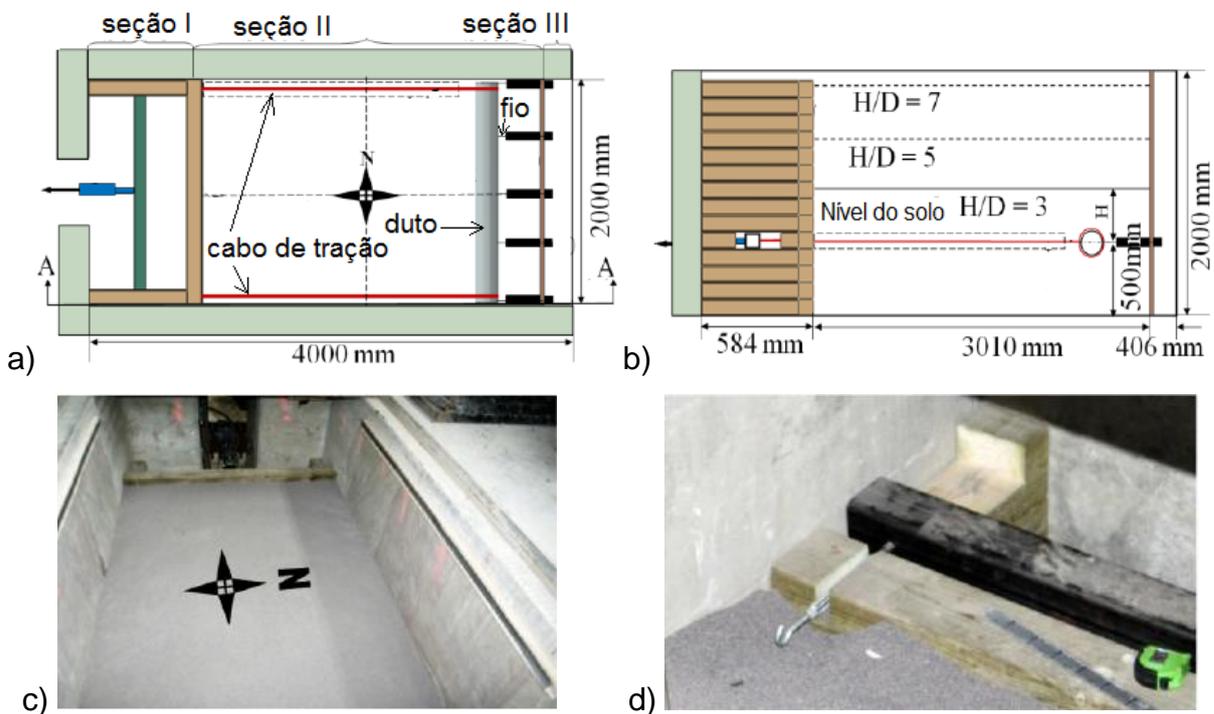


Figura 2.15 – Esquema do modelo físico: a) vista superior; b) vista lateral da caixa de testes; c) imagem do fundo da caixa e d) detalhe da fixação para o cabo de tração (ALMAHAKERI et al. 2013).

O duto foi instrumentado com *strain gages* para medição de tensões e monitoramento de deslocamentos. Os fios metálicos transmissores de dados dos *strain gages* foram passados através de pequenos orifícios na parede da caixa de teste, dentro de dutos de PVC com 50 mm de diâmetro para evitar o contato direto com o solo em cinco pontos equidistantes.

Embora a extensão horizontal do solo contra o duto tivesse uma influência diminuta sobre as forças de tração, as profundidades de instalação dos dutos

influenciaram significativamente as forças finais para o sistema de tração. O mecanismo de ruptura foi governado pelo solo e o duto permaneceu elástico. Também foi observado que a deflexão no duto não é linear com a força de tração impostas nesse experimento, mesmo dentro da faixa elástica do material testado (aço). Conforme os autores, ao se impor um carregamento lateral, as seções chave investigadas em um duto enterrado (onde as deflexões se comportam de forma não linear) devem ser identificadas pelos pontos de inflexão, como esquematizado na Figura 2.16. Mostrando a necessidade de se avaliar o problema forma tridimensional, por se tratar de um problema de interação longitudinal e não de deformação plana.

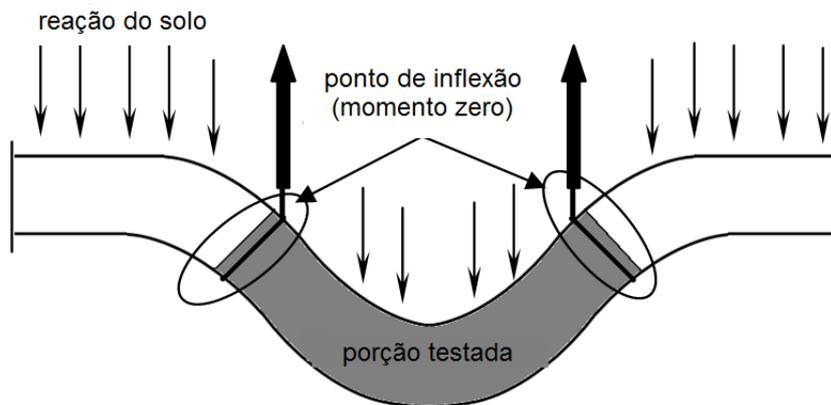


Figura 2.16 – Representação da deformação do duto durante os testes
(ALMAHAKERI et al. 2013).

2.6 Modelagem de dutos enterrados por meio do método dos elementos finitos

Basicamente, a formulação do MEF (método dos elementos finitos) em análises envolvendo dutos enterrados é similar à adotada em qualquer outro problema de engenharia. Isto é, o modelo real é representado por uma malha de elementos finitos conectados por nós. Uma função aproximadora é estabelecida para descrever a variação das incógnitas nodais e utilizam-se métodos de minimização de erros para que a solução aproximada forneça valores mais próximos dos reais.

Em qualquer tipo de análise de MEF, a convergência para a solução exata requer que se utilizem funções aproximadoras de graus elevados ou elementos bem pequenos, especialmente nas regiões onde ocorrem as maiores variações das incógnitas do problema. Esta exigência requer malhas com excessivo número de elementos e nós. No caso particular de dutos enterrados, normalmente é possível tomar proveito de sua simetria para reduzir o modelo e, conseqüentemente, o tempo de processamento. Watkins e Anderson (1999) explicam as principais vantagens da utilização do MEF em relação aos processos comuns de cálculo:

- Considerações da não linearidade e heterogeneidade do solo, especialmente no que se refere ao berço, às diferentes formas de construção da envoltória e do solo de cobertura;
- Variação da rigidez da estrutura incluindo os elementos de fundação, as vigas de rigidez, entre outros;
- Sequência de execução do aterro, incluindo a possibilidade de representar o cimbramento e todos os efeitos que a sequência construtiva produz sobre os resultados finais;
- Consideração da interface entre o solo e o duto, ou seja, do escorregamento ou da aderência perfeita entre ambos;
- Maior precisão na análise do duto, pois se tem os valores de deslocamentos e esforços em cada elemento da estrutura modelada, em cada instante da construção e ao final da execução da obra;
- Consideração da não linearidade geométrica, imprescindível nas análises em que há grandes deslocamentos, que é o caso das estruturas flexíveis.

A seguir, serão apresentados exemplos de aplicações do MEF na análise de dutos enterrados, destacando-se os modelos constitutivos utilizados, a representação do sistema e as demais variáveis envolvidas.

Bakker et al. (1997) desenvolveram um modelo de reação do solo de fundação para analisar tanto o comportamento das deformações como o das tensões em túneis, aplicando técnicas baseadas na modelagem por elementos finitos. Relações simples para o módulo de reação do solo foram comparadas com

os resultados obtidos através de elementos finitos utilizando o programa *Plaxis*. Elementos de viga curvos de alta ordem, com 3 ou 5 nós por elemento, são utilizados para modelar as paredes do duto, e elementos de interface de 6 ou 10 nós são usados para modelar a reação do solo e a interação entre as paredes. Na Figura 2.17 são mostrados os anéis de segmentos em uma configuração de elemento sólido, do qual o túnel é constituído.

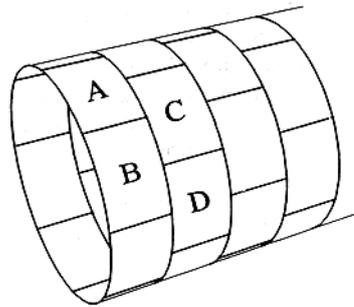


Figura 2.17 – Duto segmentado com elementos de viga (BAKKER et al. 1997).

Para a simulação 2D foram modelados 2 anéis por elemento, onde cada anel consiste de 8 segmentos. Entre os segmentos (“A” e “B” por exemplo) foram usadas articulações impedindo que os momentos fletores fossem transferidos. Entre dois anéis consecutivos há uma interação impedindo que eles se movam independentemente, sendo modelado utilizando elementos de interface para limitar a diferença nos deslocamentos (radiais e tangenciais). A modelagem do problema por elementos finitos é representada na Figura 2.18. Os segmentos “A”, “B” e “C” são os mesmos da Figura 2.17 e a interação entre os elementos é dada pelo elemento de interface “a”. A interação entre os segmentos e o solo circunvizinho é modelada usando elementos de interface “b” e “c”. Cada segmento consiste de um número de elementos de viga para assegurar a compatibilidade.

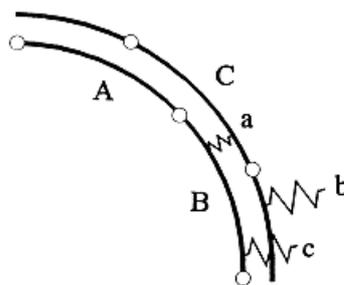


Figura 2.18 – Modelo de elementos finitos segmentado (BAKKER et al. 1997).

Para os segmentos foram usados elementos de viga curvos capazes de descrever deformações normais, cisalhantes e relativas à flexão. Para a interação entre os segmentos e o solo adjacente foram usados elementos de espessura zero ou elementos de interface “a”. Para as deformações específicas (ε) nos elementos de interface foi usada uma espessura virtual $l_{virtual}$, como ilustra a Figura 2.19, combinada com a diferença nos deslocamentos dos lados opostos do elemento, Δu . As deformações foram expressas pelas equações 2.17 e 2.18, para a orientação dos eixos “n” e “s”, respectivamente.

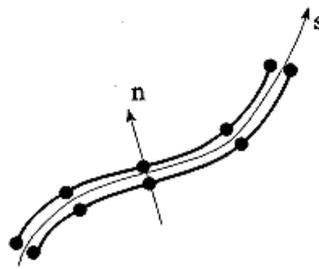


Figura 2.19 – Elemento de interface de dez nós (BAKKER et al. 1997).

$$\dot{\varepsilon}_n = \frac{\Delta u_n}{l_{virtual}} \quad (2.17)$$

$$\dot{\varepsilon}_s = \frac{\Delta u_s}{l_{virtual}} \quad (2.18)$$

Para o cálculo das tensões utilizou-se a expressão descrita pela equação 2.19.

$$\begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_n \\ \dot{\sigma}_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_n \\ \dot{\varepsilon}_s \end{Bmatrix} = \frac{1}{l_{virtual}} \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_s \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

Em que k_n é a rigidez à tensão normal no solo e k_s a rigidez à tensão cisalhante no solo, estas descritas pelas equações 2.20 e 2.21, respectivamente.

$$k_n = \frac{12K}{L_s L_r} \quad (2.20)$$

$$k_s = \frac{2}{L_r} \frac{nK}{L_s} \quad (2.21)$$

L_s e L_r são a largura e o comprimento dos segmentos, n é o número de nós no segmento e K , a rigidez do elemento.

Joshi et al. (2001) utilizaram formulação em elementos finitos para a verificação das tensões em dutos de polietileno corrugado sob uma pilha de lixiviação de minério de cobre com aproximadamente 120 m de altura. Foram avaliados os efeitos da geometria da trincheira no arqueamento do solo. No processo físico, o minério é lixiviado com uma solução de ácido fraco aplicado no topo da pilha e coletado na base pelos dutos de coleta com aproximadamente 100 mm de diâmetro. Esses dutos perfurados de polietileno são ligados a dutos principais de mesmo material, com aproximadamente 600 mm de diâmetro, localizados numa trincheira ao longo da pilha de minério.

Foram utilizadas em sua pesquisa tanto soluções analíticas como numéricas para avaliar as tensões e deformações no sistema solo-duto ao carregamento. As análises numéricas foram feitas usando o programa *Plaxis*, sendo as simulações divididas em dois modelos principais (1 e 2). No modelo 1 os dutos repousam sobre um berço com geomembrana, já no modelo 2 os dutos são inseridos em um corpo de aterro com taludes de inclinação 10H:1V (conforme ilustrado nas Figuras 2.20a e 2.20b, respectivamente). Os dutos foram modelados como elementos de viga curvos e a camada de geomembrana foi modelada como um elemento de interface, com um ângulo de atrito interno reduzido se comparado ao solo adjacente. Assumiu-se que nenhum deslizamento poderia ocorrer entre o solo e o material que circunda o duto uma vez que se considera que o material de aterro da zona do duto é bem compactado.

Os resultados para as duas configurações geométricas de envelopamento mostraram claramente que o solo e as tensões no duto variam significativamente de acordo com a geometria adotada (berço com geomembrana e aterro). Joshi et al. (2001) também concluem que a similaridade das tensões em torno do duto indicou que o grau de arqueamento do solo era equivalente para as duas configurações, porém, a configuração de vala sem geomembrana resultou em menores tensões no maço. Assim, o custo extra de abertura de valas e de colocação da geomembrana poderia ser evitado para esta situação específica.

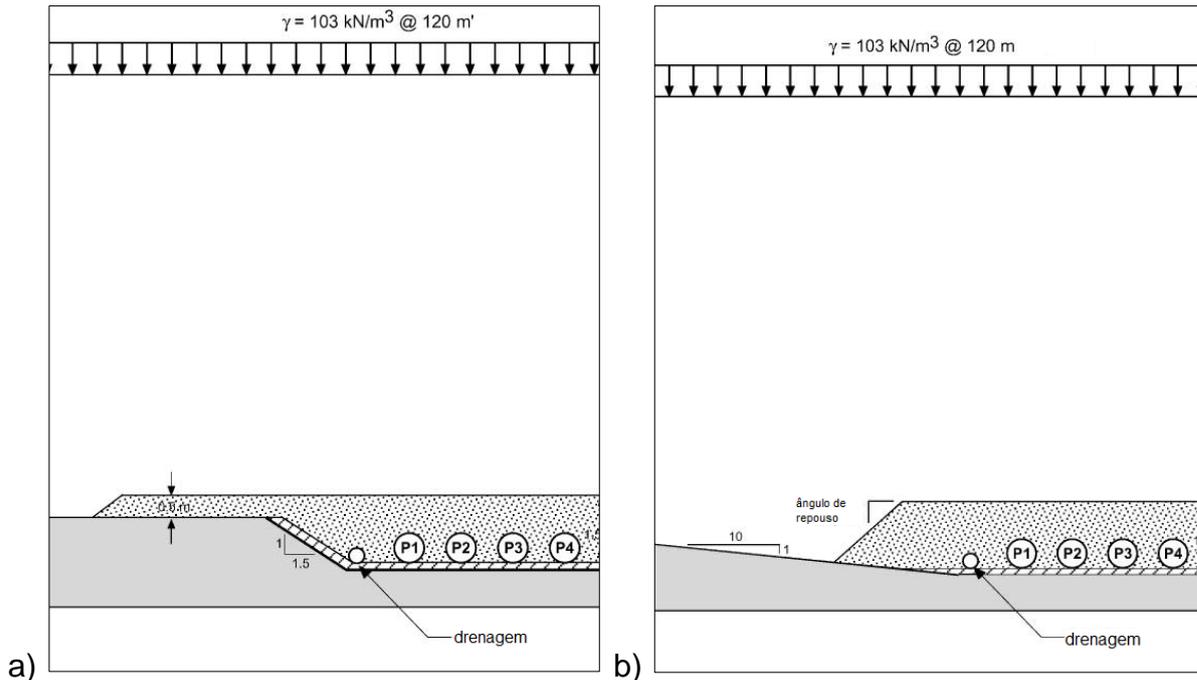


Figura 2.20 – Geometria do modelo numérico desenvolvido: a) situação 1 e b) situação 2 (JOSHI et al., 2001).

Ferreira et al. (2006) descreveram a metodologia de dimensionamento de dutos enterrados proposta pela teoria de Marston-Spangler e analisaram, por meio de simulação numérica, o comportamento mecânico de dutos rígidos enterrados e a sua interação com o solo sem a influência de cargas externas. Para tanto, realizou-se um estudo paramétrico, objetivando confrontar métodos analíticos de cálculo da carga transmitida ao duto com os valores previstos numericamente. O programa utilizado para as análises numéricas foi o *SIGMA/W*. Uma limitação da ferramenta foi o fato de não possuir o elemento estrutural circular para representação do duto. Assim sendo, o contorno do duto foi representado por uma sequência de elementos de viga.

Os limites da malha de elementos finitos foram definidos a partir de estudo paramétrico. Foram realizadas análises variando a largura e a profundidade do modelo. Os estudos consideraram distâncias de $2b$, $3b$ e $6b$, sendo b a largura da vala e em todos os casos adotou-se a mesma sequência construtiva. Com a definição dos contornos do modelo, foram avaliadas as cargas verticais no duto para profundidades de reaterro (H) de 0,50 m, 0,90 m, 1,20 m e 1,50 m. Para as análises foram assumidos os mesmos parâmetros do solo local para o solo de aterro. O comportamento tensão-deformação foi adotado como elásto-plástico para o solo. Os

resultados mostraram que a previsão analítica fornece valores de carga cerca de 1,5 vezes superiores aos obtidos numericamente para dutos de 400 mm de diâmetro, como mostra a Tabela 2.5. Os resultados são preliminares e servem para avaliar o grau de simplificação dos métodos analíticos. A modelagem do processo construtivo ainda poderia ter sido melhorada através da introdução de elementos de interface, bem como a adoção de modelos mais adequados para representar o solo, como o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e modelo hiperbólico.

Tabela 2.5 – Esforços atuantes em duto de 400 mm (FERREIRA et al. 2006).

Reaterro (m)	Simulação Numérica (kN/m)	Equação de Marston (kN/m)	Peso (kN/m)
0,50	6,86	9,105	10,0
0,90	10,53	15,238	18,0
1,20	12,50	19,262	24,0
1,50	14,35	22,851	30,0

Solos colapsíveis sofrem uma redução considerável de resistência ao cisalhamento após sofrerem umedecimento. Alawaji (2008) investigou, por meio de simulações numéricas bidimensionais, os efeitos danosos de um vazamento induzido em solo colapsível, no qual são instalados dutos flexíveis. O programa utilizado foi o *Z-Soil 2007*, no qual a condição progressiva de umedecimento na zona de circunvizinhança de um duto de PEAD com 200 mm de diâmetro foi modelada. O modelo de Mohr-Coulomb foi adotado para representar o solo em elementos de 4 nós quadrilaterais, enquanto o duto foi discretizado por segmentos de viga aproveitando-se da simetria do problema. Foram consideradas as condições de berço (variando-se a espessura do leito de areia onde repousa o duto), a execução do aterro da vala em estágios e sobrecargas. Além disso, o modelo foi submetido a um carregamento vertical de 100 kPa. Os resultados mostraram um aumento no deslocamento vertical e amplificação das deformações no duto à medida que a zona de umedecimento aumentava.

A Figura 2.21 mostra os deslocamentos no duto (na região da base e do topo) em função do aumento progressivo da camada de solo colapsível umedecido (H_w).

Os efeitos do solo colapsível são claramente refletidos no aumento dos deslocamentos verticais, apesar destes ainda continuarem numa faixa admissível de deflexões 3-5%. Além disso, o aumento da espessura do berço e aumento da profundidade de embutimento do duto podem diminuir os efeitos de umedecimento do solo. Alawaji (2008) reconhece, por fim, a necessidade de estenderem as investigações no sentido longitudinal, podendo, inclusive, induzir a resultados de deflexão e tensão ainda maiores.

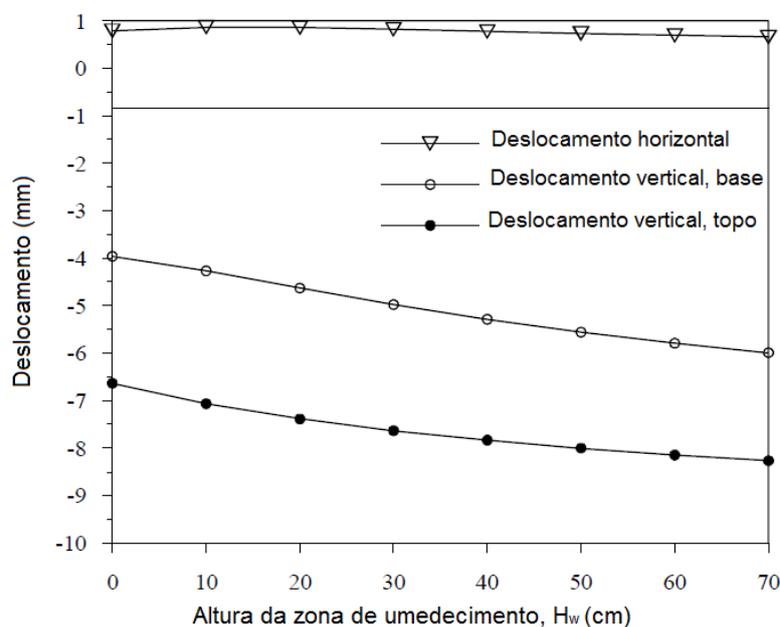


Figura 2.21 – Gráfico Deslocamento do duto em função da faixa de solo colapsível umedecida (ALAWAJI, 2008).

Outros trabalhos, como o de Zhu et al. (2011), estudaram a vulnerabilidade dos oleodutos sujeitos a elevação em solos com potencial para liquefação durante terremotos. Foram realizadas simulações numéricas através do método dos elementos finitos, executados com o programa ANSYS. O oleoduto modelado da classe X70 foi analisado para diferentes diâmetros: 600 mm, 1016 mm e 1219 mm. A elevação foi imposta a partir de deslocamentos prescritos, enquanto ao solo foi atribuído o sistema de molas para sua representação, como mostra a Figura 2.22.

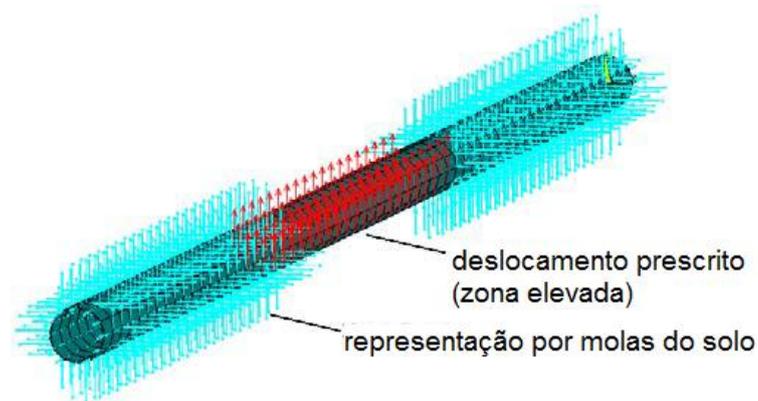


Figura 2.22 – Modelagem de oleoduto sujeito a elevação (ZHU et al. 2011).

Os resultados exibidos na Figura 2.23a e Figura 2.23b mostram que a máxima deflexão nos dutos em situação de elevação aumentam com a largura da zona de liquefação (L_v) e com a relação diâmetro e espessura da parede do duto (D/t), respectivamente. Além disso, segundo Zhu et al. (2011), a profundidade de embutimento deve ser, sempre que possível, minimizada ao se diagnosticarem essas zonas, para garantir a segurança da estrutura.

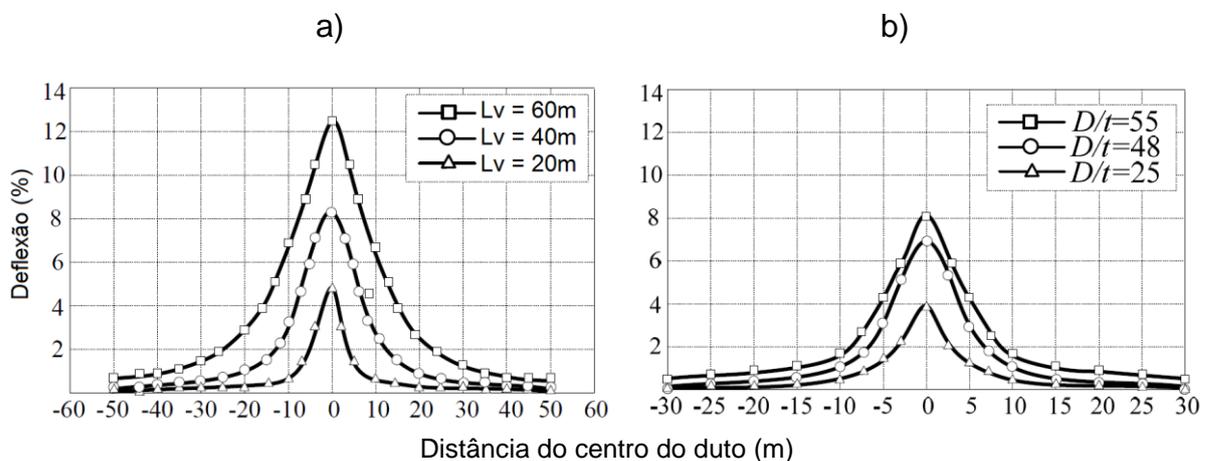


Figura 2.23 – a) Variação da deflexão em função da largura da zona de liquefação; b) Variação da deflexão em função da relação diâmetro e espessura da parede do duto (ZHU et al. 2011).

O trabalho de Santos et al. (2012) fez uso do programa geotécnico *Plaxis* para simular, de forma bidimensional, dutos rígidos submetidos à atuação de cargas provenientes de veículos de passeio e de carga. A sobrecarga, correspondente aos veículos, foi analisada sob a condição de carregamento estático, em duas posições:

junto à parede da trincheira e sobre o eixo de simetria do duto, a Figura 2.24a apresenta o modelo desenvolvido. Também foi estudada a influência dos veículos na condição móvel. Em cada uma dessas situações, foram avaliados os efeitos da sobrecarga sobre o deslocamento horizontal a 0,50 m da parede da vala, bem como as tensões transmitidas ao duto. A pesquisa foi realizada de modo que fosse possível efetuar uma comparação entre os resultados previstos pelos métodos analíticos que constam na literatura e o método numérico.

A malha de elementos finitos gerada foi discretizada de forma a se refinar a região no entorno da escavação da vala e, para aproveitar o caráter simétrico do problema, apenas um lado da vala foi modelado, como apresentado pela Figura 2.24b. Além disso, foi introduzido um material rígido na superfície do terreno, com 0,2 m de largura e 0,1 m de espessura para evitar a ruptura localizada durante as simulações com cargas aplicadas, representando a superfície de contato do pneu do veículo.

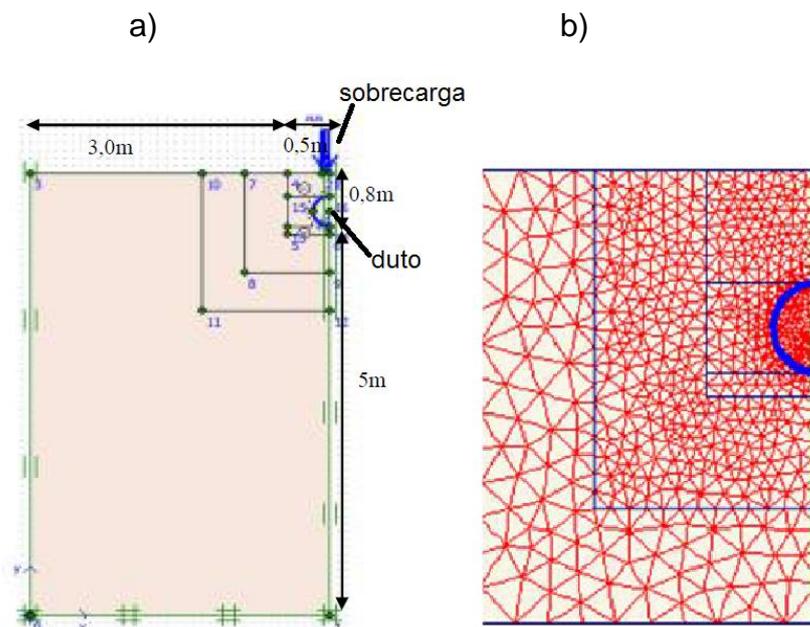


Figura 2.24 – a) Geometria e posicionamento da sobrecarga; b) Detalhamento da discretização da malha na região da trincheira (SANTOS et al. 2012).

Os resultados obtidos para a carga transmitida ao duto, mostrados na Tabela 2.6, mostram que o aplicativo *Plaxis* forneceu valores semelhantes àqueles usando a teoria da elasticidade, na situação de sobrecargas

superficiais atuantes na parede da vala. Por outro lado, houve diferença nos resultados para a condição de sobrecarga sobre o duto. Conforme Santos et al. (2012), isso se deve ao fato do programa computacional incorporar a diferença entre as rigidezes do solo e do duto. As equações analíticas não consideram sobrecarga sobre a vala e estimam os esforços somente com o peso do solo de cobertura. Foi observado tanto no modelo numérico quanto na Teoria da Elasticidade que a sobrecarga sobre a parede da vala praticamente não exerceu influência nas cargas transmitidas ao duto, ou seja, para essa situação de carregamento o duto esteve fora do bulbo de tensões causado pela sobrecarga.

Tabela 2.6 – Resultados de cargas para diferentes modelos (SANTOS et al. 2012).

Método	Condição de Carregamento	Carga Aplicada (kN/m)
PLAXIS	Sem Sobrecarga	5,12
	Sobrecarga na parede	14,33
	Sobrecarga sobre duto	28,36
Teoria da Elasticidade	Sem Sobrecarga	6,00
	Sobrecarga na parede	15,40
	Sobrecarga sobre duto	16,94
Métodos analíticos (sem sobrecarga)	Janssen	2,83
	Marston	5,52
	Engesser	5,45

3. Materiais e métodos

3.1 A ferramenta computacional

3.1.1 Estrutura geral da ferramenta

Simulações numéricas têm sido utilizadas com frequência ao longo das últimas décadas como ferramenta para o estudo do comportamento de estruturas enterradas. A grande maioria desses estudos, no entanto, aborda o problema no estado plano de deformação, desprezando-se as interações longitudinais. Dentre os métodos numéricos, o método dos elementos finitos (MEF) é o de uso mais frequente.

A ferramenta computacional empregada nas análises numéricas foi o programa geotécnico *Plaxis 3D tunnel* (versão 2), da empresa holandesa *Plaxis bv*, destinado especificamente à análise tridimensional de deformações, tensões e estabilidade em engenharia geotécnica. O programa é equipado com recursos para lidar com vários aspectos de estruturas geotécnicas complexas e processos de construção, utilizando procedimentos computacionais robustos. O programa abrange os seguintes módulos: *Plaxis 3D Input*, *Plaxis 3D Calculations*, *Plaxis 3D Output* e *Plaxis 3D Curves*. A seguir serão descritos cada um dos módulos conforme disposto nos manuais de referência e modelo de materiais (PLAXIS 3D, 2013).

O *Plaxis 3D Input* é o módulo onde o modelo tridimensional é criado, as propriedades dos materiais e as condições de contorno do problema são especificadas nessa primeira fase. A disposição de elementos construtivos, carregamentos externos e deslocamentos prescritos também são definidos neste módulo. Para configurar um modelo 3D, primeiro foi necessário criar um modelo de corte transversal (bidimensional) onde uma malha de elementos finitos é gerada primariamente. Subsequentemente, um modelo 3D foi criado especificando todas as coordenadas longitudinais relevantes dos quais o modelo de seção transversal com a malha 2D deveriam ser copiados. A resultante do modelo 3D consiste, portanto, de planos paralelos iguais e “fatias”, sendo uma fatia definida como um volume entre dois planos. Por fim a malha de elementos finitos do modelo 3D é gerada automaticamente pelo programa, conforme esquematizado na Figura 3.1.

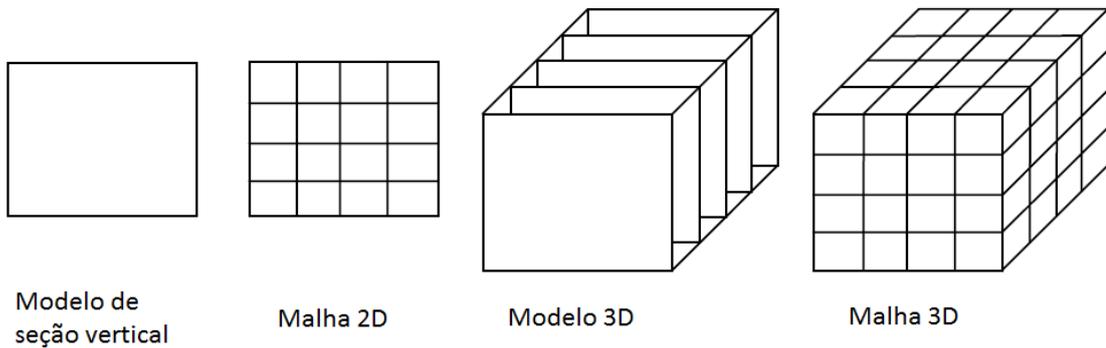


Figura 3.1 – Criação do modelo 3D (adaptado Plaxis, 2013).

O *Plaxis 3D Calculations* contém todas as ferramentas para definir e iniciar os cálculos por meio do método dos elementos finitos. É nesse módulo onde são determinados os estágios de construção, seja por aplicação de cargas externas, pela aplicação de deslocamentos prescritos ou pela escavação de solo. O modo de construções encenado permite uma simulação realista de processos de construção e escavação, ativando e desativando grupos de solo de volume e objetos estruturais, aplicação de cargas e a mudança do nível lençol freático por exemplo.

O *Plaxis 3D Output* reúne todos os resultados obtidos, relacionando os dados de entrada e as respostas dos cálculos de elementos finitos. Os principais dados de saída são os deslocamentos nos nós e as tensões nos pontos de tensão. O módulo oferta um conjunto de ferramentas de visualização para verificar detalhes dos dados por meio de tabelas e gráficos.

O *Plaxis 3D Curves* também é um módulo dedicado à visualização dos resultados, contudo, apenas de pontos escolhidos durante a fase que antecede os cálculos. Seu diferencial em relação ao *Plaxis 3D Output* está na possibilidade de se verificar o progresso dos deslocamentos, das deformações, das tensões e das forças ao decorrer das etapas de cálculos ou outras variáveis.

3.1.2 Estrutura da malha e dos elementos

O modelo tridimensional de planos paralelos não pode ser modificado, com isso o pacote *Plaxis 3D* executa a geração da malha automaticamente, cabendo ao

usuário apenas escolher as regiões do problema onde se justificaria um melhor refinamento da malha. O programa faz uso de elementos triangulares tridimensionais, em forma de cunha, com 15 nós, sem possibilidade de alteração pelo usuário. Este tipo elemento volumétrico confere às simulações do comportamento do solo uma interpolação de segunda ordem para os deslocamentos e a integração envolve seis pontos de tensão, como demonstrado na Figura 3.2.

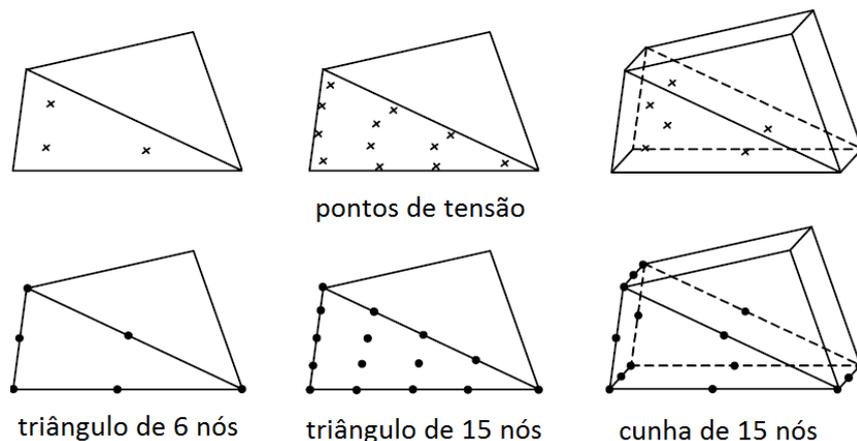


Figura 3.2 – Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos triangulares e de cunha (adaptado de PLAXIS, 2013).

A precisão do elemento de cunha de 15 nós é compatível com um elemento triangular de 6 nós em uma análise bidimensional, elementos com um maior número de nós não são empregados em uma análise 3D em função do grande consumo de tempo computacional exigido para tal. Os elementos de cunha de 15 nós foram usados para simulação do solo, enquanto que elementos de placas, chapas, cascas e geogrelhas foram representados por elementos de placa de 8 nós.

3.1.3 Modelagem do duto

A modelagem do duto foi realizada por meio da ferramenta “*tunnel*” do pacote *Plaxis* 3D. A opção *tunnel* foi concebida para criar túneis circulares e não-circulares que são incluídos já no modelo de seção vertical. Muito embora seu emprego tenha sido dado para a modelagem de dutos enterrados nesta pesquisa, as análises se

dão de forma análoga às de túneis havendo apenas uma redução na escala do problema.

A seção de um túnel ou duto pode ser modelada por arcos e linhas, opcionalmente acrescidos de um revestimento e uma interface. O programa disponibiliza três tipos de túneis: *Bored tunnel*, *NATM tunnel* e *None*. A opção *Bored tunnel* cria um túnel circular que inclui um revestimento homogêneo (composto por casca) e uma interface externa. A forma do túnel consiste de diferentes seções que podem ser definidas como arcos e o contorno do túnel consiste em duas linhas permitindo a simulação de revestimentos espessos para túneis, como os empregados na técnica TBM (*tunnel-boring machine*).

A opção *None tunnel* se remete apenas à composição da geometria do túnel com espessura definida, não fazendo uso de elementos de casca. A espessura das paredes do duto é definida por duas linhas que podem assumir forma circular ou não circular. Essa se tornou a opção menos interessante para a pesquisa em função da limitação gerada na não utilização de interfaces e elementos de casca.

Por fim a opção escolhida nas simulações com dutos foi o novo método de tunelamento austríaco (*NATM tunnel*). Desenvolvido entre 1957 e 1965 na Áustria, trata-se de uma abordagem metodológica que integra os princípios do comportamento de maciços rochosos sob carga e que monitora o desempenho da construção subterrânea durante a construção. Possuindo as mesmas opções do *Bored tunnel* em relação ao uso de revestimento composto por casca e interface externa, a diferença fica por conta da forma da seção, que além de circular pode assumir outros formatos. A opção também é bastante eficiente na simulação do processo construtivo como um todo, pois é capaz de representar a dinâmica das escavações e escoramentos por trechos. A escolha do *NATM tunnel* se deve à sua maior flexibilidade de modelagem sem detrimento ao foco da análise de dutos enterrados. Por meio dessa opção foi possível calibrar as propriedades do modelo numérico de forma abrangente, verificando a necessidade do uso de interfaces e fases construtivas em função de dados experimentais.

3.1.4 Modelos constitutivos utilizados

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão x deformação de um determinado material. O modelo constitutivo empregado para representação do solo no presente trabalho foi o de endurecimento de solo (*Hardening Soil Model – HSM*) formulado por Schanz et al. (1999). Trata-se de um modelo constitutivo modificado a partir do modelo hiperbólico desenvolvido por Duncan & Chang (1970). Tal qual o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, necessita do conhecimento de parâmetros como: coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatância (ψ). Contudo, a rigidez do solo é descrita com maior detalhe por meio dos módulos de deformabilidade de carregamento triaxial (E_{50}) obtido para uma deformação correspondente à 50% da tensão desviadora máxima, de descarregamento triaxial (E_{ur}) e de carregamento oedométrico (E_{oed}).

Ibañez (2003) acrescenta que o modelo constitutivo de endurecimento de solo (*HSM*) difere do modelo hiperbólico, por fazer uso da teoria da plasticidade (ao invés da teoria da elasticidade) com parâmetros variáveis em diferentes intervalos de deformação, por incluir a dilatância do solo (ψ) e por introduzir um limite na superfície de plastificação. Assim a utilização do modelo de endurecimento do solo resulta em tempos de cálculo significativamente mais longos, uma vez que a matriz de rigidez do material é reformulada em cada etapa de cálculo.

A grande vantagem do modelo de endurecimento de solo está na sua generalidade. O modelo pode ser usado para representar curvas tensão deformação ($\sigma \times \varepsilon$) de solos que podem variar desde argilas, areias até pedregulhos. Os valores dos parâmetros podem ser calculados para diferentes tipos de solos, com boa aproximação, no caso onde os dados existentes são insuficientes, o que se mostrou bastante útil na fase de calibração da pesquisa. São também vantagens do modelo, a simplicidade matemática de sua formulação, o sucesso de sua aplicação em muitos problemas práticos da engenharia geotécnica, o fato dos parâmetros do modelo terem significado físico e serem determinados em laboratório por meio de ensaios triaxiais convencionais e a grande disponibilidade na literatura de valores dos parâmetros para diversos tipos de solos, especialmente os arenosos.

Para a obtenção do módulo oedométrico (E_{oed}), utilizou-se a equação 3.1, extraída da lei de *Hooke*. Enquanto que para o módulo de deformabilidade no descarregamento (E_{ur}) foi obtido através da equação 3.2, recomendada por Santichaianant (2002).

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

$$E_{ur} = 3E_{50} \quad (3.2)$$

A eficácia dessas aproximações foi avaliada por Santichaianant (2002), onde os resultados de tensões e deformações do solo a partir de um modelo físico dotado de um sistema de alçapão (para análise do fenômeno do arqueamento) foram comparados a três modelos constitutivos: elástico linear, rígido perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e pelo modelo de endurecimento de solo. O modelo de endurecimento de solo (*HSM*) forneceu em geral resultados mais próximos ao modelo físico, mesmo fazendo uso das aproximações para os módulos de deformabilidade (E_{ur} e E_{oed}).

O material do duto foi modelado como elástico linear. Este modelo envolve dois parâmetros principais, o módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν). O modelo linear é muito limitado para simulação do comportamento do solo, sendo preferencialmente atribuído às estruturas, no caso desta pesquisa, associado ao material do duto. As deformações são representadas com elasticidade linear isotrópica, previstas na lei de *Hooke*.

3.2 Validação da modelagem numérica

O propósito da calibração foi verificar a confiabilidade do modelo numérico ao simular as mesmas condições dos ensaios físicos, visando à correta aproximação das respostas do modelo numérico ao modelo físico de Costa (2005). As análises foram conduzidas com e sem a presença de duto, também foram simuladas as situações de elevação localizada e recalque localizado. Os modelos de Costa (2005) são descritos em maiores detalhes a seguir.

3.2.1 Descrição dos modelos físicos de Costa (2005)

Costa (2005) utilizou em seus experimentos uma caixa metálica com dimensões internas de 1400 mm de comprimento, 560 mm de altura e 560 mm de largura. As paredes e a base da caixa foram confeccionadas com vigas e chapas de aço, conferindo maior rigidez ao modelo físico, suportando com segurança a pressão aplicada pela bolsa de ar. Os modelos construídos consistiam de tubos comerciais de PVC com 75 mm de diâmetro externo (D), 2 mm de espessura da parede (t) e 1400 mm de comprimento (L). O módulo de elasticidade do material (E) foi obtido por retroanálise, em função da equação 3.3, obtendo-se $E = 1,91\text{GPa}$.

$$E = \frac{D^3 \cdot RT \cdot (1 - \nu^2)}{4,48 \cdot t^3} \quad (3.3)$$

Em que, RT é a rigidez do tubo (razão entre a carga e a variação do diâmetro vertical) igual a 178kN/m/m e o coeficiente de Poisson (ν) adotado para o PVC foi de $0,3$. O tubo repousava sobre um berço de areia de 30 mm de espessura. Também foram construídos modelos sem a presença do tubo. Após a colocação do tubo, o restante da caixa era preenchido com areia pura, denominada “Areia Itaporã”. O material é oriundo de uma jazida localizada à Rodovia SP-215 (km 154), próxima à cidade de São Carlos - SP, e classificada como SP de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos.

A Tabela 3.1 apresenta os principais parâmetros desse solo para as densidades relativas (D_r) estudadas por Costa (2005), de 50 e 100% . O índice de vazios máximo (e_{\max}), obtido segundo a norma da ABNT NBR-12004/90, é igual a $0,87$, o que corresponde a um peso específico seco mínimo ($\gamma_{d,\min}$) de $14,2\text{ kN/m}^3$. O índice de vazios mínimo (e_{\min}) é de $0,50$, equivalendo a um peso específico seco máximo ($\gamma_{d,\max}$) igual a $17,7\text{ kN/m}^3$. O peso específico dos sólidos é igual a $26,5\text{ kN/m}^3$. O módulo de deformabilidade apresentado é o módulo secante correspondente a 50% do valor da máxima tensão desviadora (E_{50}).

Tabela 3.1. Parâmetros da areia Itaporã, Costa (2005).

D_r (%)	ϕ' ($^\circ$)	ψ_{\max} ($^\circ$)	E_{50} (MPa)	ν	e_{\max}	e_{\min}	$\gamma_{d,\min}$ (kN/m ³)	$\gamma_{d,\max}$ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)
50	36,7	8,8	35,2	0,34	0,87	0,50	14,20	17,70	26,50
100	39,2	13,4	40,6	0,41					

De maneira a permitir a subida ou descida do tubo, foi desenvolvido um sistema de alçapão que se posicionava centralmente na base da caixa. O alçapão era composto por três primas móveis com base quadrada de 100 mm de lado e 120 mm de altura assentados sobre uma base rosqueada que lhe permitia a movimentação vertical, acionados por manivela. A Figura 3.3 ilustra o modelo desenvolvido por Costa (2005).

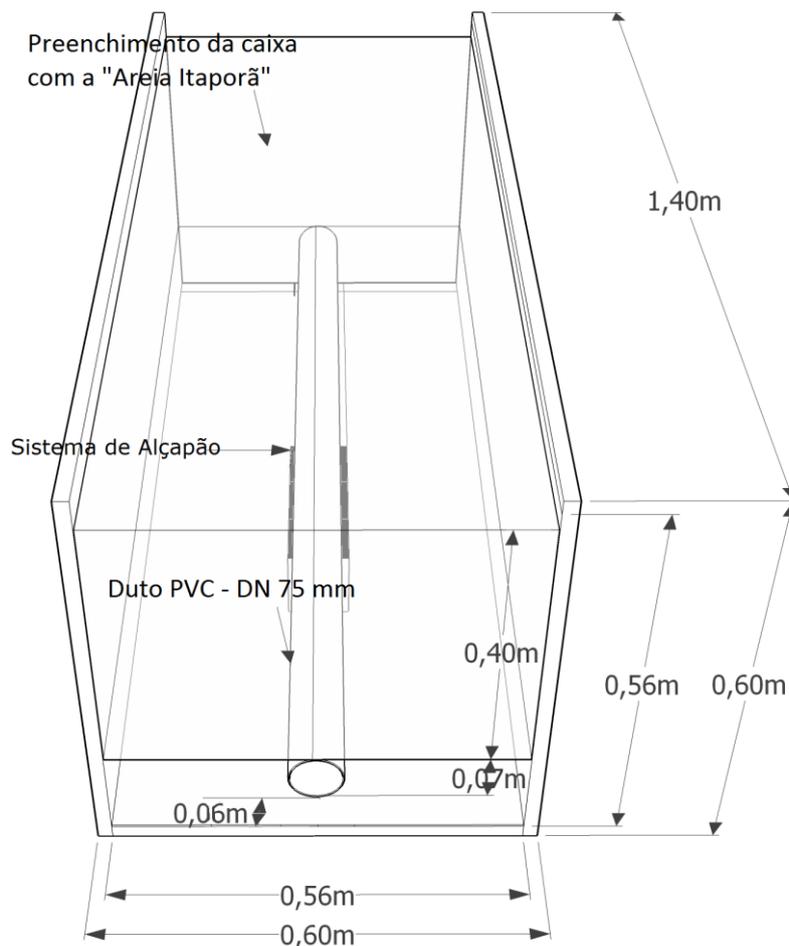


Figura 3.3 – Esquematização da caixa de testes confeccionada por Costa 2005.

A face superior de cada prisma era instrumentada com células de tensão de interface (I1, I2 e I3), o piso da caixa também foi instrumentado por células de tensão de interface, distribuídas conforme exibido na Figura 3.4.

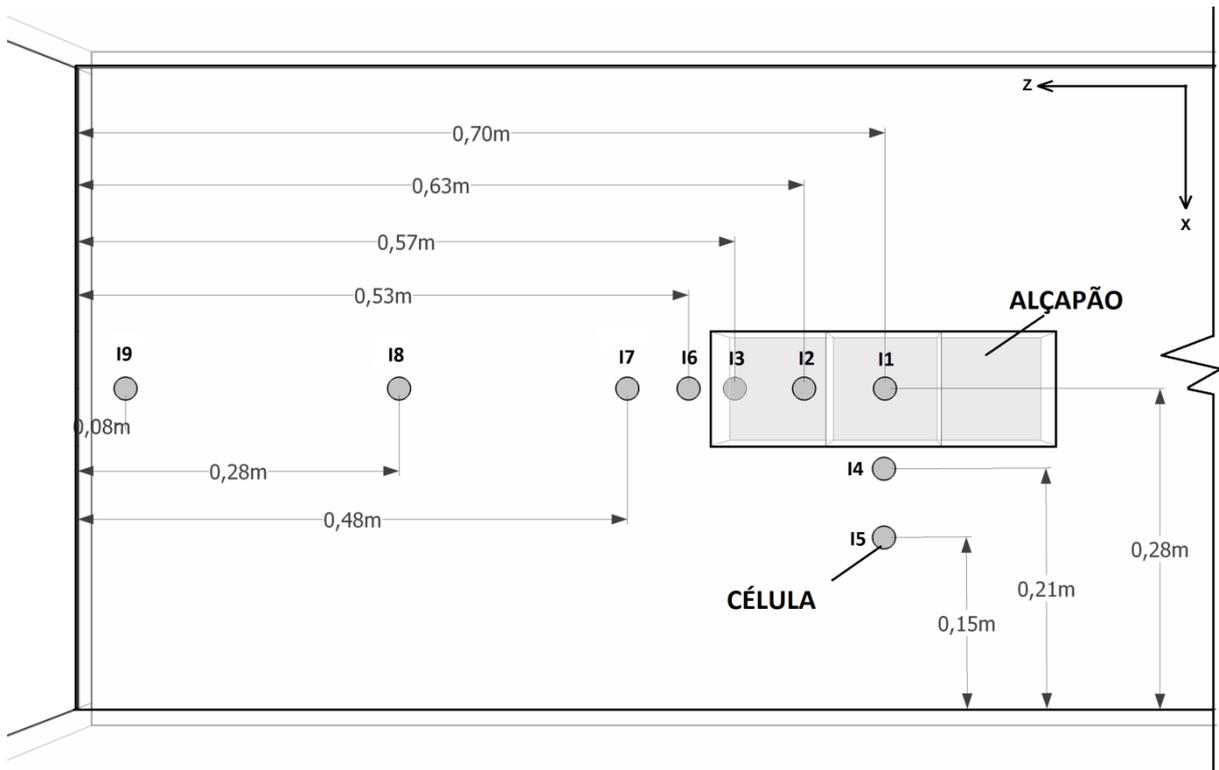


Figura 3.4 – Esquematização da disposição das células de tensão de interface na base da caixa de testes (adaptado de COSTA, 2005).

Os ensaios também contaram com células de inclusão (M1 à M7) no maciço, posicionadas em dois locais diferentes do tubo, seção S1 (região central do duto) e seção S2 (região de interface junto ao alçapão). A disposição das células em cada seção é mostrada na Figura 3.5. Para os ensaios sem duto, células de inclusão foram locadas acima de algumas células de interface selecionadas (I1 e I3). Maiores informações sobre os modelos podem ser obtidos em Costa (2005).

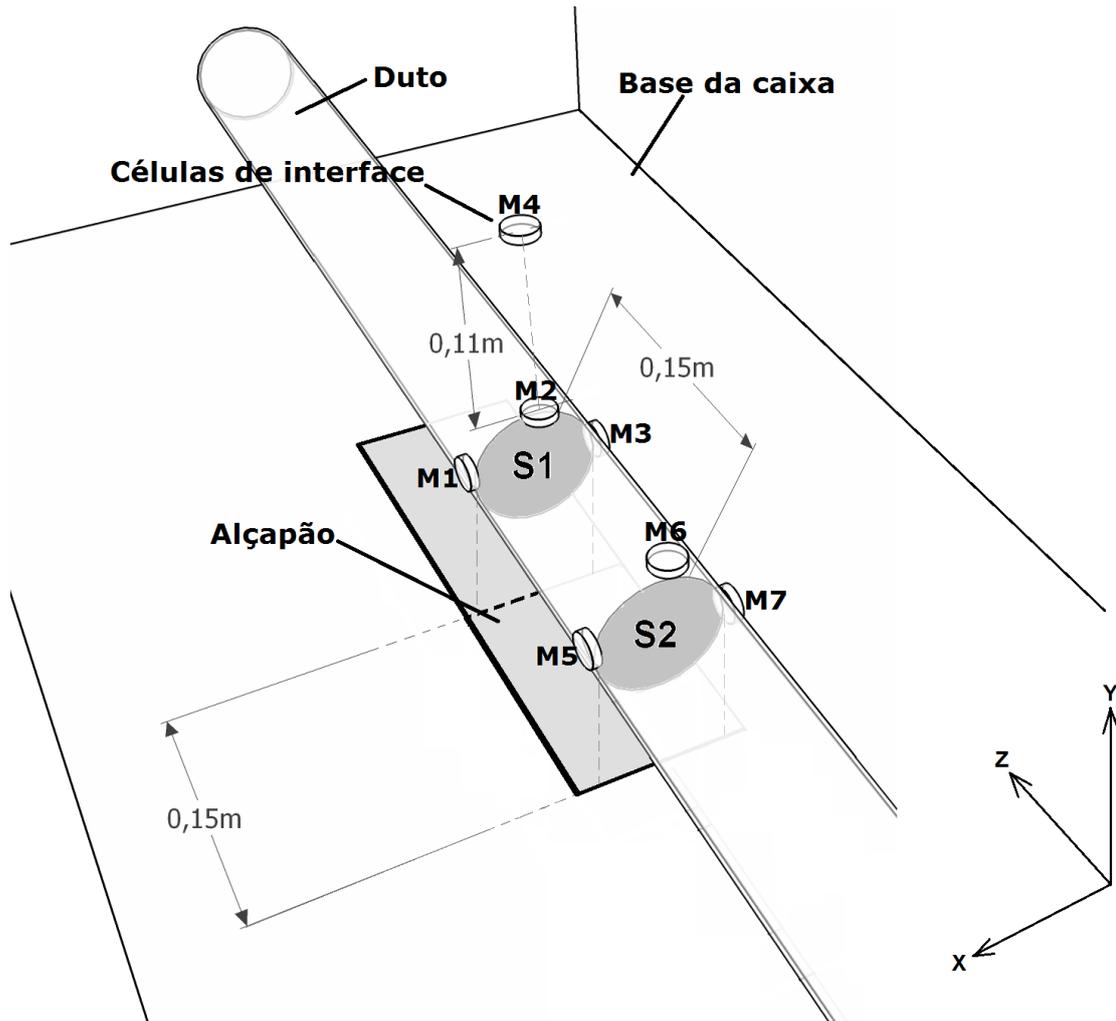


Figura 3.5 – Disposição das células de inclusão no duto dos modelos desenvolvidos por Costa (2005).

3.2.2 Detalhes da modelagem numérica do experimento físico de Costa (2005)

Como mencionado no item 3.1.4, utilizou-se o modelo constitutivo de endurecimento de solo (*HSM*). Os parâmetros de entrada para modelagem do solo são sumarizados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Parâmetros de entrada para o solo na ferramenta computacional.

D_r (%)	ϕ' ($^\circ$)	ψ_{\max} ($^\circ$)	γ_d (kN/m^3)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	c (kN/m^2)	ν	K_0	e_{\max}	e_{\min}
50	36,7	8,8	15,76	35,2	54,18	105,60	0,2	0,34	0,40	0,87	0,50
100	39,2	13,4	17,70	40,6	94,38	121,80	0,2	0,41	0,37		

Em relação à coesão, o programa *Plaxis 3D* suporta simulações de solos não coesivos, tal como a areia empregada por Costa (2005), mas apesar disso, sugere a adoção de valores pequenos de coesão para esses materiais ($c > 0,2$ kPa). Assim adotou-se $c = 0,2$ kN/m² para evitar possíveis complicações na fase de cálculo. Para determinação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), também foi utilizada a sugestão do manual de referência do *Plaxis 3D*, onde é feito uso da fórmula de Jaky (1944), expressa pela equação 3.4.

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \quad (3.4)$$

A escolha dos pontos, correspondentes às células de tensão, durante a modelagem ocorreu no módulo *Plaxis 3D Calculations* onde são selecionados os pontos de interesse para investigação do desenvolvimento das deformações ou tensões em função de variáveis selecionadas. Nesta pesquisa, a observação dos pontos dispostos no fundo caixa foi dada na maioria das análises em função do incremento do deslocamento do alçapão e também em função das sobrecargas aplicadas. A visualização dos resultados foi feito por meio do *Plaxis 3D Curves*.

A modelagem do duto foi realizada por meio da ferramenta “*tunnel*” do pacote *Plaxis 3D*, nesta o duto é concebido como uma estrutura composta por casca, sendo dependente de parâmetros como: rigidez axial (EA), rigidez à flexão (EI) e rigidez do duto (RT). A rigidez axial do duto é dada pelo produto entre o módulo de elasticidade (E) e a área do cilindro vazado (A), dada pela equação 3.5.

$$A = \frac{\pi[(D)^2 - (D - t)^2]}{4} \quad (3.5)$$

A rigidez a flexão é dada pelo produto entre o modulo de elasticidade (E) e o momento de inércia da parede do duto (I), dado pela equação 3.6.

$$I = \frac{t^3}{12} \quad (3.6)$$

Os parâmetros de entrada utilizados para a modelagem numérica do duto ensaiado por Costa (2005) são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Parâmetros de entrada para o duto de PVC ensaiado por Costa (2005).

Parâmetro		Unid.	Valor
Rigidez axial	EA	kN/m	876,06
Rigidez a flexão	EI	kNm ² /m	0,0013
Rigidez do duto	RT	kN/m/m	178,00
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,30
Diâmetro do duto	D	m	0,075
Espessura da parede	t	m	0,002

Os modelos tridimensionais desenvolvidos no *Plaxis 3D* foram designados primariamente para comparar os resultados obtidos por Costa (2005) nos ensaios de análise de arqueamento aos resultados do modelo numérico. As tensões aferidas na base da caixa e no maciço se deram a partir de células de tensão, cuja distribuição foi dada nos pontos I1, I2, I3, I4, I5, I6, I7, I8 e I9, como apresentado na Figura 3.4.

Como já discutido, o mecanismo concebido para deflagrar o fenômeno do arqueamento no modelo físico foi um sistema de alçapão. Com ele foi possível simular a condição de arqueamento ativo (ao sofrer movimentação descendente) e arqueamento passivo (quando movimentado de forma ascendente). Para simular essa situação no modelo numérico foi preciso realizar uma modelagem para o arqueamento ativo, fazendo-se uso de uma base rígida, particionando a região do alçapão em faixas, com espessura de 1 mm cada. As faixas de material rígido que delimitam a área do alçapão são retiradas em etapas sucessivas promovendo a movimentação descendente do maciço sobre o alçapão. A atribuição dessas fases foi realizada no módulo *Plaxis 3D Calculations* e variam de acordo com a magnitude da movimentação do alçapão em cada ensaio físico simulado numericamente.

Já para a condição de arqueamento passivo, a modelagem foi mais simples, sendo impostos deslocamentos prescritos ascendentes (que variaram de magnitude

conforme a análise) balizados por elementos de interfaces. A Figura 3.6 esquematiza o modelo tridimensional desenvolvido.

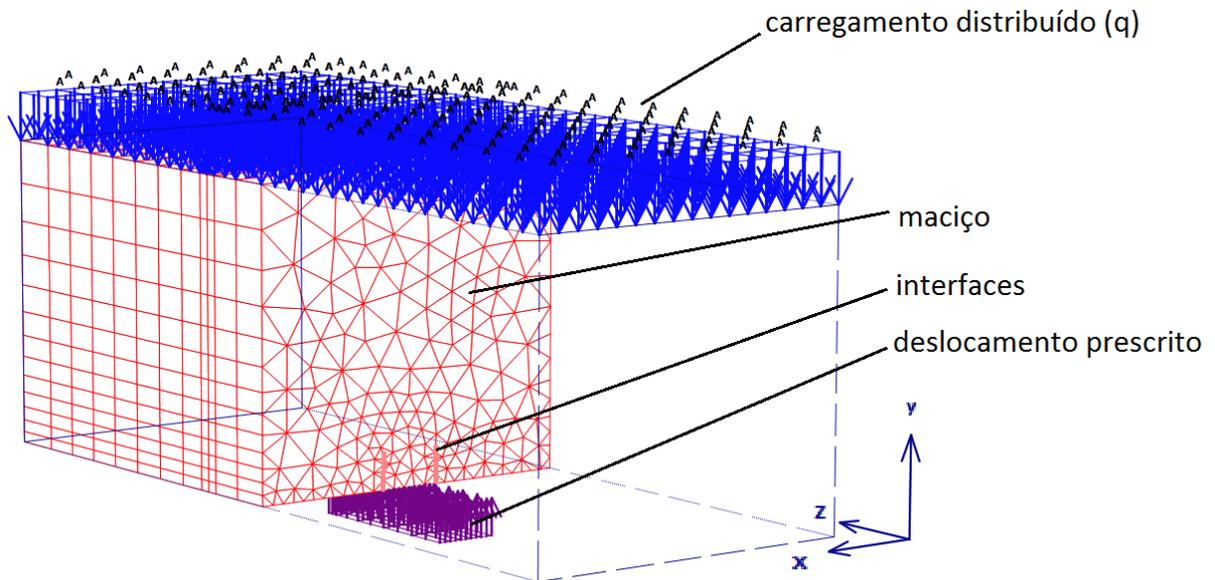


Figura 3.6 – Modelo tridimensional da caixa de testes com sistema de alçapão.

Depois de ter realizado a primeira etapa de calibração, analisando-se isoladamente a caixa de teste e o sistema de alçapão desenvolvido por Costa (2005), foi dada sequência às simulações numéricas com a presença do duto. Costa (2005) utilizou em sua pesquisa um duto de PVC, com comprimento (L) de 1400 mm, 75 mm de diâmetro (D) e espessura de parede (t) de 2 mm. Para as simulações numéricas o duto enterrado foi concebido por meio de elementos de casca com condição de aderência totalmente lisa, ou seja, com ângulo de atrito de interface (ϕ_w) nulo, em função da baixa rugosidade que o material confere às paredes do duto e para dar ênfase a influência da movimentação do alçapão nas análises de tensão e deflexão ao longo do duto. As análises foram procedidas destacando-se os pontos de maior interesse na seção transversal como: topo, linha d'água e base.

A Figura 3.7a esquematiza o modelo numérico desenvolvido para condição de perda de apoio localizada. O mesmo é feito na Figura 3.7b, para a situação de elevação localizada.

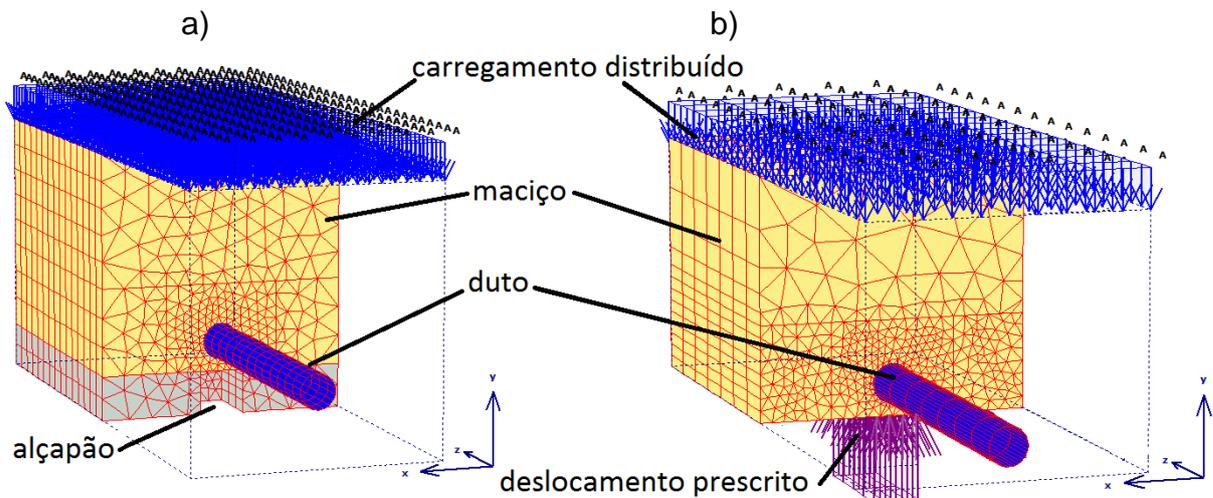


Figura 3.7 – Modelagem numérica dos experimentos de Costa (2005) com duto: a) em perda de apoio localizada e b) em elevação localizada.

3.3 Estudo de caso

3.3.1 Descrição da obra

Após a fase de calibração, o modelo numérico desenvolvido foi aplicado à simulação de uma obra de dutos enterrados em escala real, a fim de investigar aspectos relacionados ao fenômeno do arqueamento e a elevação localizada nessas estruturas. A obra em questão inclui um oleoduto com origem na Estação Central de Canto do Amaro (CAM-Central) e destino na Unidade de Tratamento e Processamento de Fluidos (UTPF), cujo traçado perfaz os municípios de Mossoró, Serra do Mel, Carnaubais, Açú, Alto do Rodrigues, Pendências, Macau e Guamaré, todos localizados no Estado do Rio Grande do Norte, como ilustrado na Figura 3.8.

Conforme o despacho *Nº 701/2012 da Agência Nacional do Petróleo (ANP, 2012)*, o óleo produzido no Rio Grande do Norte é escoado para a Unidade de Tratamento e Processamento de Fluido (UTPF) em Guamaré, onde é separado da água e tratado. Com exceção da produção dos campos de Aratum, Serra e Macau - que escoam por outra malha - todas as outras concessões terrestres da Unidade Operacional da Petrobras do Rio Grande do Norte e Ceará (UO-RNCE) encaminham suas produções para a UTPF por um sistema de oleodutos responsável pela transferência de aproximadamente 81% de toda a produção de óleo da UO-RNCE.

Visando renovar a malha de escoamento atual, em operação há mais de 20 anos, o projeto do oleoduto CAM-UTPF é composto por um duto de aço carbono com 457,2 mm de diâmetro que se inicia na estação de Canto do Amaro Central (CAM-Central), seguindo por 56 km até a estação de Estreito A (ET-A). Após a ET-A, o duto passa a ter diâmetro de 660,4 mm e segue por cerca de 54 km até a UTPF. Nesse trecho o duto receberá as contribuições das estações de Estreito B (ET-B), Alto do Rodrigues A (AR-A), Alto do Rodrigues B (AR-B), Monte Alegre (MAG), Fazenda Pocinho Central (FP-Central), Conceição B (CNB), Palmeira A (PL-A) e Guamaré A (GMR-A). A Figura 3.9 apresenta a concepção do projeto do oleoduto.



Figura 3.8 – Mapa do traçado da obra oleoduto CAM-UTPF (Fonte: *Google Earth* e ANP, 2012).

O trecho analisado nesta pesquisa foi o compreendido entre o Estreito A (ET-A) e a UTPF, uma vez que este intersecciona um número maior de rodovias sofrendo, portanto, uma maior influência de sobrecargas. A escolha desse segmento do projeto também se deve a maior relação diâmetro e espessura da parede do duto (D/t). Considerando que toda a obra do oleoduto irá fazer uso de um mesmo material, o intervalo selecionado corresponde a um duto de menor rigidez. Além disso, a área do trecho escolhido passa por uma região na qual segundo Pereira et

al. (2004), areias quartzosas distróficas e solos aluviais eutróficos presentes no local apresentam potencial de expansão. Pereira et al. (2004) fomentou mapas pedológicos aplicados a riscos geotécnicos através do cruzamento de dados no Estado do Rio Grande do Norte. A Figura 3.10 apresenta um mapa sinalizando os locais com potencial de expansão no traçado do oleoduto. Por conta disso, decidiu-se realizar simulações numéricas do oleoduto sujeito à movimentação ascendente.

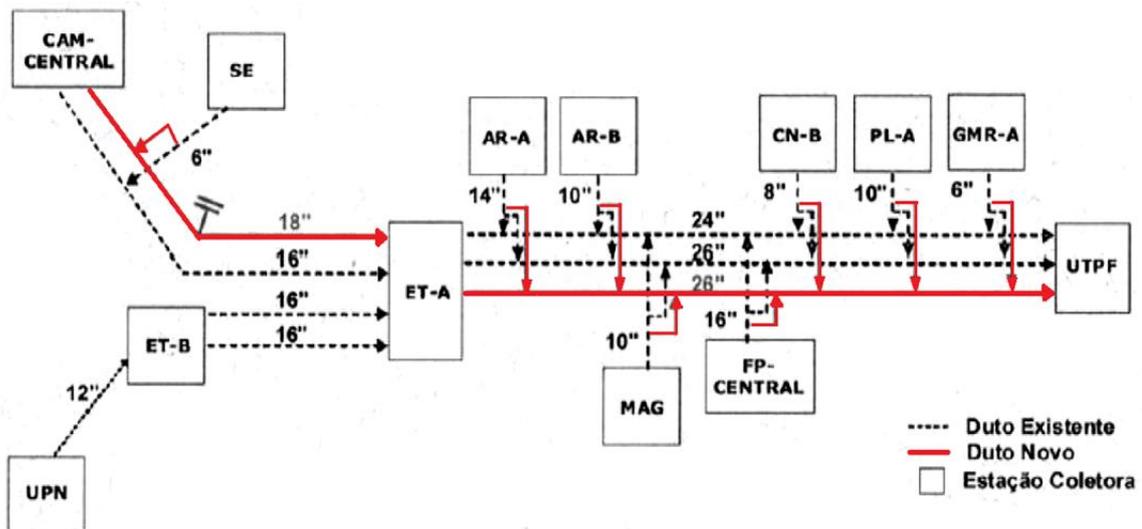


Figura 3.9 – Projeto do oleoduto CAM-UTPF (ANP, 2012).

O aço carbono foi escolhido como material para o projeto do oleoduto CAM-UTPF. Conforme a *American Petroleum Institute* (API, 2007), os aços para dutos na indústria do petróleo são geralmente classificados em função de sua aplicação, composição química e resistência mecânica. Especificamente, na fabricação de dutos para linhas de transmissão, seguem a classificação API 5L. O duto adotado no projeto foi o de referência API 5L X60, classe de duto bastante empregada na construção de oleodutos e gasodutos. Os dois últimos dígitos após a letra “X” indicam o valor do limite de escoamento mínimo, neste caso, 415 MPa. Além disso, a ISO 3183 (2012) faz referência ao mesmo tipo de duto de “L415” e prevê valores de tensões requeridas apresentados na Tabela 3.4.



Figura 3.10 – Mapeamento dos solos potencialmente expansivos na região de estudo (Adaptado de PEREIRA et al. 2004).

Tabela 3.4. Tensão requerida para API 5L X60 (ISO 3183, 2012).

Parâmetro	Unid.	Valor
Resistência ao escoamento mínimo	MPa	415
Resistência ao escoamento máximo	MPa	565
Resistência à tração mínima	MPa	520
Resistência à tração máxima	MPa	760

3.3.2 Detalhes da modelagem numérica do oleoduto CAM-UTPF

O modelo numérico foi desenvolvido com as mesmas características citadas no despacho Nº 701/2012 e a autorização Nº496/2012 da Agência Nacional do Petróleo (ANP, 2012). Assim, o duto modelado, conforme já mencionado, foi o do trecho Estreito-A até a UTPF, com diâmetro e espessura da parede de 660,4 mm e 12,7 mm, respectivamente. Para o material do duto, aço carbono, adotou-se um módulo de elasticidade (E) de 205 GPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,29. Os valores adotados seguem uma tendência atual nas pesquisas envolvendo os dutos

da indústria do petróleo e gás, tal como os utilizados nas pesquisas de Fernandes (2011), na qual se investigou, por meio de análises numéricas, tensões em dutos da classe API 5L X80 similares ao desta pesquisa. Os parâmetros utilizados para a modelagem do oleoduto CAM-UTPF no *Plaxis 3D* são exibidos na Tabela 3.5. As rigidezes foram calculadas através das mesmas equações aplicadas ao duto de PVC (equações 3.5 e 3.6).

Tabela 3.5. Parâmetros utilizados para o duto de aço carbono API 5L X60.

Parâmetro		Unid.	Valor
Rigidez axial	EA	kN/m	10.717,84
Rigidez a flexão	EI	kNm ² /m	0,0708
Rigidez do duto	RT	kN/m/m	7.131,38
Coeficiente de Poisson	ν	-	0,29
Diâmetro do duto	D	m	0,6604
Espessura da parede	t	m	0,0127

A geometria analisada envolveu um duto de 660 mm de diâmetro (D), instalado em uma vala com 1320 mm de largura (B) e com profundidade variando entre 1520 mm e 2840 mm, o que corresponde a alturas de cobertura de solo (H/D) de 1,0, 1,5 e 3,0. Para atender à norma da ABNT NBR - 15280-2/2005 foi designado um berço com espessura de 200 mm imediatamente abaixo da base do duto, como previsto para dutos com a relação D/t superiores a 50. A extensão longitudinal analisada (L) do oleoduto foi de 30 m. Esse valor foi adotado por compreender uma extensão superior a de dois segmentos de oleoduto de 12 m (dimensão longitudinal real de um segmento do oleoduto CAM-UTPF) justapostos, apesar disso não foi considerada no modelo a presença de juntas e soldas.

Nas simulações, considerou-se que o oleoduto sofre elevação ao longo de zonas (L_v) iguais a 5 m, 7m e 9 m de extensão, correspondendo a razões $L_v/L = 0,17, 0,23$ e $0,30$. As extensões atribuídas à zona elevada são compatíveis com os riachos que o traçado do oleoduto CAM-UTPF intercepta. Na sua grande maioria são pequenos riachos intermitentes ou temporários, apresentando água em seu curso apenas no inverno, como por exemplo, o Riacho da Gangorra nas

proximidades do município de Alto dos Rodrigues. Essas regiões também são locais de prováveis depósitos de solos aluviais eutróficos e conseqüentemente apresentam potencial de expansão.

A Figura 3.11a detalha as dimensões do modelo e as Figuras 3.11b e 3.11c esquematizam o problema tridimensional antes e após a elevação localizada. A imposição do deslocamento prescrito ascendente, para simular a expansão do solo, foi fixada em 10 mm para todas as simulações, o que corresponde à movimentação relativa (δ/D) de 1,5% (em que δ é o deslocamento prescrito e D é o diâmetro do duto). É importante destacar que as simulações não tiveram o compromisso de retratar o fenômeno da expansão de solos expansivos, mas sim os efeitos da elevação localizada em dutos enterrados. Além disso, um deslocamento prescrito de 10 mm representa uma variação volumétrica de aproximadamente 0,4% para o trecho modelado. Sendo esta, considerada em uma categoria de baixa expansão do solo de acordo com Holtz & Gibbs (1956), Van der Merwe (1964) e Chen (1975).

O primeiro parâmetro avaliado na simulação do trecho de oleoduto foi à densidade relativa (D_r), sendo verificados valores de 25% a 100% para o solo de preenchimento da vala, enquanto que para o solo natural foi mantido o valor de $D_r = 50\%$ em todas as simulações realizadas. Já que para o solo natural foi considerada uma condição intermediária de compactação entre fofo e medianamente compacto, como classificado por Das (2011). Para os solos da vala e natural foram admitidas as mesmas características do material usado por Costa (2005), uma vez que as análises são paramétricas e também por conta da semelhança deste material com as camadas superficiais dos solos da região. A Tabela 3.6 apresenta os dados do solo simulado para a gama de densidades relativas utilizadas.

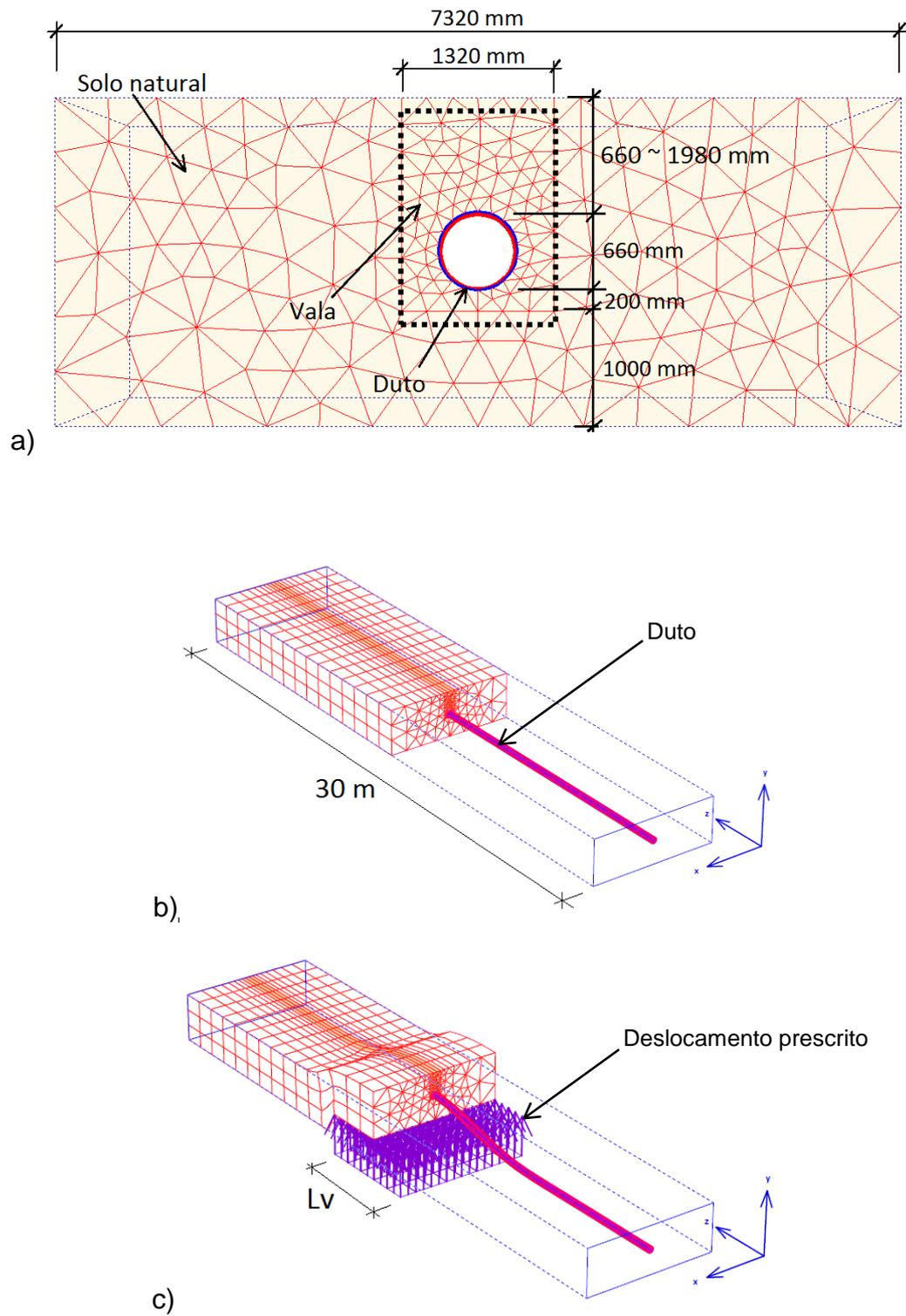


Figura 3.11 – a) Perfil do modelo concebido; b) esquematização do problema tridimensional antes da elevação e c) após elevação localizada.

Tabela 3.6. Parâmetros de entrada para o solo na simulação do oleoduto.

D_r (%)	ϕ' ($^\circ$)	ψ_{\max} ($^\circ$)	γ_d (kN/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	c (kN/m ²)	ν	K_0
25	35,4	6,5	14,90	32,50	45,05	97,50	0,2	0,31	0,42
50	36,7	8,8	15,76	35,20	54,18	105,60	0,2	0,34	0,40
75	37,9	11,1	16,67	37,90	68,91	113,70	0,2	0,37	0,38
100	39,2	13,4	17,70	40,60	94,38	121,80	0,2	0,41	0,37

3.4 Sequência das análises

As análises numéricas foram executadas em quatro etapas distintas. Na primeira etapa, foram feitas análises bidimensionais preliminares (estado plano de deformação) das situações escolhidas para investigação. Estas simulações são essenciais porque forneceram subsídios para a montagem e compreensão das análises tridimensionais. Questões como escolha de modelos constitutivos adequados, aspectos geométricos e condições de contorno foram observadas. Também foi investigada a influência do atrito de interface entre o solo e as paredes da caixa de testes, bem como o fenômeno do arqueamento deflagrado pela movimentação do alçapão, sem a presença de duto.

As análises tridimensionais iniciaram-se na segunda etapa. Trata-se de uma etapa de calibração, em que os resultados numéricos foram confrontados e validados a partir dos modelos físicos desenvolvidos por Costa (2005). Os resultados das simulações numéricas foram comparados especificamente com os ensaios sem duto, avaliando-se dessa forma o fenômeno do arqueamento ativo e passivo de forma tridimensional.

Após a validação dos modelos sem duto, foi iniciada a terceira etapa das simulações numéricas, desta vez com duto. Nesta etapa, o duto foi sujeito à perda de apoio e elevação localizada. As variáveis abordadas nos modelos físicos também foram investigadas no modelo numérico, tais como, densidade relativa (D_r), sobrecargas (q) e movimentação relativa do alçapão (δ/B).

A quarta e última etapa das análises numéricas é referente à simulação do oleoduto CAM-UTPF submetido à elevação localizada, onde foi investigado um trecho representativo de 30 m. Aplicaram-se os princípios da modelagem

desenvolvida para calibração dos modelos de Costa (2005), verificando-se uma faixa mais ampla de variáveis, tais como relação diâmetro e espessura do duto (D/t), faixa da zona elevada (L_v) e altura de recobrimento relativa (H/D). São também avaliados os esforços e deflexões no duto durante a elevação e apresentados, por fim, expedientes para o problema da elevação localizada através de técnicas de minimização de tensões no solo circundante.

4. Calibração da modelagem numérica

4.1 Análises bidimensionais

4.1.1 Modelo constitutivo

Conforme descrito no Capítulo 3, o modelo constitutivo empregado nas análises numéricas para a representação do solo foi o de endurecimento de solo (*Hardening Soil Model – HSM*). Para justificar seu uso na pesquisa, foram simulados dois problemas com condições de contorno distintas, utilizando os modelos *HSM*, Mohr-Coulomb¹ e elástico linear. Sendo os resultados obtidos comparados aos resultados dos experimentos de Costa (2005).

O primeiro ensaio simulado numericamente no *Plaxis* foi o de um carregamento com a caixa de testes aplicando-se uma tensão incremental na superfície. Nesta primeira situação foram realizadas leituras de tensão total, obtidas durante a fase de carregamento, na posição I1 (local de inclusão de célula de tensão na posição central situado na base da caixa, ver Figura 3.4). A Figura 4.1 ilustra o modelo bidimensional analisado.

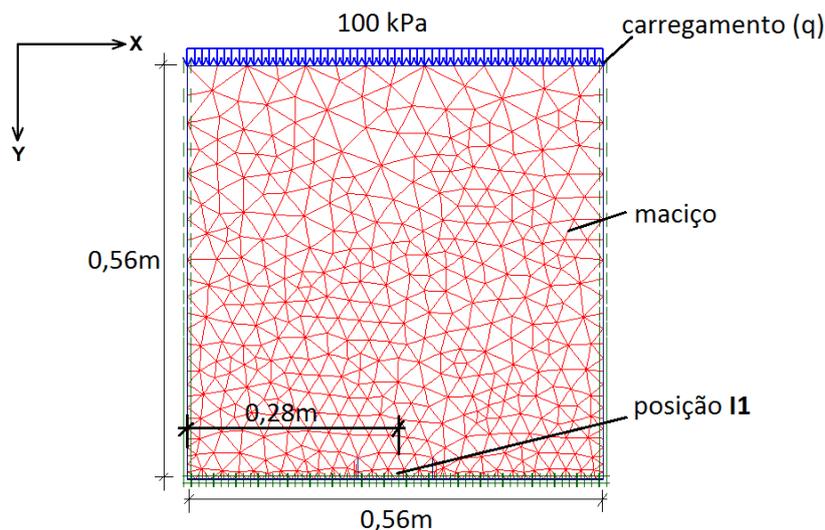


Figura 4.1 – Esquema da caixa de teste discretizada para análise da influência dos modelos constitutivos.

¹ Para simplificação, o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb será denominado neste trabalho “modelo de Mohr-Coulomb”.

É importante destacar que nesse primeiro momento as análises foram realizadas no estado plano de deformação, ou seja, não foram contempladas a princípio as interações longitudinais. Basicamente avaliou-se a resposta de tensão, na posição I1, em função do incremento dos carregamentos externos (q) até que o mesmo atingisse a sobrecarga de 100 kPa para diferentes modelos constitutivos (modelo elástico linear, Mohr-Coulomb e *HSM*). Além disso, o solo que compõe o maciço foi simulado com a densidade relativa de 100%. Os parâmetros utilizados para a areia Itaporã foram apresentados na Tabela 3.1. A Figura 4.2 apresenta os resultados aferidos. Os resultados expostos não consideraram a tensão para o carregamento $q = 0$, ou seja, não foi considerada inicialmente a tensão geostática acrescida às sobrecargas incrementais.

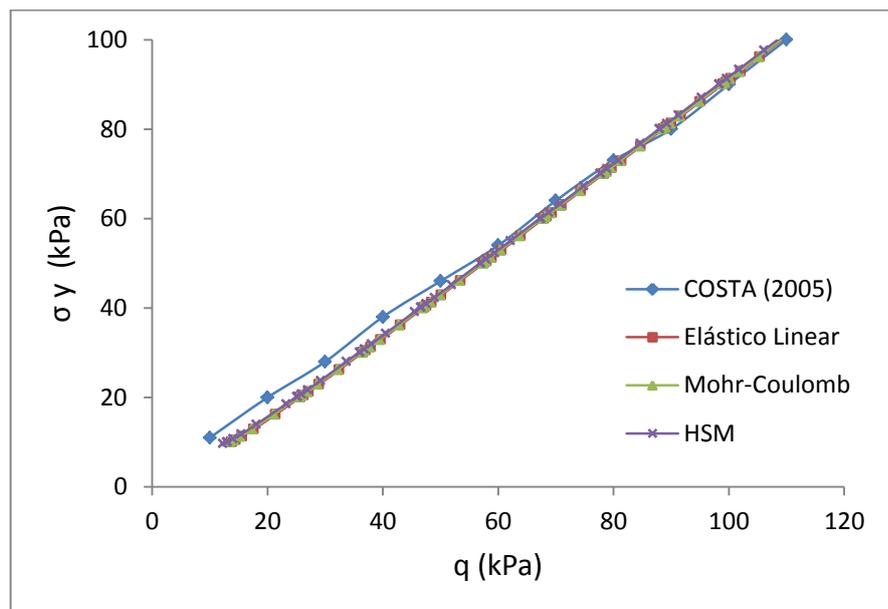


Figura 4.2 – Tensão vertical medida no centro do alçapão (posição I1) durante a fase de carregamento e previsões obtidas por diferentes modelos constitutivos.

Conforme pode ser verificado nos dados apresentados na Figura 4.2, os modelos constitutivos testados praticamente convergiram para o mesmo resultado independentemente da fase de carregamento ou dos níveis de tensões. Além disso, foi verificada uma boa aproximação dos resultados do modelo numérico aos dados obtidos por Costa (2005).

Para poder se analisar melhor a resposta de cada modelo constitutivo, adotou-se um problema de contorno mais complexo. Desta vez além do carregamento externo, foi acionado o sistema de alçapão com movimentação vertical descendente. Para modelar esse mecanismo com perda de apoio localizada, foi preciso acrescentar ao problema anterior uma base de rigidez elevada. Em seguida essa base foi particionada, delimitando a região móvel, ou seja, o alçapão. A Figura 4.3 esquematiza o novo modelo.

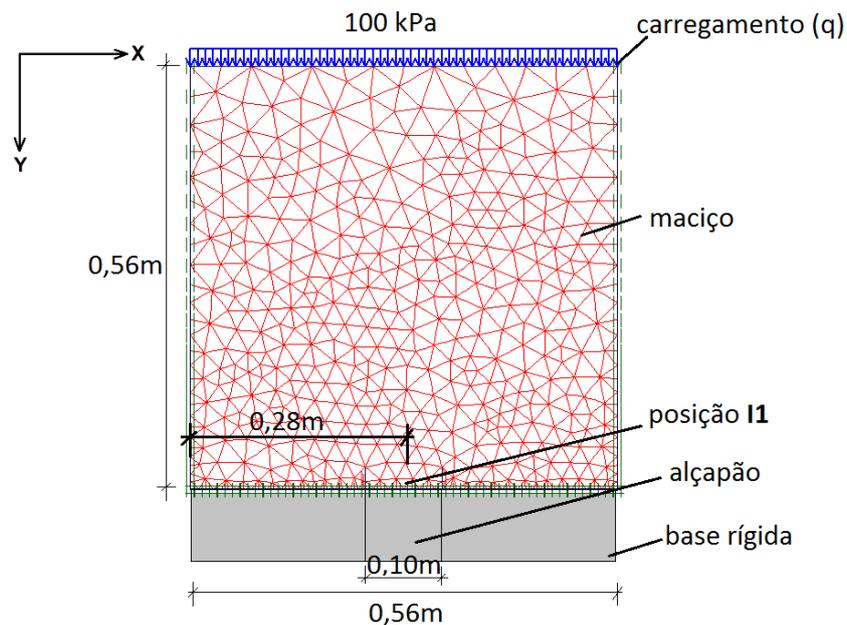


Figura 4.3 – Esquema da caixa de teste com sistema de alçapão para análise da influência dos modelos constitutivo.

A simulação foi concebida em duas fases distintas, a primeira delas é definida pela etapa de carregamento, imposto de forma crescente até 100 kPa. Na segunda fase, já com o carregamento externo aplicado, a parcela da base referente ao alçapão sofre uma translação descendente permitindo que o maciço de solo sofra uma perda de apoio localizada. Nos resultados mostrados na Figura 4.4 as tensões verticais aferidas na posição I1 (σ_v) foram normalizadas com a tensão vertical aferida antes da movimentação do alçapão (σ_{vi}) para o carregamento externo de 100 kPa. A relação entre tensões iniciais e finais (σ_v / σ_{vi}) foi plotada em função do deslocamento do alçapão (δ), dividido pela largura do alçapão (B) de 100 mm.

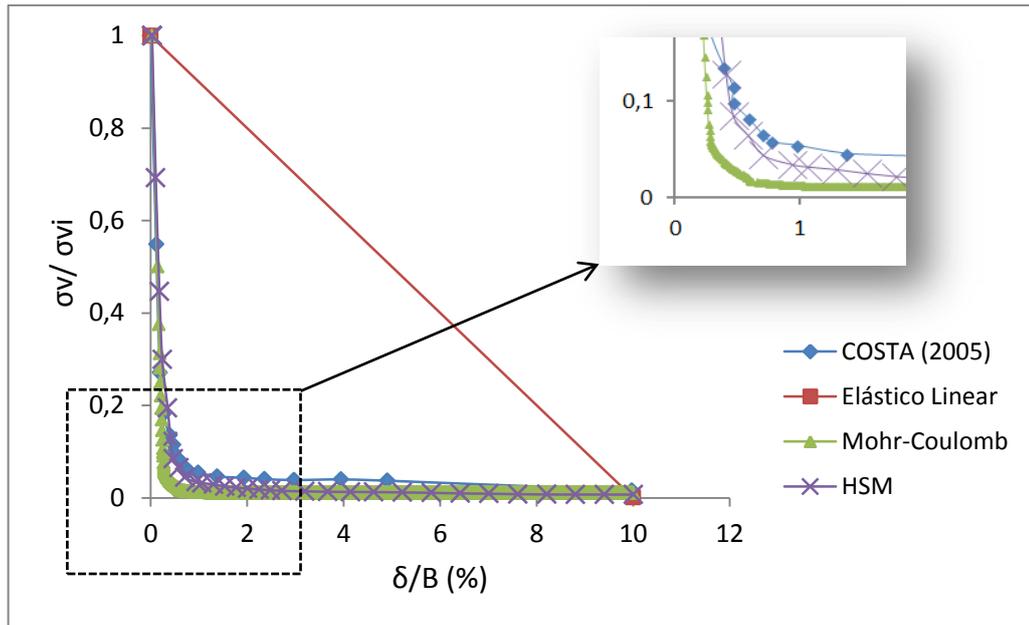


Figura 4.4 – Tensão medida na posição I1 durante a fase de movimentação do alçapão para diferentes modelos constitutivos. Ensaio realizado com $D_r = 100\%$.

Percebe-se que ocorreu uma redução nas tensões, aferidas no topo do alçapão, para todos os modelos constitutivos analisados. O rápido alívio da tensão vertical, verificado tanto no modelo físico de Costa (2005) como também nas curvas das previsões numéricas, foi mobilizado para pequenos deslocamentos. A mobilização do arqueamento ativo máximo é atingida com deslocamentos relativos (δ/B) de magnitudes muito reduzidas, inferiores a 1% para estes modelos.

Dentre os modelos analisados o modelo elástico linear, como já esperado, gerou a pior aproximação com os resultados do modelo físico, já que o mesmo é válido somente para materiais em que se verifica uma razão constante entre tensões e deformações. Assim o modelo elástico linear é um modelo constitutivo inadequado para representação de solos ao se analisar o fenômeno do arqueamento, embora possa ser empregado com sucesso em outras condições. Nesta pesquisa o modelo elástico linear foi empregado apenas da modelagem dos dutos.

Os modelos de Mohr-Coulomb e de endurecimento de solo (*HSM*) tiveram uma boa aproximação com a resposta do modelo físico e convergiram para o mesmo resultado à medida que o deslocamento relativo do alçapão (δ/B) ultrapassou a faixa

de 2%. Isso ocorre por que ambos os modelos levam em consideração a elastoplasticidade do material, ideal para simulação do comportamento dos solos.

Também é possível perceber (por meio do detalhe na Figura 4.4) que a simulação com o modelo *HSM* se comportou de maneira muito próxima aos dados experimentais, gerando resultados ainda mais próximos que o modelo de Mohr-Coulomb para essa condição de contorno. Muito embora ambos os modelos incorporem o ângulo de atrito interno, ângulo de dilatância e coesão do solo, no modelo *HSM* a rigidez do solo é descrita de forma mais abrangente através de mais parâmetros, como: módulo de deformabilidade no descarregamento triaxial e de carregamento oedométrico. A Tabela 4.1 apresenta os dados de entrada para as simulações desenvolvidas com os modelos descritos.

Tabela 4.1. Parâmetros de entrada para o solo em diferentes modelos constitutivos.

Modelo constitutivo	ϕ' ($^{\circ}$)	ψ_{\max} ($^{\circ}$)	γ_d (kN/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	c (kN/m ²)	ν	K_0
HSM	39,2	13,4	17,70	40,6	94,38	121,18	0,2	0,41	0,37
Mohr-Coulomb	39,2	13,4	17,70	40,6	-	-	0,2	0,41	0,37
Elástico Linear	-	-	17,70	40,6	-	-	-	0,41	-

Nota: ϕ' = ângulo de atrito, ψ_{\max} = ângulo de dilatância, γ_d = peso específico seco do solo, E_{50} = módulo de deformabilidade, E_{oed} = módulo de deformabilidade edométrico, E_{ur} = módulo de deformabilidade no descarregamento, c = coesão, ν = coeficiente de Poisson, K_0 = coeficiente de empuxo no repouso.

4.1.2 Influência das paredes da caixa

A fim de reduzir as influências das condições de contorno do equipamento utilizado, Costa (2005) analisou a influência das paredes da caixa de testes desenvolvida em sua pesquisa. Para uma situação ideal o ângulo de atrito de interface (ϕ_w) entre as paredes da caixa e o solo teria de ser nulo, assim nessas condições, de paredes perfeitamente lisas, a tensão vertical aferida na base da caixa seria igual à soma da sobrecarga aplicada e do peso próprio do solo.

Para atenuar esse efeito Costa (2005) fez uso de duas camadas de poliéster entre o solo e as paredes da caixa. Como resultado, as leituras de tensão vertical média (σ_{vm}) obtidas na base da caixa (resposta à aplicação de sobrecargas e peso próprio do solo) mantiveram-se próximas ao valor teórico esperado (σ_{vt}), resultando em um desvio médio dos resultados de apenas 11%.

Nesta seção, é feita uma análise numérica sobre a influência da proximidade das paredes da caixa de testes nas tensões medidas nos experimentos de Costa (2005). Para simular tal influência foi preciso fazer uso de elementos de interface. Para cada interface é atribuído uma “espessura virtual” que é uma dimensão imaginária, utilizada para definir as propriedades do material da interface. A espessura virtual é calculada a partir de um parâmetro de entrada chamado de “fator de espessura virtual”, onde o valor padrão é 0,1 na ferramenta *Plaxis*. Mas, para representar a escala reduzida do modelo, foi adotado o valor mínimo aceito pelo programa, de 0,01.

Definidas as interfaces das paredes da caixa, a modelagem prosseguiu com a atribuição do ângulo de atrito de interface (ϕ_w). No aplicativo *Plaxis*, o comportamento de interfaces para modelagem das interações solo-estrutura tem sua rigidez definida a partir do parâmetro R_{inter} , cujo valor pode variar de 0 à 1 e está intimamente ligado ao ângulo de atrito de interface (ϕ_w) e o ângulo de atrito do solo (ϕ'), sendo definido pela equação 4.1.

$$\tan \phi_w = R_{inter} \tan \phi' \quad (4.1)$$

Quanto maior o valor atribuído à rigidez de interface, até o limite unitário, maior será o valor do ângulo de atrito de interface. O oposto ocorre ao se atribuírem valores próximos a 0.

A Figura 4.5 apresenta o resultado de uma simulação numérica conduzida com diferentes valores de ângulo de atrito de interface atribuídos às paredes da caixa, obtidos através da equação 4.1. Na figura 4.5, tirou-se vantagem da simetria do problema para se analisar apenas metade do modelo bidimensional, de modo que a origem do eixo das abscissas encontra-se na região limítrofe da parede da

caixa. Os resultado de tensão vertical (σ_v) aferidos no fundo da caixa de testes foram obtidos considerando uma sobrecarga de 100 kPa na superfície e $D_r = 50\%$.

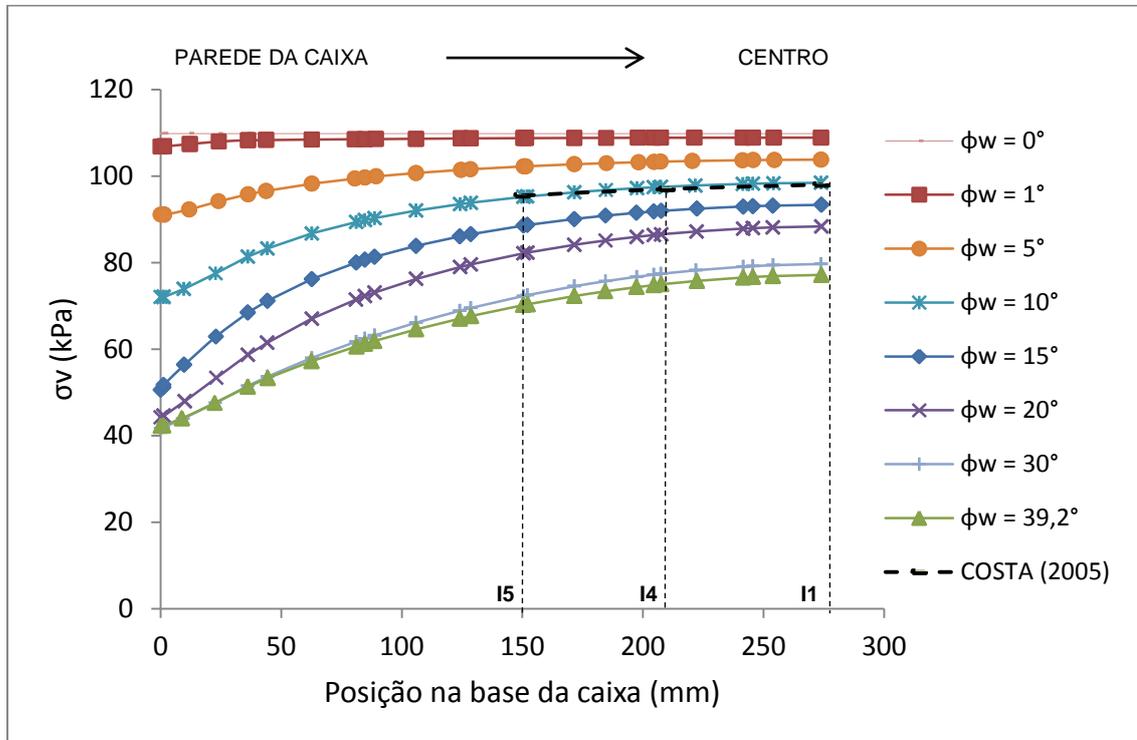


Figura 4.5 – Tensões medidas a partir do centro da base da caixa até sua extremidade durante a fase de carregamento para diferentes valores de ângulo de atrito de interface (ϕ_w).

Como pode ser verificado, as tensões aferidas na região central do fundo da caixa sofreram menor influência das condições de contorno, mesmo para valores elevados de ângulo de atrito de interface. Contudo, ao passo que as tensões são aferidas na região próxima à parede da caixa ocorre um sensível alívio dessas tensões, podendo estas alcançar uma redução da ordem de 45% para $\phi_w = 30^\circ$, por efeito de arqueamento.

Analisando-se apenas a região central, também se observa uma forte influência do ângulo de atrito de interface. Para condição de $\phi_w = 0^\circ$ (paredes da caixa perfeitamente lisas) foi obtido para o fundo da caixa a tensão (σ_v) de 109,9 kPa, enquanto que para a pior situação de $\phi_w = 39,2^\circ$ (ângulo de atrito do solo igual

ao de atrito de interface) foi aferido 77,15 kPa, representando um desvio de aproximadamente 30%.

Para estimar o ângulo de atrito de interface nos modelos, Costa (2005) utilizou formulação da teoria clássica do arqueamento, modificada para atender as especificidades do problema através da equação 4.2. Como as tensões no fundo da caixa foram medidas pelas células de carga I1, I4 e I5 o valor de ϕ_w foi obtido por retroanálise, chegando-se a $\phi_w = 9^\circ$ na situação mais desfavorável. Para este valor de ϕ_w não foram gerados grandes desvios nos resultados de σ_v como pode ser verificado na Figura 4.5. Além disso, o modelo numérico reproduziu de forma bastante satisfatória os resultados obtidos por Costa (2005) de σ_v em diferentes condições de ângulo de atrito de interface, sendo a simulação com valores de $\phi_w = 10^\circ$ a mais próxima do modelo físico estudado.

A dimensão da base da caixa de testes (B) de 560 mm provou ser adequada, uma vez que a influência das paredes da caixa é pequena na parte central do modelo, região de inserção do duto e instalação do alçapão. Na Figura 4.6 é mostrada a distribuição das tensões verticais na caixa de testes para $\phi_w = 10^\circ$.

$$\sigma_v = \frac{\gamma}{2K_0 \operatorname{tg} \phi_w w} \left[1 - e^{-2K_0 \operatorname{tg} \phi_w w H} \right] + q \cdot e^{-2K_0 \operatorname{tg} \phi_w w H} \quad (4.2)$$

Em que: σ_v = tensão vertical na base da caixa; w = fator geométrico igual a $1/B + 1/L$, com B correspondendo à largura da caixa e L, ao comprimento; H = altura do maciço; $K_0 = 1 - \operatorname{sen}^2 \phi'$; γ = peso específico do material, igual a 17,7 kN/m³ para Dr = 100 %.

De forma complementar, Brachman et al. (2000) também analisaram, por meio de modelo físico e numérico, a influência das condições de contorno durante a medição de tensões verticais, horizontais e cisalhantes, em uma caixa de testes com duto enterrado. Os autores concluíram que a influência de ϕ_w pode ser refletida na atuação das tensões em torno do duto, sendo aconselhável o tratamento das paredes da caixa para uma boa idealização das condições de campo. Para $\phi_w \leq 5^\circ$ observou-se uma diferença entre σ_v medido e o teórico esperado menor que 2%.

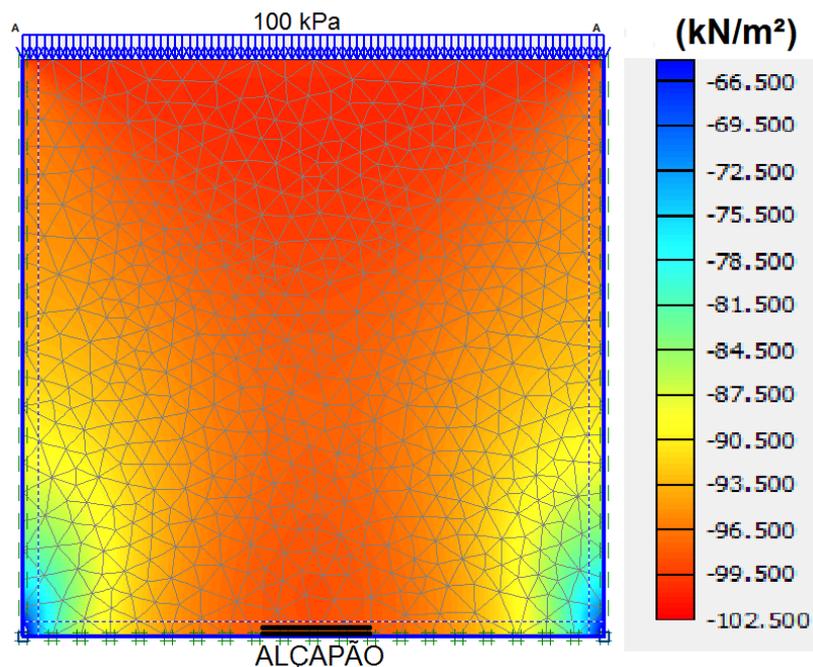


Figura 4.6 – Distribuição das tensões verticais na caixa de testes para $\phi_w = 10^\circ$.

4.2 Análises tridimensionais

4.2.1 Arqueamento ativo

A primeira análise para se observar o desenvolvimento do arqueamento ativo foi feita por meio das tensões aferidas sobre o alçapão na posição central (I1). A Figura 4.7 apresenta os resultados das variações de tensão vertical na superfície do alçapão, normalizada pela tensão vertical inicial aferida antes da movimentação do alçapão (σ_v/σ_{vi}), em função do deslocamento relativo descendente do alçapão (δ/B). Trata-se de uma simulação semelhante à desenvolvida na Figura 4.4, contudo, foram testados dois valores de densidade relativa para o maciço ($D_r = 50\%$ e $D_r = 100\%$) sujeito a uma sobrecarga de 100 kPa, comparando-os aos resultados de Costa (2005).

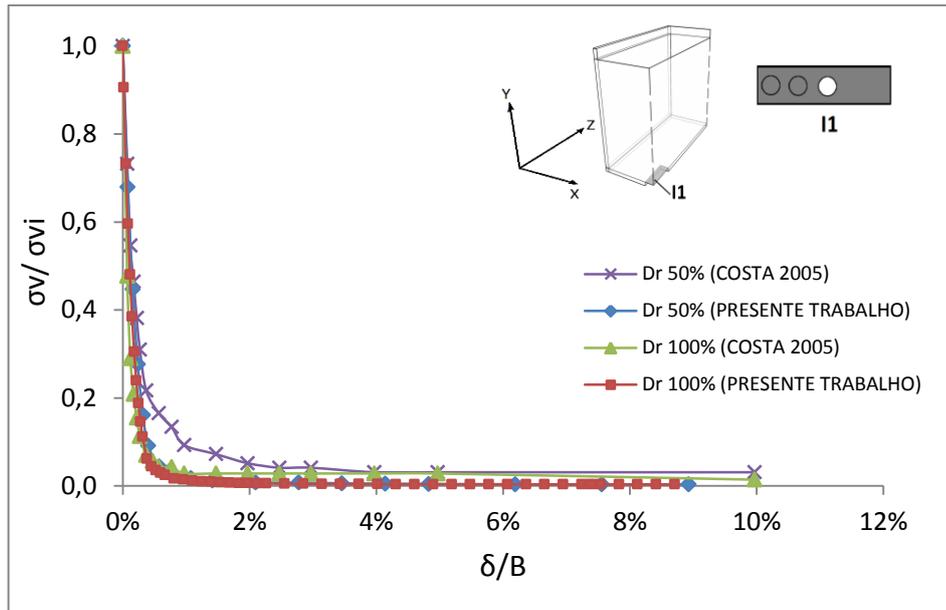


Figura 4.7 – Variação da tensão vertical no centro do alçapão para $D_r = 50$ e 100% em arqueamento ativo.

Como pode ser observado, a resposta das simulações convergiu de maneira muito satisfatória para ambas as densidades relativas testadas, apesar da diferença entre as curvas ter ficado mais pronunciada para $D_r = 50\%$ (estado mais fofo do maciço) em relação ao modelo físico, caracterizando-se por uma redução inicial de tensão tão abrupta quanto na simulação com $D_r = 100\%$.

Em seguida, foi analisada a distribuição de tensões em diferentes pontos ao longo de um perfil vertical, fixado sobre a posição I1. A Figura 4.8 relaciona a variação das tensões aferidas (σ_v / σ_{vi}) com o deslocamento relativo do alçapão (δ / B) para diferentes alturas relativas H_e / B (em que H_e é a distância vertical do local de leitura de tensão à base da caixa). Os dados referem-se ao maciço no estado fofo ($D_r = 50\%$) e sujeito a sobrecarga de 100 kPa.

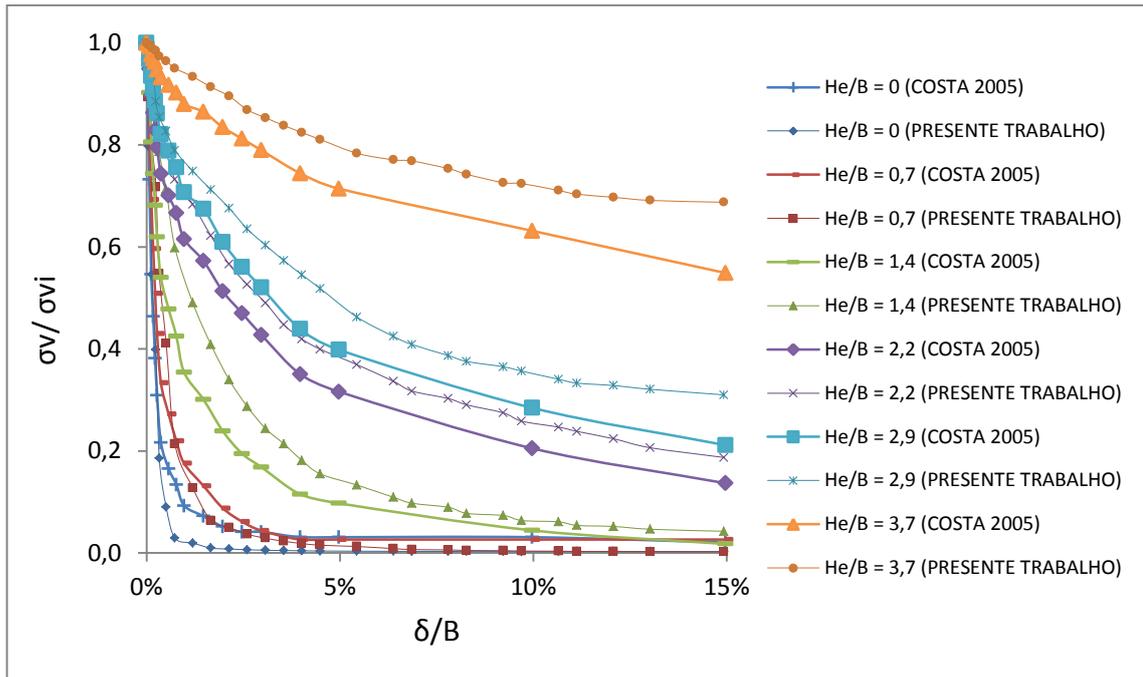


Figura 4.8 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do centro do alçapão em arqueamento ativo, para $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa.

Com os dados apresentados, é percebido que o fenômeno do arqueamento ativo diminui sensivelmente com o aumento de H_e/B , tanto nas simulações numéricas quanto no modelo físico. Além disso, quanto maior o valor de H_e/B as variações de σ_v/σ_{vi} tornam-se menos acentuadas em função de δ/B , tendendo para $\sigma_v = \sigma_{vi}$ ao passo que se distancia verticalmente do alçapão. O modelo numérico apresentou inclusive uma menor variação nas tensões verticais face aos dados do modelo físico, embora as curvas mostrem à mesma tendência, a diferença dos resultados chegou a 20% para o caso mais extremo ($H_e/B = 3,7$). O erro de aproximação médio do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.8 foi de 10,64%.

Uma maneira de se investigar até em que altura H_e/B o deslocamento do alçapão influenciaria as tensões aferidas no maciço, é traçando um gráfico a partir dos dados do modelo numérico fornecidos pelo mesmo perfil vertical, onde foi relacionado H_e/B com σ_v/σ_{vi} , para $D_r = 50\%$. O deslocamento relativo do alçapão foi fixado em $\delta/B = 5\%$. Os resultados são exibidos na Figura 4.9. Os valores do trabalho de Costa (2005) também foram comparados, mas a disponibilidade dos dados de σ_v/σ_{vi} se restringiu até a altura de $H_e/B = 3,7$. Os dados experimentais de

apresentaram uma tendência compatível com os dados da simulação numérica para $D_r = 50\%$.

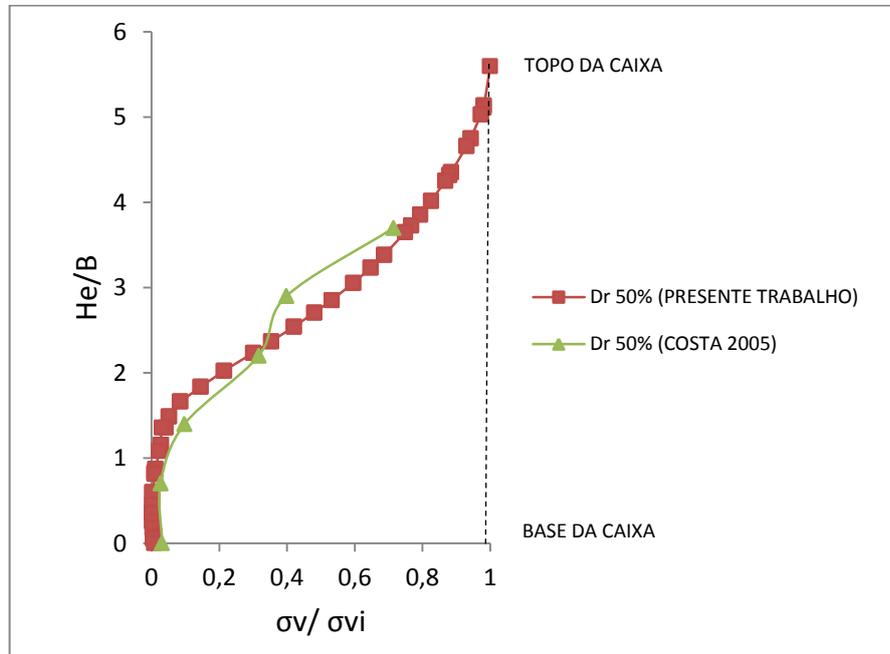


Figura 4.9 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do centro do alçapão em arqueamento ativo, para $\delta/B = 5\%$ e $D_r = 50\%$.

A interseção das curvas mostradas na Figura 4.9 com a vertical para a condição de $\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$ forneceu uma altura de influência máxima de $H_e/B = 5,0$ no modelo numérico. O valor encontrado ficou dentro das estimativas de Costa (2005), para essa situação a altura de influência do deslocamento do alçapão ficaria entre $H_e/B = 4,0$ e $5,0$ por meio da extrapolação das curvas geradas pelo modelo físico. Além disso, foi identificada uma zona de alívio quase que completo até a altura de $H_e/B = 1,5$ por efeito de arqueamento ativo.

4.2.2 Arqueamento passivo

As simulações envolvendo arqueamento passivo tiveram o alçapão se deslocando em direção à massa de solo. A Figura 4.10 mostra os resultados de σ_v/σ_{vi} em função de δ/B para a condição de elevação localizada, na posição central

I1, bem como nas posições I2 e I3 (locadas conforme mostrado na Figura 3.4). Os resultados referem-se à $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

A movimentação ascendente do alçapão promove uma elevação localizada do maciço que, por sua vez, deflagra o fenômeno do arqueamento passivo. As tensões aferidas por ambos os modelos (físico e numérico) apresentam um aumento significativo, mesmo para pequenos deslocamentos relativos (δ/B). Ao final da movimentação do alçapão, as tensões verificadas em I1 e I2, no modelo numérico, são da ordem de quatro vezes a aferida inicialmente, sendo muito próximas às encontrado por Costa (2005).

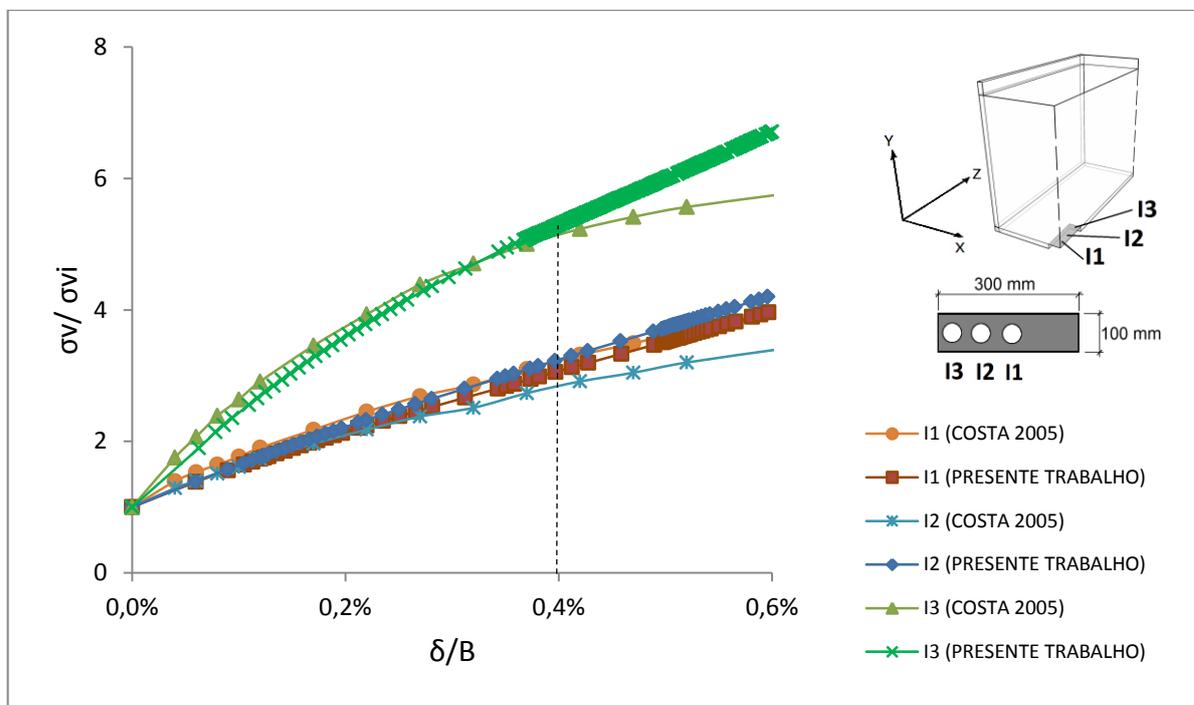


Figura 4.10 – Variação da tensão vertical na superfície do alçapão em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

Já na posição I3 é observado um aumento de tensão ainda maior, sendo $\sigma_v/\sigma_{vi} \approx 6$ para o modelo físico e de $\sigma_v/\sigma_{vi} \approx 7$ para o modelo numérico. A divergência entre os resultados entre os modelos começa a ser perceptível a partir de deslocamentos relativos do alçapão (δ/B) superiores a 0,4% e representam um desvio máximo de 13% nas variações para a situação mais extrema ($\delta/B = 0,6\%$).

Este crescimento mais acentuado de tensão em I3 está relacionado com sua posição sobre o alçapão, pois nas proximidades das arestas do alçapão foi verificada uma zona cisalhante no solo nos planos xy e yz . A Figura 4.11 ilustra essa situação por meio de um corte tridimensional, comparando a região sobre o alçapão que mais sofreu tensões verticais (σ_v) com a região de maior esforço cisalhante no plano yz (τ_{yz}) em $\delta/B = 0,6\%$. Os dados foram apresentados de forma qualitativa, por meio da nuances de cores, em que os maiores valores de σ_v e τ_{yz} são destacados pelas cores mais quentes. A partir da Figura 4.11b foi possível identificar a região de maiores tensões cisalhantes do modelo numérico, destacando a superfície de ruptura observada nos modelos físicos de Costa (2005), como ilustrado na Figura 4.11c.

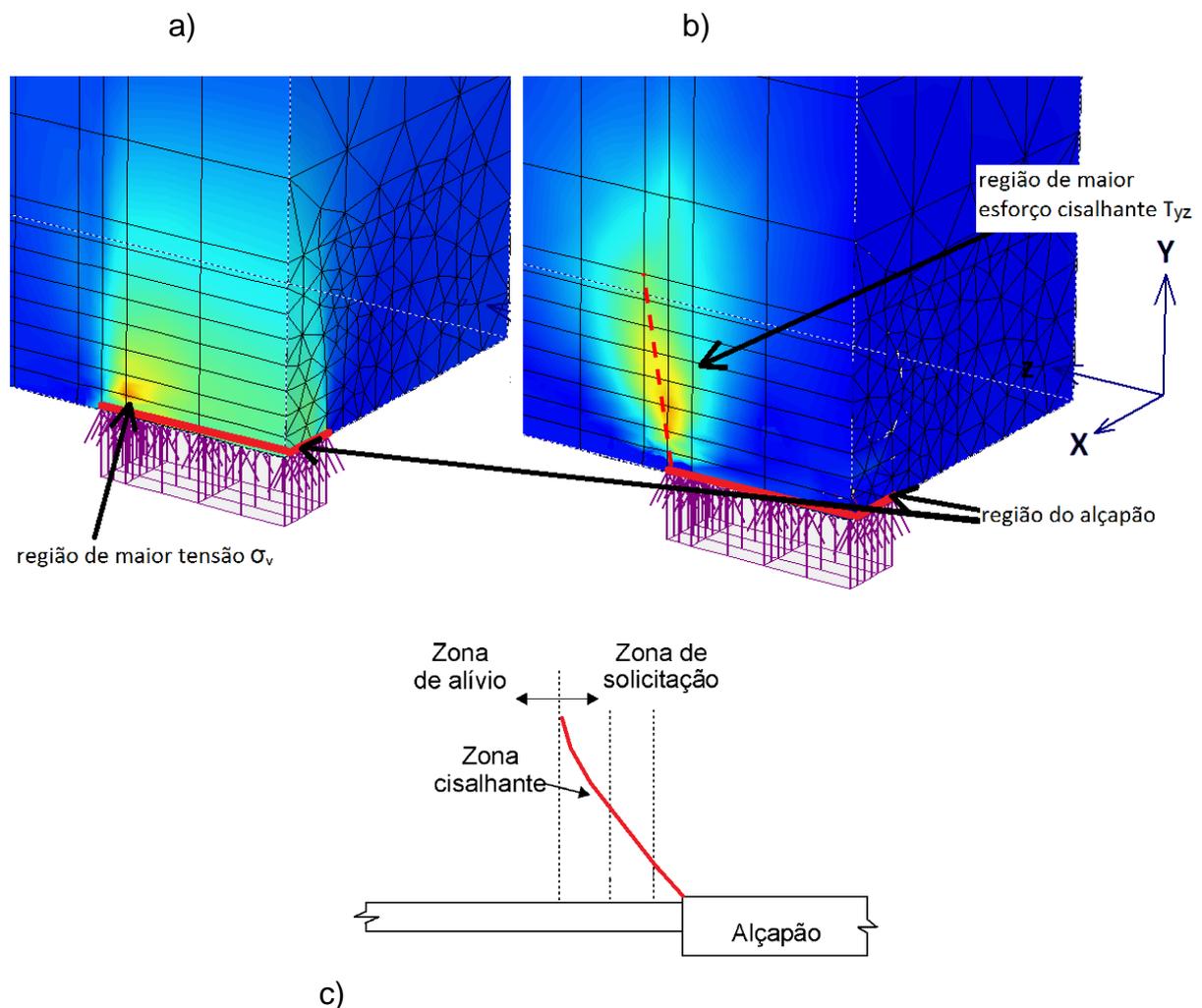


Figura 4.11 – Esquema tridimensional da reposta da elevação do alçapão, em escala de cores: a) tensão vertical no plano yz ; b) tensão cisalhante no plano yz e c) esquema do plano de ruptura observado por Costa (2005).

Assim como no caso do arqueamento ativo, também foi investigada, para a condição passiva, a influência da movimentação ascendente do alçapão em um perfil vertical. A Figura 4.12 apresenta os resultados de tensão obtidos para diferentes alturas relativas (H_e/B) partindo da posição I1.

A influência da movimentação ascendente do alçapão se propagou ao longo do maciço de modo a restringir o aumento de σ_v/σ_{vi} à medida que se distancia verticalmente da base. Para a simulação em arqueamento passivo foi verificada uma altura de máxima influência de $H_e/B = 3,0$ em $\delta/B = 0,6\%$, valor inferior ao observado para o arqueamento ativo. Os resultados das simulações numéricas se comportaram de forma semelhante aos resultados experimentais de Costa (2005). Contudo, ainda é possível constatar um desvio nos dados, que cresce em função do incremento de δ/B . O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.12 foi de 6,43%.

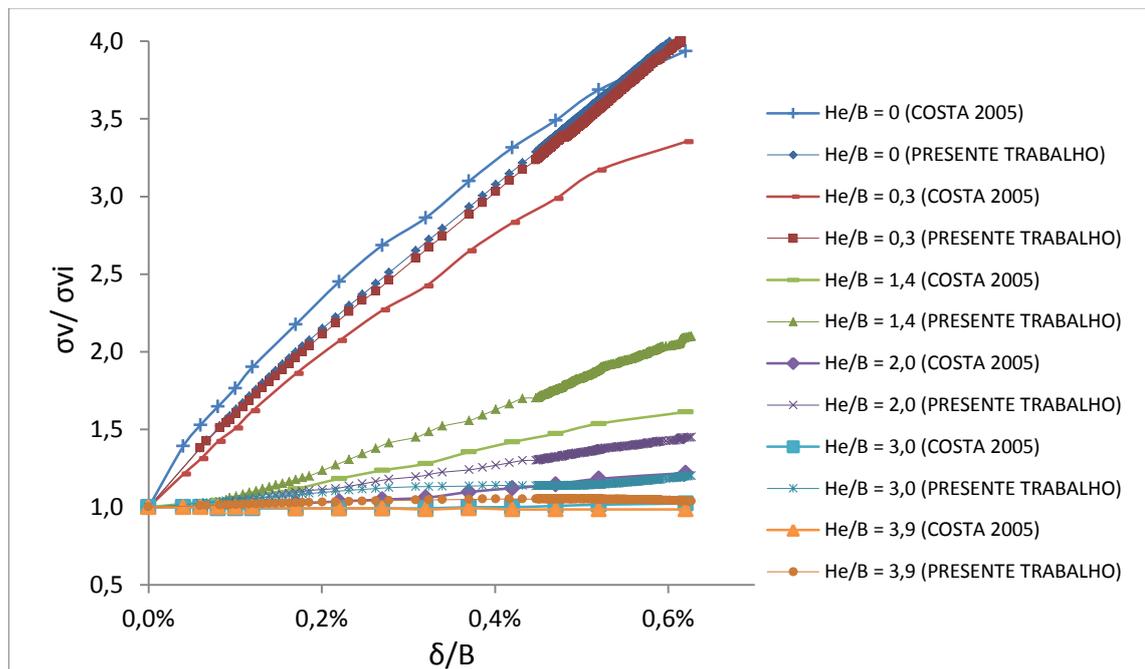


Figura 4.12 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do alçapão em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

Para examinar a influência da densidade relativa (D_r) na distribuição das tensões em um perfil vertical, foram testados valores de $D_r = 50$ e 100% . Os dados

do modelo numérico são exibidos na Figura 4.13, sendo estes aferidos durante o deslocamento ascendente do alçapão (δ/B) de 1,0%. Apresentam-se na mesma figura os dados experimentais de Costa (2005) para $D_r = 100\%$. Como pode ser observado, os resultados de ambas as simulações numéricas foram muito semelhantes desde o topo da caixa até a altura de $H_e/B = 1,5$, independentemente do estado de compactação do maciço. A diferença nos valores aferidos de σ_v/σ_{vi} são apenas perceptíveis com a proximidade da base do alçapão, onde o maciço mais compacto ($D_r = 100\%$) experimenta maiores tensões verticais. No caso do modelo físico os dados de σ_v/σ_{vi} estão disponíveis até a altura $H_e/B = 3,9$ e apresentou a mesma tendência das curvas geradas pelo modelo numérico.

Também foi investigado como a movimentação na condição passiva modificou o comportamento das tensões verticais na circunvizinhança da base do alçapão, comparando os resultados obtidos com os dados experimentais. A variação de σ_v/σ_{vi} em função de δ/B nas posições I4 e I5 (células de tensão adjacentes ao maior lado do alçapão de 30 cm ou 3B) é apresentada na Figura 4.14.

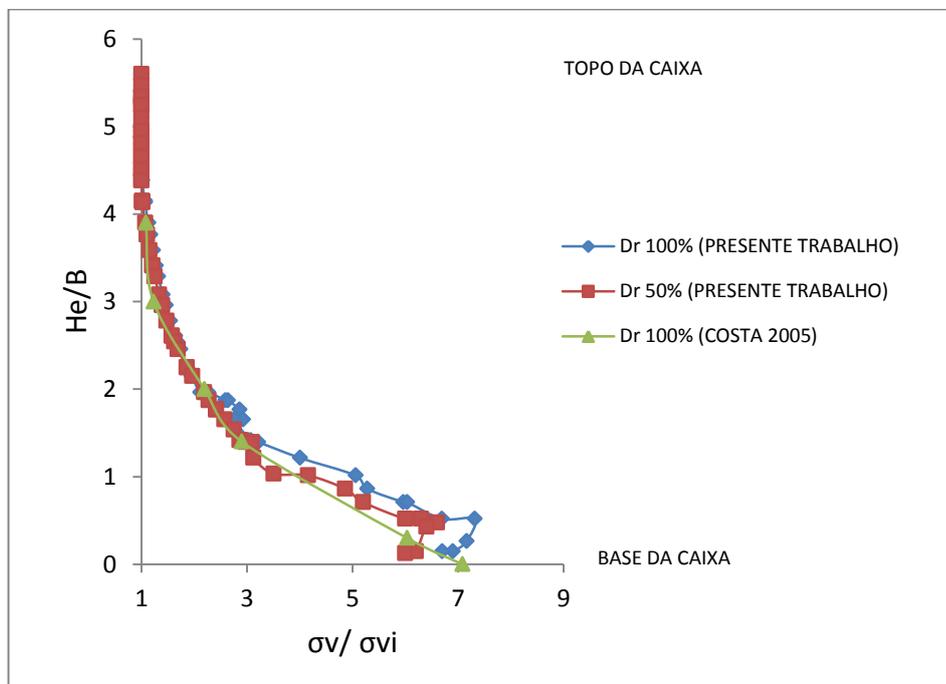


Figura 4.13 – Variação da tensão em um perfil vertical partindo do centro do alçapão em arqueamento passivo, para $D_r = 50$ e 100% .

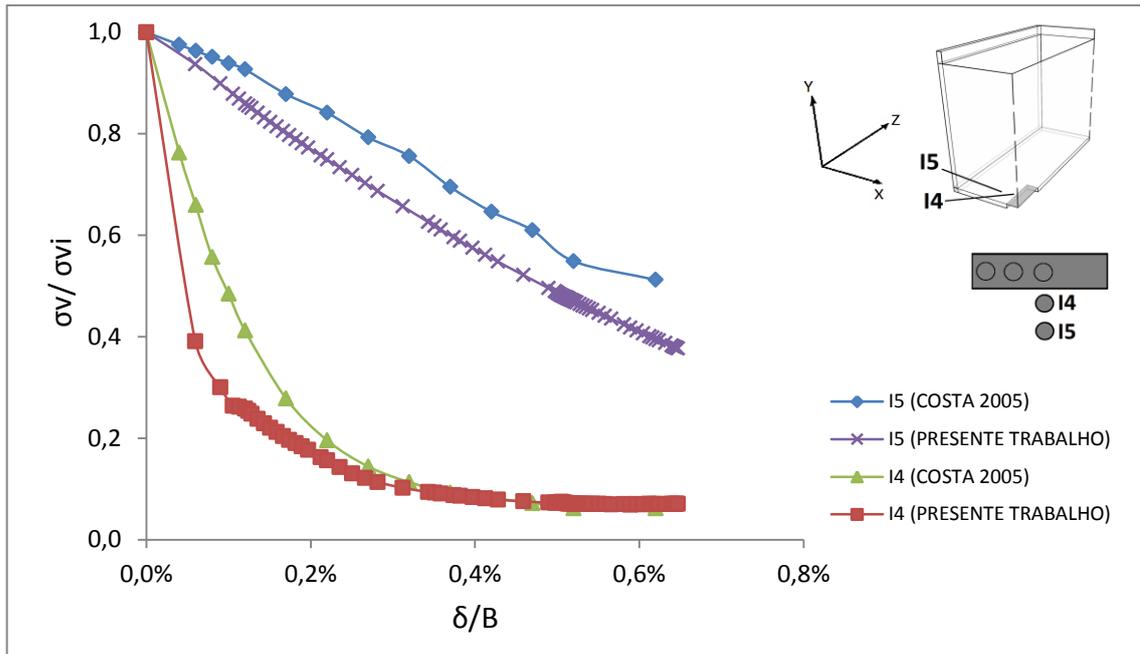


Figura 4.14 – Variação de tensões no exterior do alçapão em elevação, região do maior lado, para $D_r = 100\%$ e $q = 100 \text{ kPa}$.

Conforme os dados apresentados, da simulação numérica e dos ensaios experimentais, é facilmente perceptível que I4 se submete a alívios de tensões mais intensos que I5. O arqueamento deflagrado pela movimentação do alçapão também tem mais influência nas proximidades das arestas externas para ambos os modelos, sendo manifestado de forma oposta ao verificado dentro do alçapão.

A Figura 4.15 mostra de forma qualitativa a distribuição das tensões verticais (σ_v) no plano onde os pontos I4 e I5 são posicionados ($z = 0,7\text{m}$) para $\delta/B = 0,6\%$ e faz uma comparação, por meio do espectro de cores, com a resposta de cisalhamento nos plano xy (τ_{xy}) e as tensões horizontais (σ_h). Neste foi notado que as interfaces que delimitam a região do alçapão são submetidas a maiores esforços de cisalhamento, tensão vertical e horizontal. Justificando numericamente a maior influência do arqueamento ativo em I4 do que em I5, já que a movimentação ascendente do alçapão gerou um desconfinamento do solo de forma mais intensa em sua circunvizinhança externa. Além disso, foi verificado que as distribuições das tensões verticais e horizontais são distintas ao longo do maciço após a mobilização do alçapão. Os acréscimos de σ_v são mais acentuados em uma coluna vertical de solo sobre o alçapão, enquanto que os incrementos de σ_h em função da

movimentação do alçapão se projetam de forma mais inclinada e distribuída ao longo do maciço. A superfície de ruptura também pode ser visualizada pela Figura 4.15b com maior inclinação para vertical.

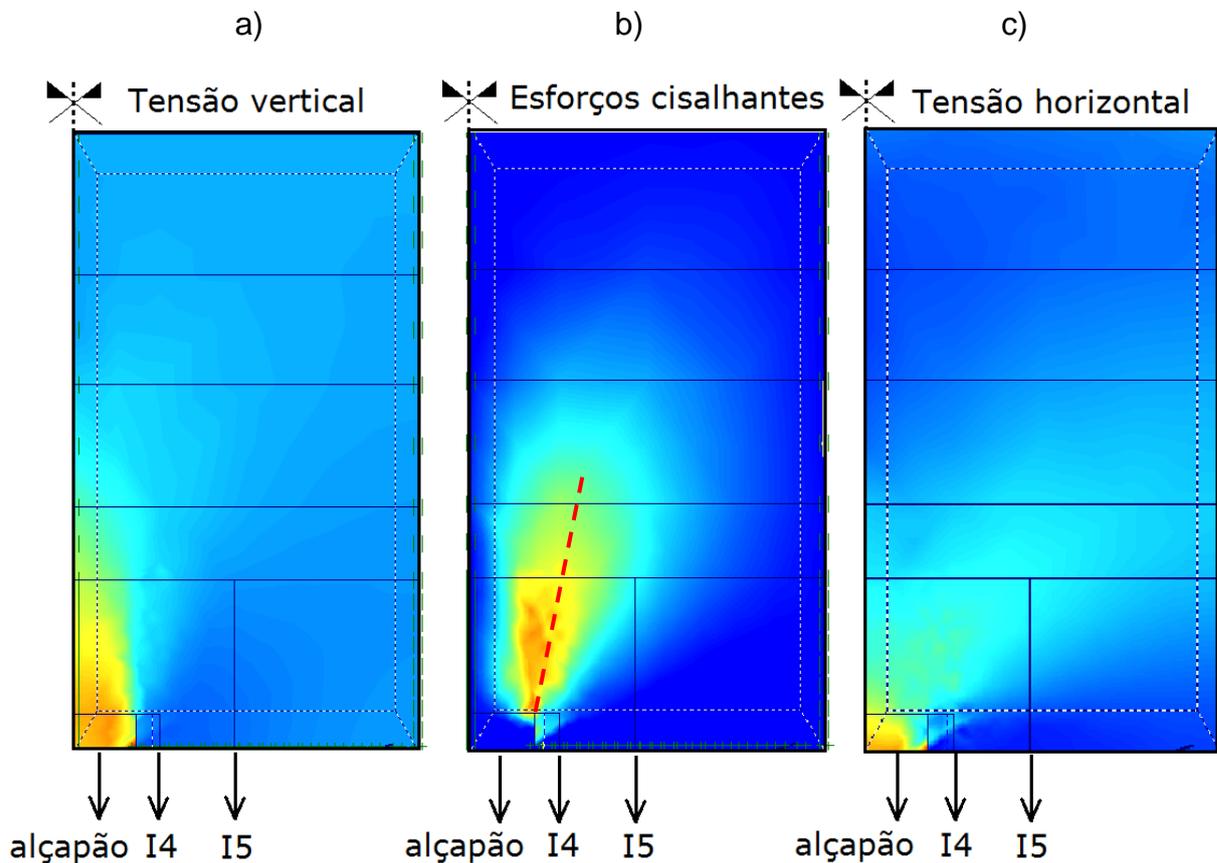


Figura 4.15 – Seção transversal no centro do modelo: a) tensão vertical; b) tensão cisalhante no plano xy e c) tensão horizontal, passando pelas células I4 e I5, com alçapão em elevação para $\delta/B = 0,6\%$.

Em seguida foi analisada a distribuição de tensões ao longo do eixo longitudinal da caixa de testes, no centro da mesma. A Figura 4.16 exhibe os resultados obtidos de σ_v/σ_{vi} em função de δ/B nas posições I6, I7, I8 e I9. Os modelos físico e numérico obtiveram a mesma tendência verificada na Figura 4.14, ou seja, com redução de σ_v/σ_{vi} mais intensa nas proximidades do alçapão. A influência da movimentação do alçapão mostrou-se bastante reduzida para I7 e I8, enquanto foi praticamente nula pra I9. A aproximação dos resultados da simulação numérica foi bastante precisa em relação ao modelo físico de Costa (2005) para I6 e

I9, enquanto que para as medições de σ_v/σ_{vi} em I8 e principalmente em I7 apresentaram diferenças. O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.16 foi de 3,31%.

A influência do arqueamento sofreu redução ao se distanciar das arestas externas do alçapão, como apresentado pelas Figuras 4.11 (sentido longitudinal) e 4.15 (corte transversal) existe uma região de maior concentração de tensões cisalhantes nas extremidades das arestas externas do alçapão, justificando os maiores efeitos do arqueamento no ponto I6. Inclusive, o lado da aresta escolhido do alçapão (plano yz) para se investigar a variação de σ_v/σ_{vi} na Figura 4.16 não implicou em diferenças significativas se comparamos aos resultados apresentados na Figura 4.14 (plano xy). Basicamente, as maiores diferenças entre as repostas dadas pelo modelo físico e numérico se limitaram às leituras de pontos intermediários, como em I7 e I8.

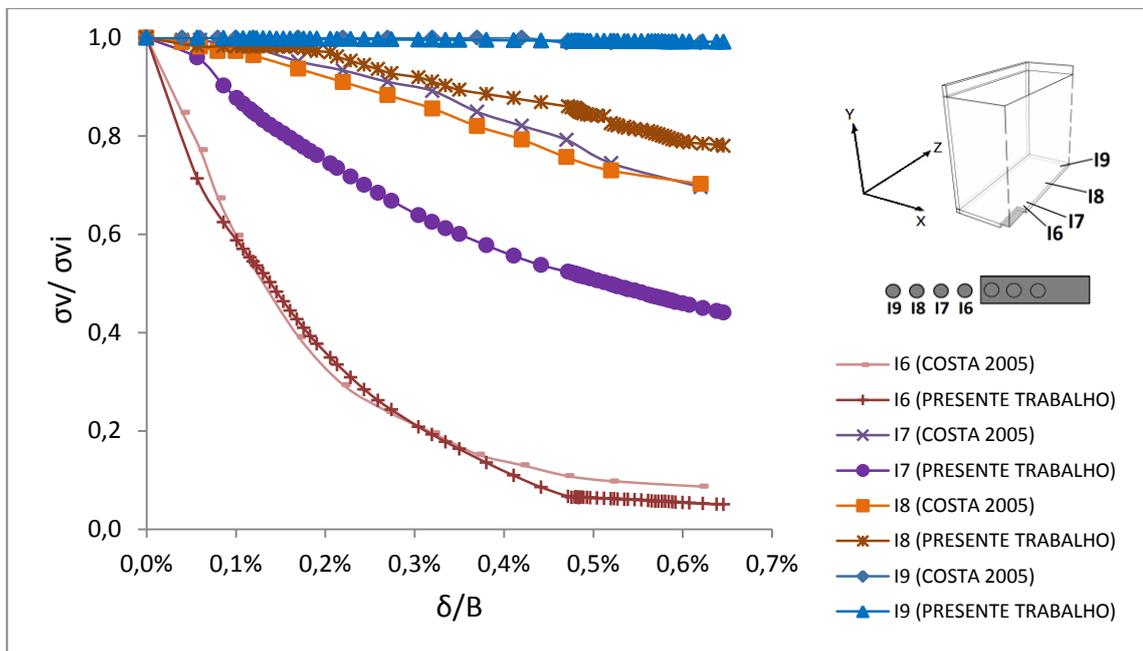


Figura 4.16 – Variação de tensões no exterior do alçapão em arqueamento passivo, região do menor lado, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

Costa (2005) também avaliou a distribuição espacial da tensão vertical no sentido transversal (plano xy) e no sentido longitudinal (plano yz) da caixa de testes. As medições partiram da base da caixa ($H_e/B = 0$). Foram aferidas razões σ_v/σ_{vi}

deslocamentos relativos δ/B iguais a 0,06 e 0,27% na condição passiva. Os resultados foram apresentados e comparados com a resposta do modelo numérico nas Figuras 4.17 e 4.18, analisando-se, isoladamente, a seção do plano xy que passa no centro do modelo na direção transversal, (Figura 4.17) e do plano yz que passa no centro do modelo na direção longitudinal (Figura 4.18).

Para os dados mostrados na Figura 4.17, os maiores valores de σ_v/σ_{vi} , no modelo físico, são verificados na região central do alçapão, enquanto que no modelo numérico as maiores tensões foram apuradas nas extremidades do alçapão. Isto é explicado em função de uma limitação do experimento físico, onde as células de tensão localizadas nos pontos I1, I4 e I5, não foram suficientes para varrer toda base da caixa, de forma tão meticulosa quanto é possível por meio do método dos elementos finitos, o qual detecta a descontinuidade nas tensões nas bordas do alçapão. Os resultados de σ_v/σ_{vi} foram bastante próximos entre os modelos, considerando os pontos conhecidos do modelo físico e com exceção da borda externa do alçapão. A distância de influência da movimentação do alçapão nas tensões verticais foi praticamente a mesma no modelo físico e no modelo numérico, estando essa compreendida no intervalo de $X_i/B = -1,3$ e $1,3$, onde foi verificado $\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$.

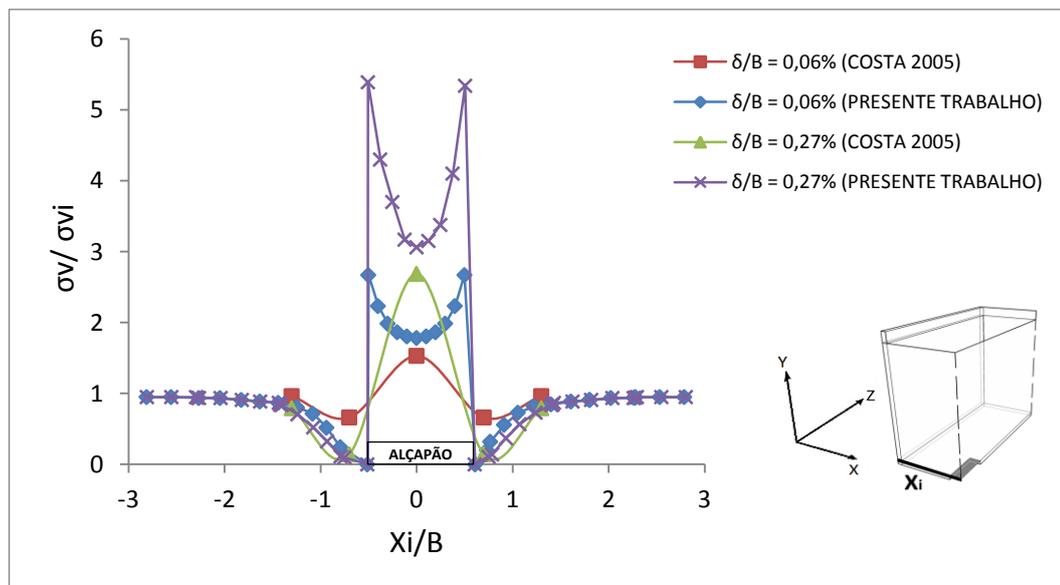


Figura 4.17 – Distribuição das tensões verticais na base do modelo ($H_e/B = 0$) no sentido transversal (plano xy) em arqueamento passivo, para $Dr = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

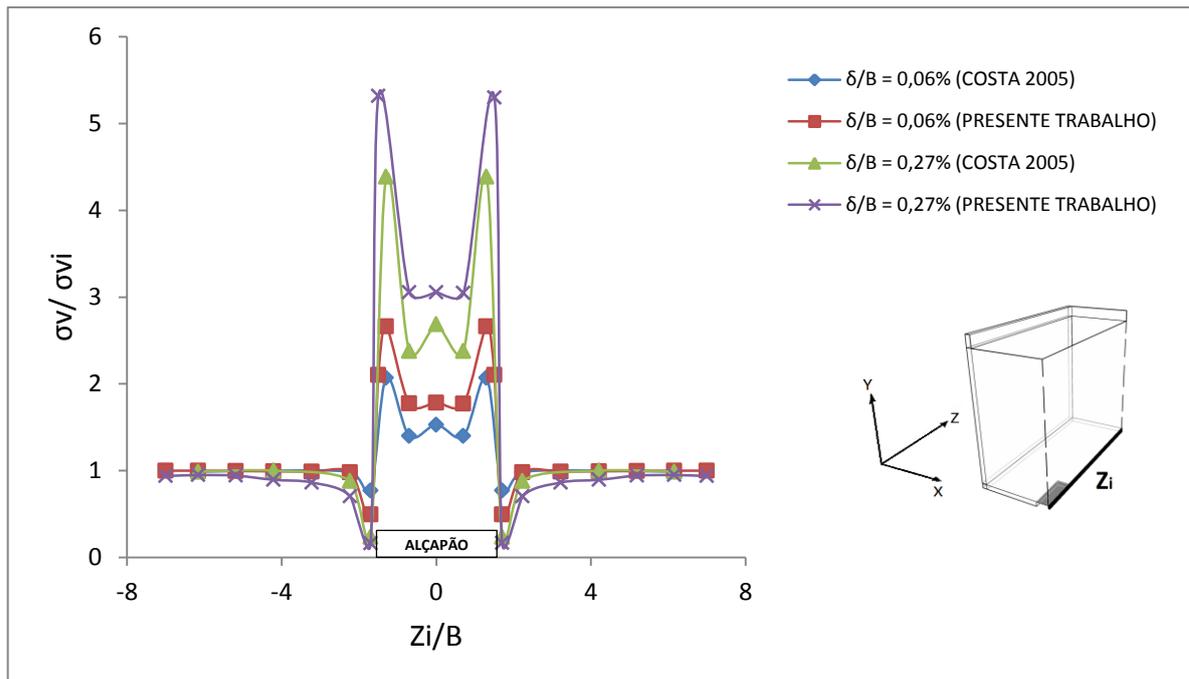


Figura 4.18 – Distribuição das tensões verticais na base do modelo ($H_e/B = 0$) no sentido longitudinal (plano yz) em arqueamento passivo, para $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

Já nos dados apresentados na Figura 4.18, Costa (2005) dispunha de um maior número de pontos de medição de tensão vertical (I1, I2, I3, I6, I7, I8 e I9). Por ser a distribuição espacial das tensões mais completa, nesse caso o modelo numérico acompanhou a tendência das leituras ao longo de toda seção longitudinal. Mais uma vez foi também observado que os maiores valores de σ_v/σ_{vi} se concentraram nas extremidades do alçapão, seguido de um abrupto alívio nas arestas externas e tendendo, por fim, à estabilização ($\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$) a uma distância da ordem de $2B$ da região central do alçapão. Como esperado, as variações de σ_v/σ_{vi} foram mais intensas com $\delta/B = 0,27\%$, os picos de σ_v/σ_{vi} ocorreram nas interfaces, uma vez que essas regiões encontram-se mais próximas da zona do solo em processo de cisalhamento.

A divergência verificada nos resultados de σ_v/σ_{vi} , para maiores deslocamentos relativos do alçapão, está relacionada com o parâmetro “tipo de cálculo” escolhido durante a modelagem no módulo *Plaxis 3D Calculations*. O pacote *Plaxis* permite a análise de modelos que obedeçam à teoria das grandes (*3D Consolidation analysis*) ou pequenas (*3D Plastic calculation*) deformações do MEF. No caso das grandes

deformações, as distorções na geometria são parcialmente corrigidas com a atualização contínua da malha de elementos finitos. Conforme o manual de referência do *Plaxis 3D*, essa escolha é a mais adequada para as análises de consolidação de solos argilosos, pois é possível verificar o desenvolvimento e dissipação do excesso de poropressão em função do tempo. Por outro lado, as deformações verificadas ao se utilizar a teoria dos pequenos deslocamentos (*3D Plastic calculation*) são estimadas a partir da geometria indeformada inicial. Apesar disso, o tipo de cálculo adotado nas análises foi o *3D Plastic calculation*, tendo em vista que no ensaio laboratorial (modelado numericamente) foi usado um solo arenoso sem a presença de água. Além disso, o parâmetro tempo não seria associado de forma correta, uma vez que o campo estabelece sua unidade em dias, enquanto que o modelo físico era realizado em alguns minutos (considerando todo o aparato previamente montado).

Em resumo, o modelo numérico conseguiu resultados próximos ao do experimento físico de Costa (2005). Concluiu-se também que o alçapão se comportou como uma “sapata” rígida invertida, pois a partir da imposição deslocamentos iguais foi gerada um aumento nas concentrações de tensões verticais nas regiões de borda.

4.3 Análises tridimensionais com duto

4.3.1 Análises sem movimentação do alçapão

Antes das simulações com o acionamento do alçapão, foi investigado o comportamento das deflexões (d^*) e tensões às quais o duto foi submetido, mediante apenas à aplicação de sobrecargas superficiais (q). O parâmetro d^* corresponde ao deslocamento radial de qualquer ponto medido da seção transversal do duto dividido por seu diâmetro médio (neste caso 75 mm). Um deslocamento positivo significa que o ponto medido moveu-se para o centro do duto e um deslocamento negativo, para fora.

A Figura 4.19 apresenta a deflexão (d^*), ao longo do comprimento do duto considerando um maciço com $D_r = 50\%$ e imposição de uma sobrecarga (q) de 100 kPa. Como esperado, as deflexões aferidas permaneceram praticamente

constantes, ao longo do comprimento do duto. Além disso, foi notada uma significativa convergência das deflexões aferidas no topo do duto, enquanto a diferença entre os modelos ficou em média $d^* = -0,10\%$ para a base e $d^* = -0,37\%$ para a linha d'água. De maneira geral, as deflexões no modelo numérico se comportaram de maneira similar ao experimento físico de Costa (2005), visto que houve flutuações nas medições nos modelos físicos para comparação desses resultados com os resultados dos modelos numéricos foi adotada a média. O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.21 foi de $-8,30\%$.

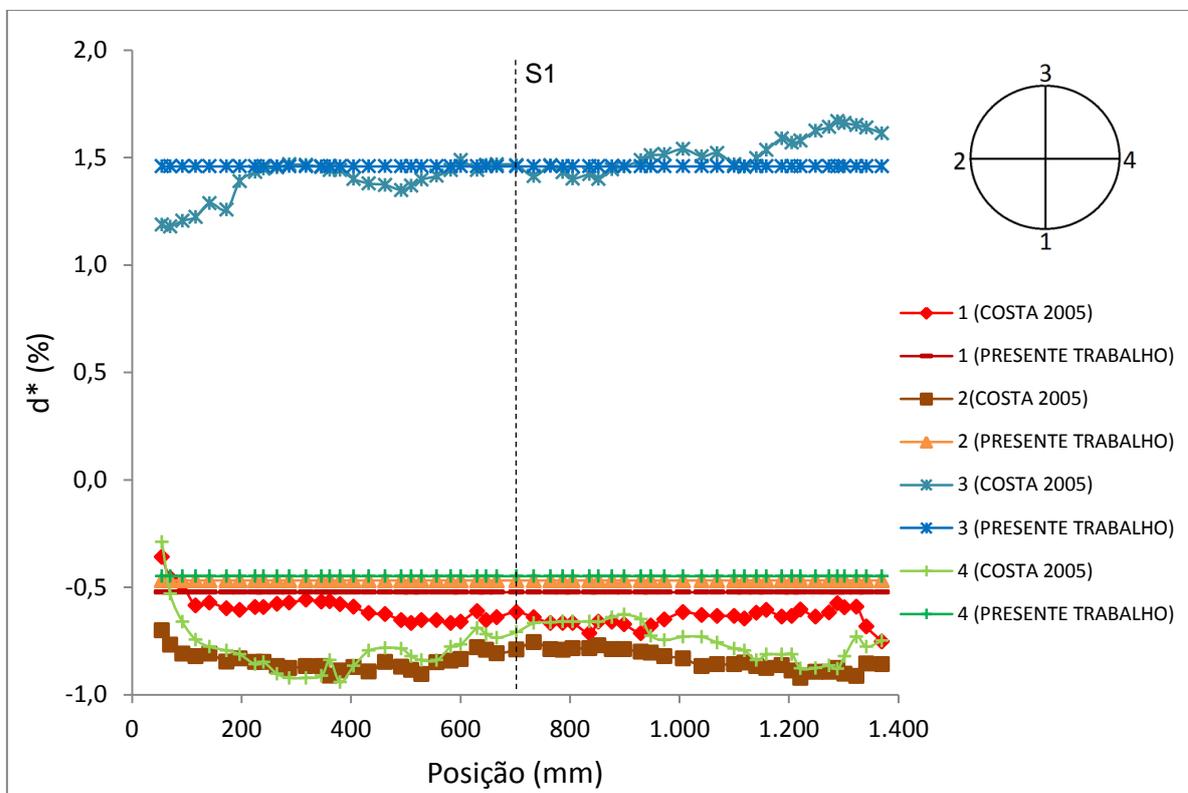


Figura 4.19 – Comparação entre dados de deflexão ao longo do duto para $q = 100$ kPa e $D_r = 50\%$.

A Figura 4.20 apresenta os perfis das deflexões aferidas na seção central do duto S1 (detalhes da posição de S1, ver Figura 3.5) para dois estados de compactação do maciço, $D_r = 50$ e 100% e sobrecarga de 100 kPa. Como esperado, os diagramas de deflexão (d^*) são aproximadamente simétricos em relação ao eixo

vertical. O mesmo deveria ter sido exato para o modelo numérico, no entanto, em função da geração automática da malha de elementos finitos do pacote *Plaxis 3D* não foi possível controlar a distribuição dos elementos, apenas sua densidade, o que resultou em pequenos desvios na precisão da resposta do modelo.

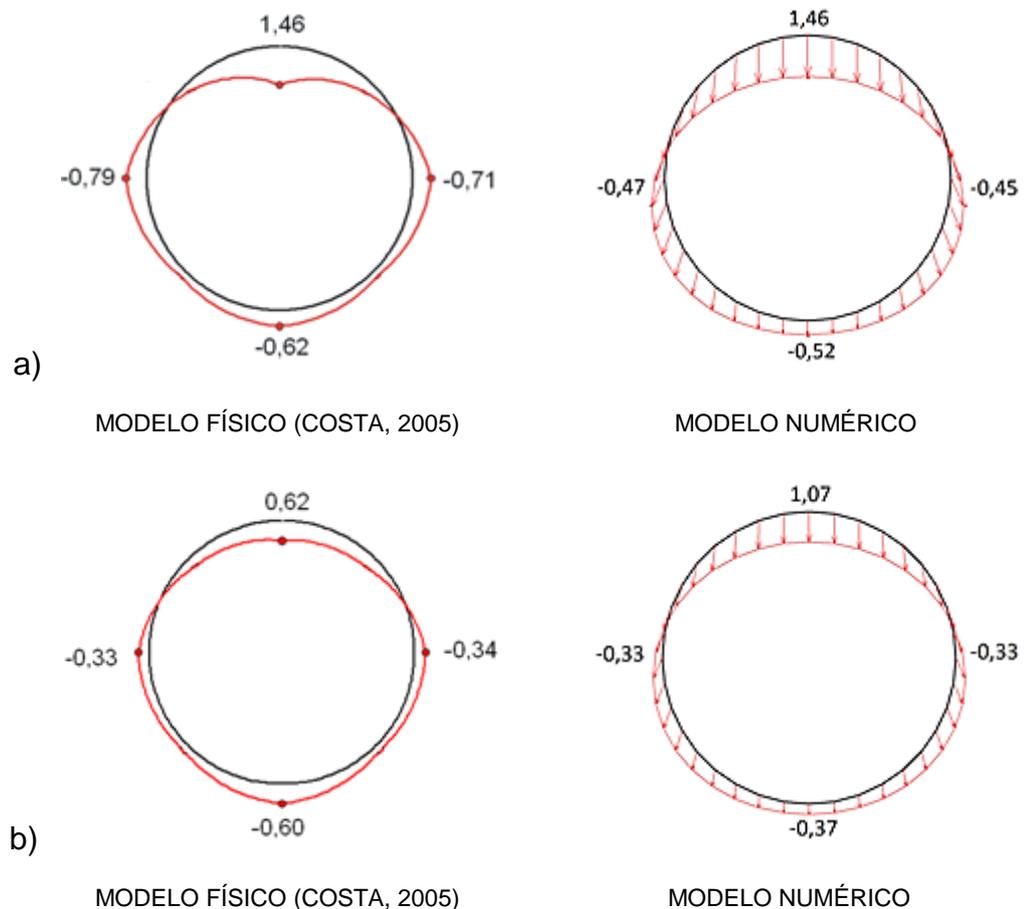


Figura 4.20 – Comparação entre as deflexões na seção central S1 após aplicação de sobrecarga: a) maciço com $D_r = 50\%$ e b) maciço com $D_r = 100\%$ (valores em %).

A deformada elíptica na seção do duto foi verificada para os modelos numéricos, configurando-se de maneira geral com uma deflexão positiva mais acentuada no topo do duto e deflexões menores, porém negativas, na base e linha d'água. A magnitude das deflexões do modelo numérico foi bastante compatível com as deflexões encontradas por Costa (2005) para o maciço mais fofo ($D_r = 50\%$). Contudo, a simulação com o maciço mais compacto ($D_r = 100\%$) resultou em uma maior divergência nos valores de d^* para o topo do duto, de modo que a restrição nas deflexões no topo do duto causada pelo aumento da densidade relativa do solo

foi de 57% no modelo físico, enquanto que para o modelo numérico a redução foi de 27%.

A variação de tensão no solo circundante (σ), em função de sobrecargas superficiais (q), foi aferida no topo (tensão vertical), na linha d'água (tensão horizontal) e na base do duto (tensão vertical medida a 30 mm abaixo do duto). A Figura 4.21 apresenta os resultados da simulação numérica e dos ensaios de Costa (2005) para o maciço no estado fofo (Figura 4.21a) e compacto (Figura 4.21b).

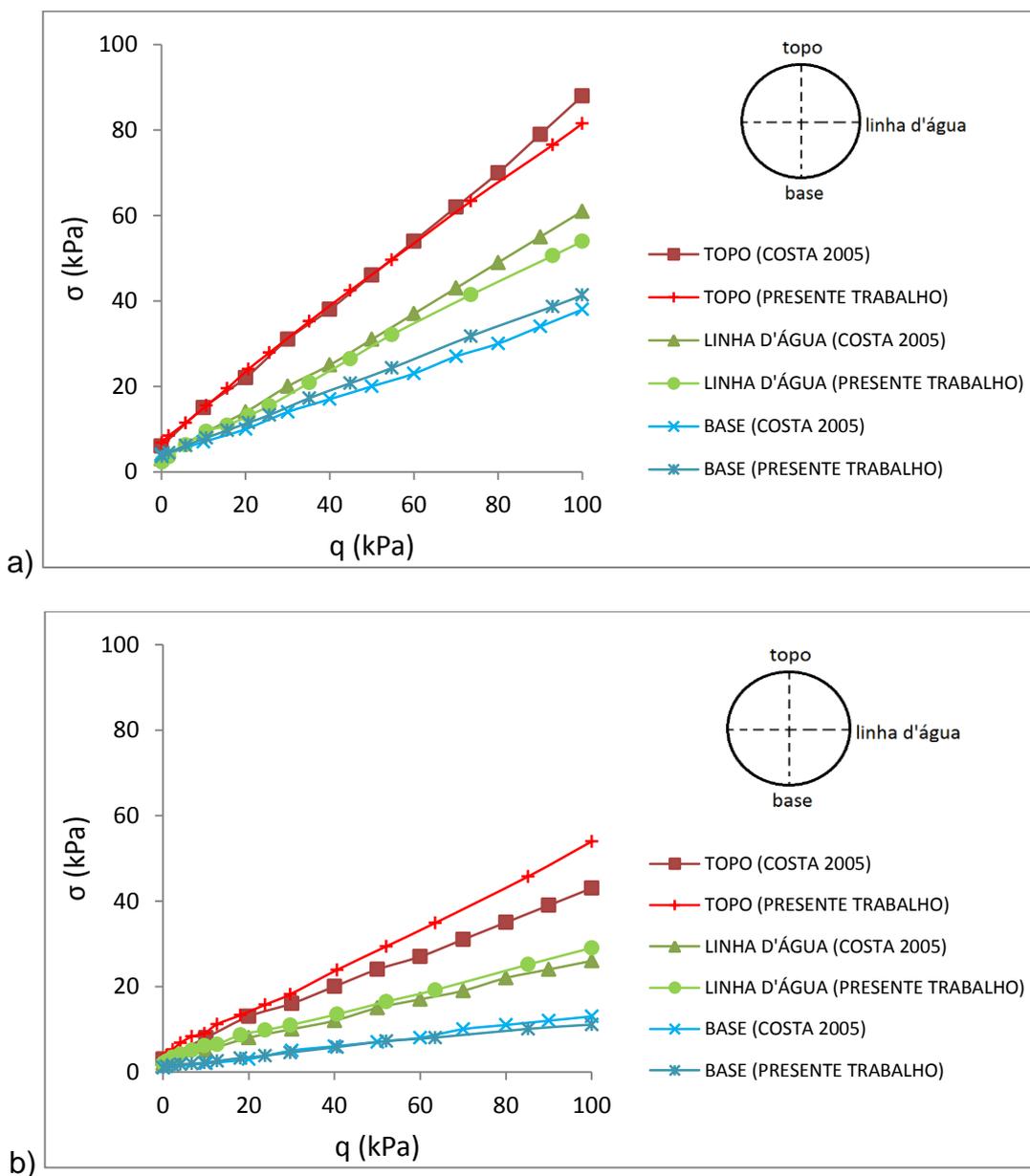


Figura 4.21 – Tensões no solo circundante com aplicação da sobrecarga: a) maciço com $D_r = 50\%$ e b) maciço com $D_r = 100\%$.

Foi verificada uma variação aproximadamente linear de σ em função de q , com maior intensidade de tensões verticais no topo do duto. Além disso, a ocorrência do arqueamento ativo foi observada mesmo sem a mobilização do alçapão, ocasionada pela simples inserção do duto. Os alívios de tensão medidos no topo, base e linha d'água do duto foram mais intensos para o maciço compacto, justificando as menores deflexões para $D_r = 100\%$ na figura 4.20. O benefício de uma boa compactação do solo de envoltória é destacado com os dados, contudo, os resultados apresentados retratam a condição sem mobilização das interações longitudinais no sistema solo / duto. A figura 4.22 apresenta os mesmos resultados, mas desta vez as tensões são exibidas por espectro de cores ao longo do solo de envoltória. As tensões verticais (Figura 4.22a) e horizontais (Figura 4.22b) do modelo numérico foram retiradas da seção S1 com $D_r = 100\%$ e sem a movimentação do alçapão.

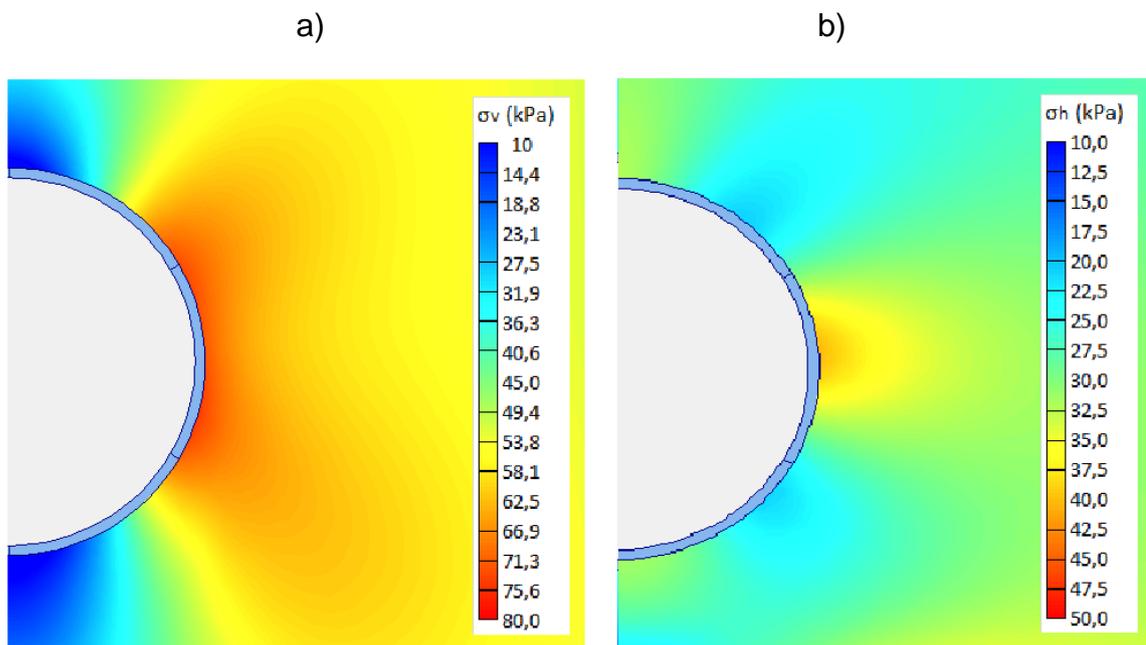


Figura 4.22 – Distribuição de tensão na seção S1 para $D_r = 100\%$, com inserção do duto e sem movimentação do alçapão: a) tensão vertical e b) tensão horizontal.

A partir das distribuições de tensões no solo de envoltória do duto, apresentadas na Figura 4.22, foi verificado que as tensões horizontais (σ_h) e verticais (σ_v) exerceram um papel importante na restrição das deflexões para a simulação

com maciço mais compacto. Uma vez que os valores de σ_h e σ_v foram mais acentuados na posição de linha d'água do duto. Por outro lado, as tensões verticais foram bastante atenuadas na região do topo e base do duto. Os valores de σ_v apresentados para a linha d'água na Figura 4.22a são diferentes das tensões exibidas na Figura 4.21b. Isso foi devido ao posicionamento das células da série "M" que foram fixadas à parede do duto, de modo que as tensões aferidas eram perpendiculares à parede do duto. Logo as tensões exibidas na Figura 4.21 na posição da linha d'água são horizontais.

Como se percebe, a resposta do modelo numérico seguiu a mesma tendência do experimento físico de Costa (2005) com uma boa convergência. Os resultados de tensão (σ) foram maiores no maciço fofo do que no maciço compacto em ambos os modelos. A diferença entre as repostas do modelo físico e numérico é gradualmente incrementada em função dos acréscimos das sobrecargas aplicadas (q). A maior divergência entre os modelos foi encontrada no topo do duto para o maciço no estado mais compacto ($D_r = 100\%$). Nessa situação foi verificada experimentalmente uma redução de 51% nas tensões (σ) para $D_r = 100\%$ em comparação ao ensaio com $D_r = 50\%$, foi verificada no modelo numérico uma redução de 34% nas tensões para a mesma situação no topo do duto. O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.21 foi de 4,16%.

4.3.2 Duto submetido à perda de apoio localizada

Depois de avaliado o comportamento do duto enterrado mediante a aplicação de carregamentos superficiais no maciço, procedeu-se às simulações numéricas do duto sofrendo perda de apoio localizada, como esquematizado na Figura 3.7a. Os dados apresentados na Figura 4.23a mostram a deflexão relativa (d^*), na orientação longitudinal, na base, linha d'água e topo do duto para uma movimentação descendente do alçapão de $\delta/B = 1\%$ e maciço com $D_r = 50\%$.

Os perfis longitudinais obtidos através das análises numéricas apresentam boa convergência com os dados experimentais de Costa (2005). O perfil central S1, com deformada ilustrada na Figura 4.23b, apresentou deflexões bem distintas das apresentadas na Figura 4.20a (onde o duto foi submetido apenas à sobrecarga

superficial), demonstrando a forte perturbação exercida pela perda de apoio, mesmo que para um pequeno deslocamento do alçapão.

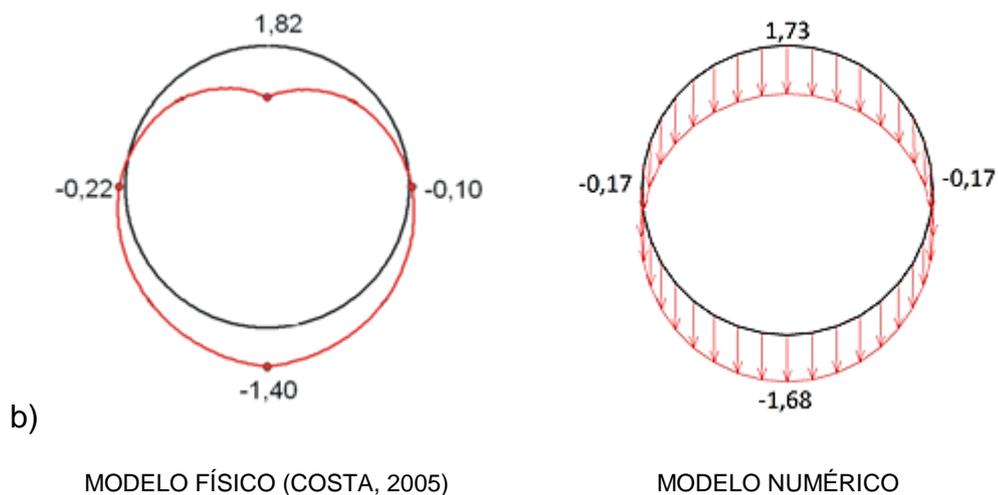
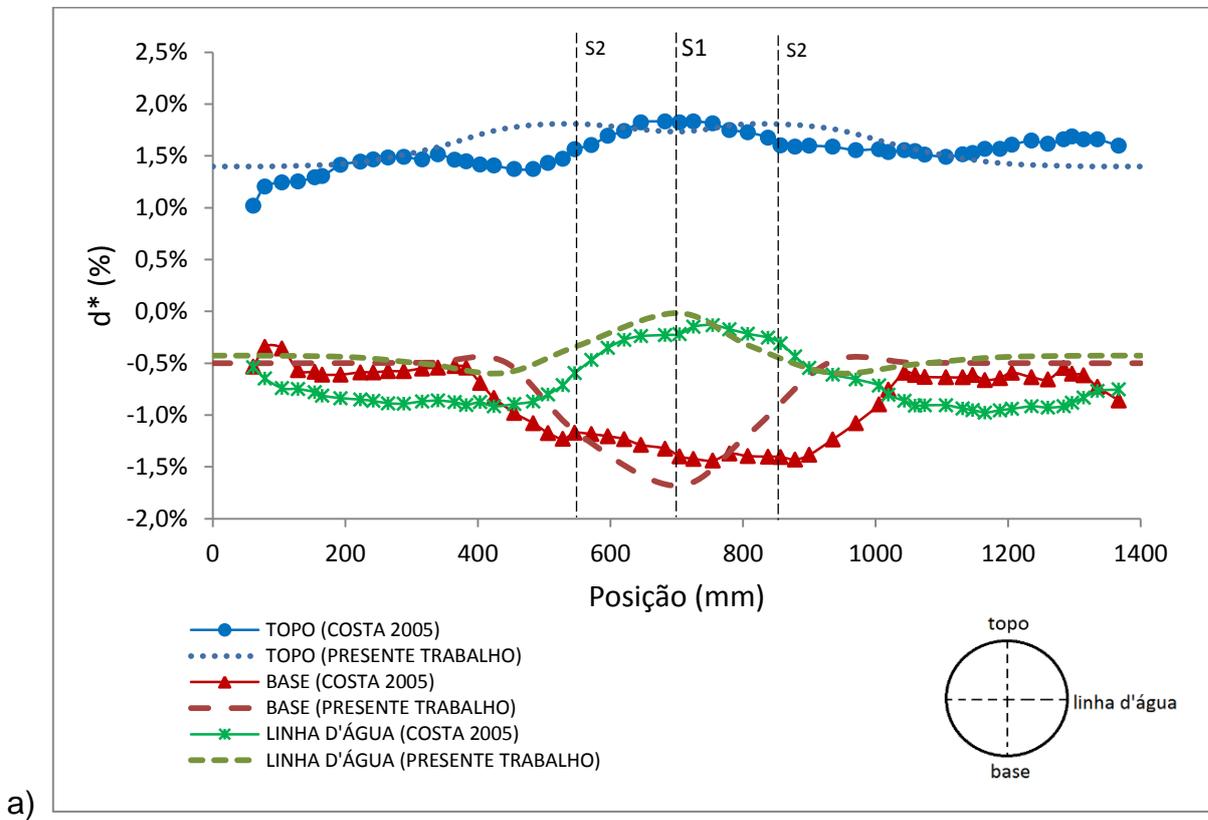
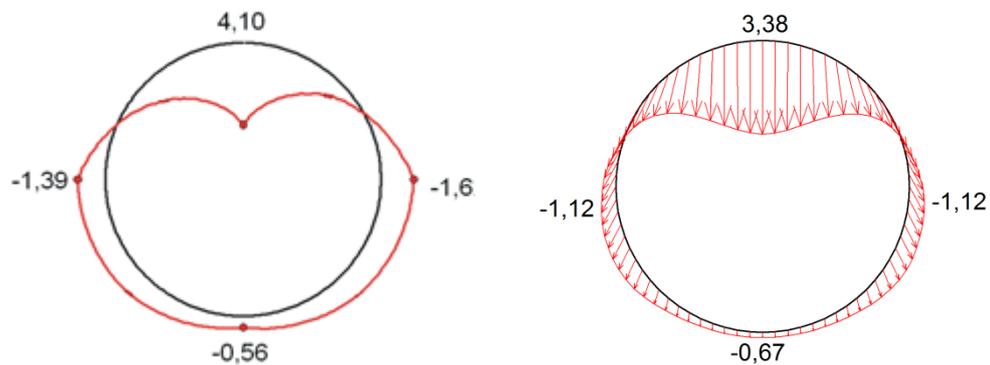
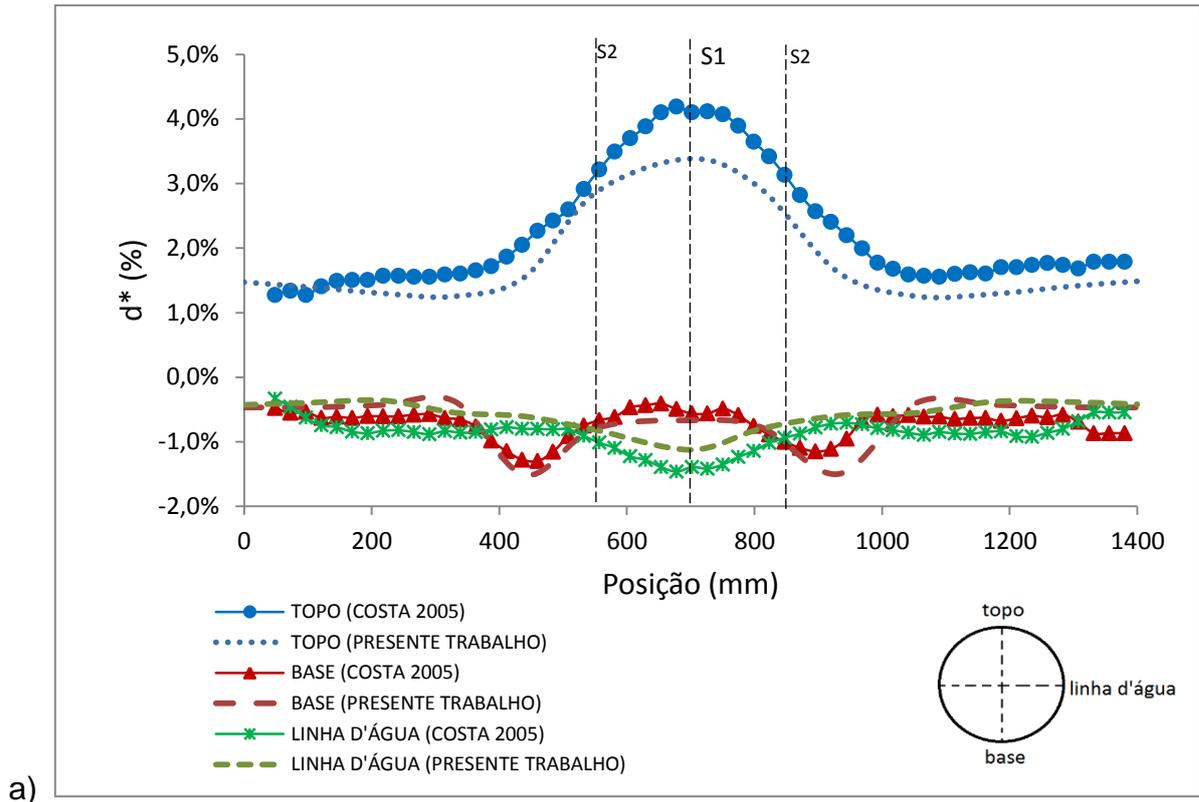


Figura 4.23 – a) Comparação entre os perfis de deflexões ao longo do duto em perda de apoio localizada; b) Comparação entre as deformadas na seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 1\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

As variações de deflexão ao longo do duto obtidas na modelagem acompanham a tendência observada nos resultados experimentais. As maiores variações das deflexões se concentraram na região central e só estabilizam além da seção S2 (região limítrofe do alçapão). A influência nas deflexões gerada pela movimentação descendente do alçapão propagou-se a uma distância de até três vezes o diâmetro do duto a partir de S1, também no modelo numérico. Além disso, as deflexões aferidas na região da linha d'água sofreram uma redução de um terço no experimento físico e de 50% no modelo numérico para o mesmo intervalo. Já as deflexões no topo do duto aumentam suavemente na região influenciada pela movimentação do alçapão (compreendida pelas seções S2) com incrementos de até 20% para o modelo numérico. O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.23 foi de 11,73% no topo, 17,79% na base e 20,13% na linha d'água ao longo do duto.

Em seguida foi analisada a influência da magnitude do deslocamento do alçapão, de maneira a fornecer uma noção das deformações sofridas pelo duto por conta da perda de apoio. Foram examinados deslocamentos relativos de $\delta/B = 15\%$ e $\delta/B = 50\%$, os quais foram selecionados de modo a representar condições intermediárias e finais do comportamento do sistema. Os dados são apresentados nas Figuras 4.24 e 4.25, respectivamente. Ao se visualizarem os perfis principais S1, nas Figuras 4.24b e 4.25b, fica evidente que o duto passa por uma significativa mudança no seu perfil de deflexão ao ser submetido a uma perda de apoio com as intensidades citadas, acarretando em algumas divergências entre os modelos físico e numérico. O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.24 foi de 8,07%, enquanto que para os dados apresentados na Figura 4.25 foi de 21,71%.

A maior variação de d^* , comparado ao duto no estado inicial antes da movimentação do alçapão, foi percebida no topo do duto, onde houve no experimento físico um aumento de 46% em $\delta/B = 1\%$, 105% em $\delta/B = 15\%$ e 66% em $\delta/B = 50\%$. Por outro lado, o modelo numérico acusou variações inferiores nas deflexões no topo do duto, sendo um aumento de 44% em $\delta/B = 1\%$, 87% em $\delta/B = 15\%$ e 49% em $\delta/B = 50\%$. Já na região da base, foram obtidos dados de d^* que se comportaram de forma muito similar nos modelos físico e numérico, acompanhando o sentido descendente do alçapão.



MODELO FÍSICO (COSTA, 2005)

MODELO NUMÉRICO

Figura 4.24 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em perda de apoio localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 15\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

A evolução da deflexão na linha d'água também pode ser analisada a partir da seção S1, conforme os dados experimentais mostrados, as deflexões aferidas nesse ponto saltam da média de $d^* = -0,16\%$ (em $\delta/B = 1\%$) para $d^* = -1,50\%$ (em $\delta/B = 15\%$) e por fim $d^* = -0,49\%$ (em $\delta/B = 50\%$). Enquanto que no modelo numérico a variação de d^* em função de δ/B foi bem menos acentuada na linha

d'água, ao se compararem as Figuras 4.23b, 4.24b e 4.25b temos: $d^* = -0,17\%$ (em $\delta/B = 1\%$), $d^* = -1,12\%$ (em $\delta/B = 15\%$) e por fim $d^* = -0,15\%$ (em $\delta/B = 50\%$).

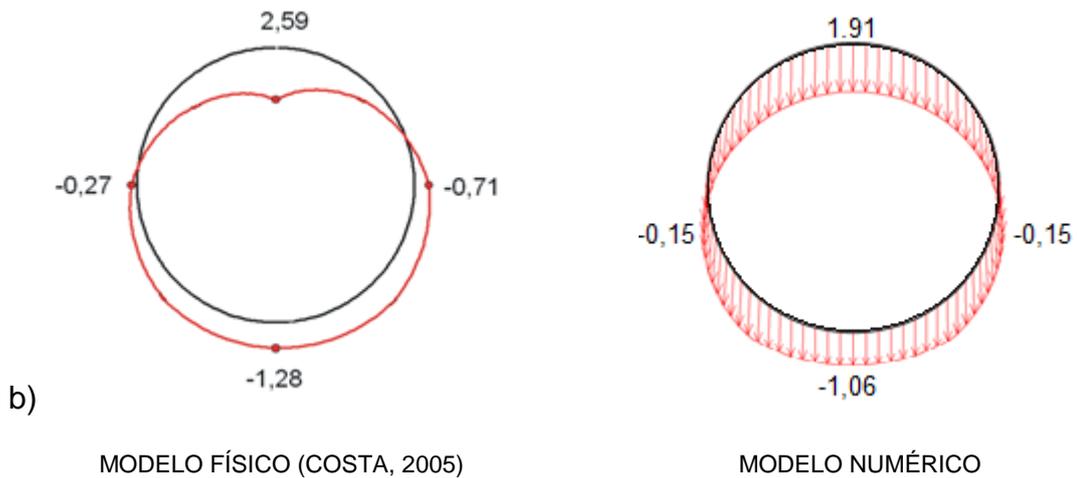
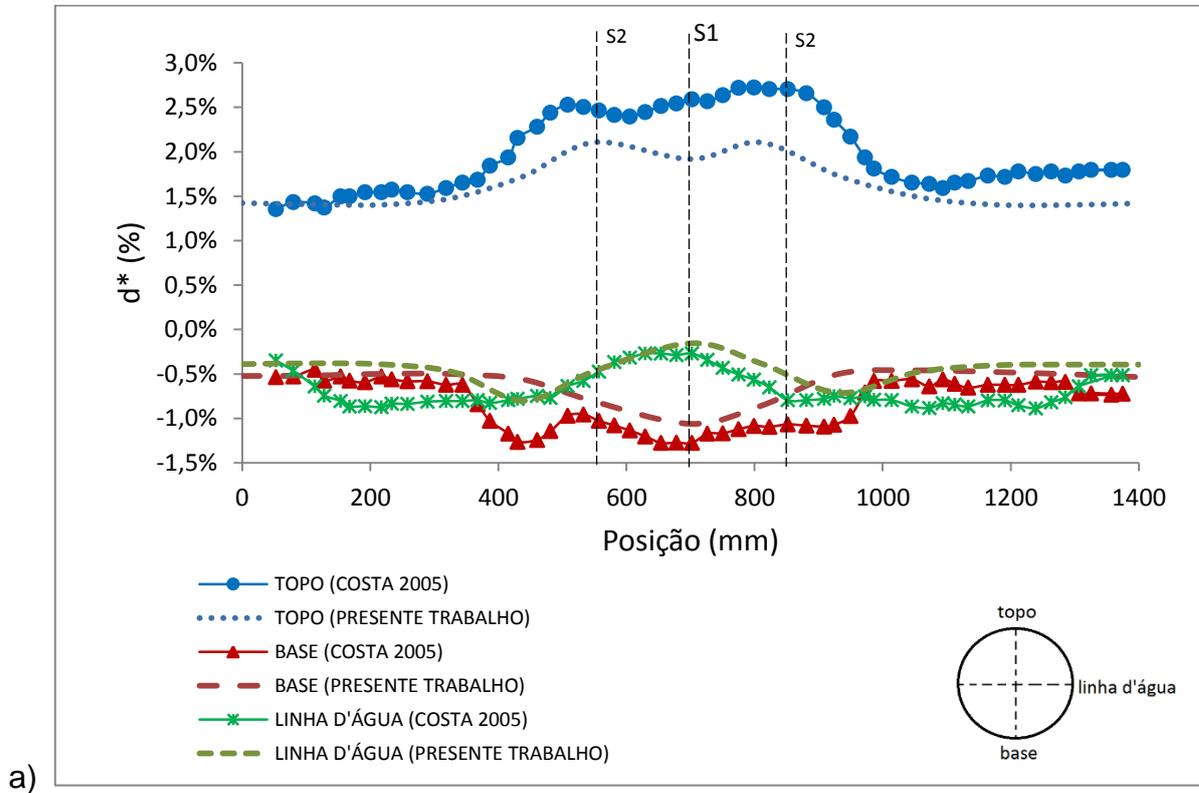


Figura 4.25 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em perda de apoio localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 50\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

Por fim, as simulações numéricas com perda de apoio localizada se aproximaram de maneira bastante satisfatória para a movimentação do alçapão em $\delta/B = 1\%$, 15% e 50% . A modelagem do comportamento do duto foi muito precisa. A maior divergência entre os resultados numéricos e experimentais ocorreu no topo do duto para $\delta/B = 50\%$. Conforme Costa (2005), esse comportamento foi dado em função do desconfinamento lateral gerado pela descida do alçapão, até $\delta/B = 15\%$, promovendo o recalque do topo do duto. Ocasionalmente também uma alteração do estado de confinamento do maciço para uma densidade relativa inferior à simulada. Isso pôde ter, por fim, incrementado as divergências encontradas entre os modelos nesta faixa de deslocamento do alçapão.

A variação de tensão no solo em torno do duto foi investigada para a condição de perda de apoio localizada. Como apresentado na Figura 3.5, células de inclusão foram distribuídas no modelo físico de Costa (2005) na seção principal S1 (células M1 à M4) e na seção de interface S2 (células M5 à M7). A Figura 4.26 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos pelo modelo numérico e os dados experimentais. Como pode ser observado, o modelo numérico obteve leituras de tensão muito próximas das obtidas pelo modelo físico, com boa aproximação das curvas que representam a variação de σ/σ_i durante o deslocamento do alçapão.

A Figura 4.26a apresenta as respostas de tensão das células de inclusão M1 à M4. Nas posições M1 e M3 mediu-se a tensão horizontal (σ_h) atuante próximo à linha d'água, ao passo que nas posições M2 e M4, mediu-se a tensão vertical (σ_v) atuante sobre o topo do tubo. M4 encontra-se a aproximadamente $1,5D$ de distância do topo. Os valores são normalizados pela tensão inicial (σ_i). As curvas de M1 à M4 mostram que a condição de arqueamento ativo se instalou no topo e na linha d'água do duto após a movimentação do alçapão, gerando alívios de tensão tanto no modelo físico quanto no modelo numérico. A deflexão sofrida pelo topo do duto, observada na Figura 4.23b, pode ser relacionada com a redução abrupta da tensão após o início do deslocamento do alçapão como mostra a Figura 4.26a. Contudo, uma redução do efeito do arqueamento no modelo físico ocorreu a partir de $\delta/B = 8\%$, com a tensão apresentando aumento em M2 até $\delta/B = 15\%$. Inclusive, as tensões aferidas no topo do duto para o deslocamento relativo do alçapão de 15% geraram as deflexões de maior magnitude, como observado na Figura 4.24b. Essa

perda momentânea do efeito do arqueamento foi sentida de forma menos intensa no modelo numérico, mas com uma tendência semelhante.

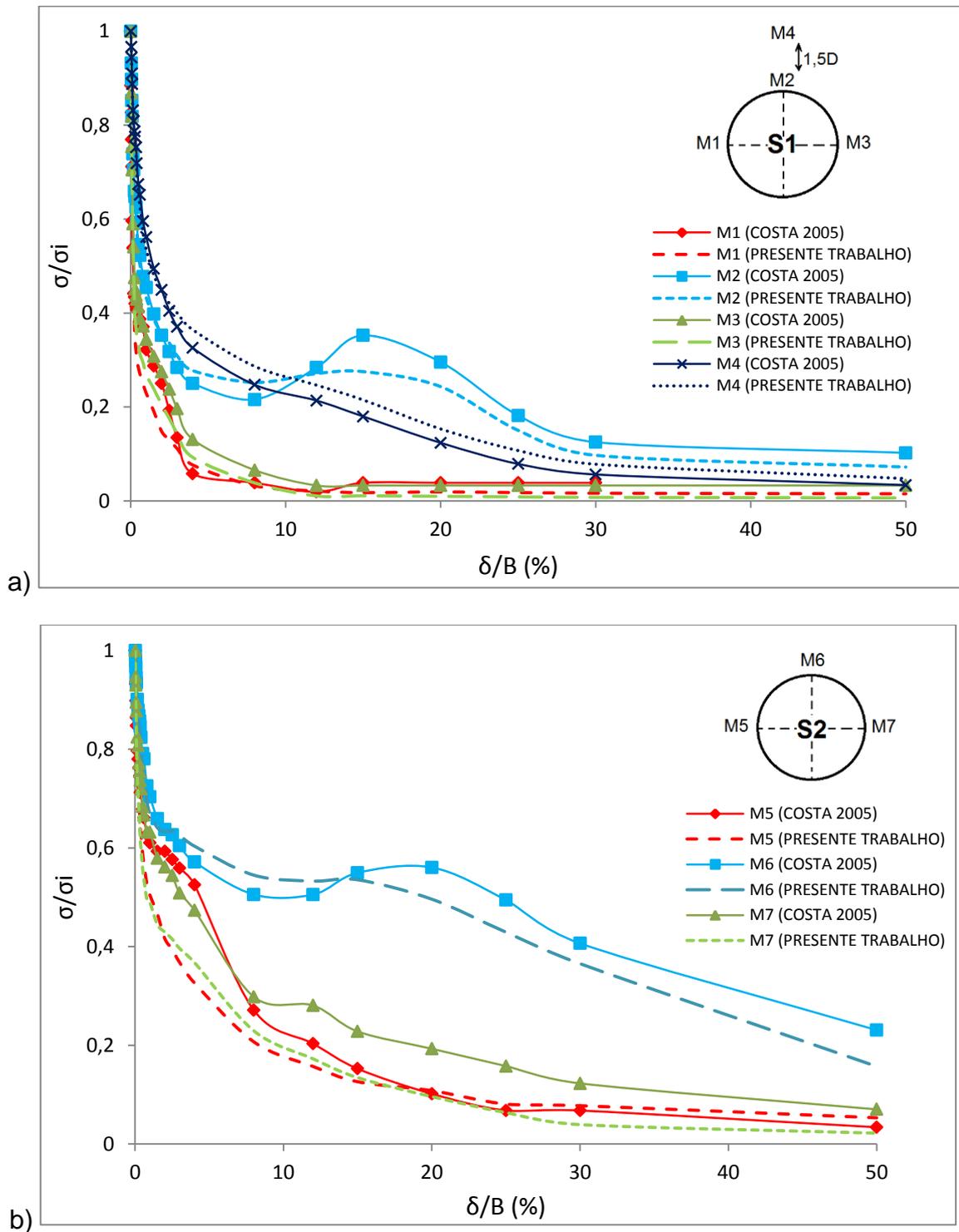


Figura 4.26 – Tensões no solo circundante com perda de apoio localizada em função do deslocamento relativo do alçapão (δ/B): a) seção S1 e b) seção S2 ($D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

A variação das tensões seguiu a mesma tendência na seção de interface S2. Os resultados apresentados na Figura 4.26b mostram valores mais tênues de σ/σ_i , especialmente na região do topo do duto para o modelo físico e numérico. Sendo mais uma vez observada uma significativa aproximação das respostas do modelo numérico aos do modelo desenvolvido por Costa (2005). O erro médio de aproximação do modelo numérico para os dados apresentados na Figura 4.26a foi de 14,80%, enquanto que para os dados apresentados na Figura 4.26b foi de 12,60%.

4.3.3 Duto submetido à elevação localizada

Como última situação avaliada, o duto sujeito a elevação localizada foi simulado conforme esquematizado na Figura 3.7b. Assim como na condição de perda de apoio, os dados encontrados são simétricos em relação ao eixo vertical fixado em S1. As Figuras 4.27 e 4.28 apresentam os perfis de deflexão (d^*) para um deslocamento ascendente do alçapão (δ/B) de 2% e 4% respectivamente. O maciço foi simulado com $D_r = 50\%$ e sobrecarga de 100 kPa.

Houve uma boa convergência entre as repostas dos modelos físico e numérico para $\delta/B = 2\%$. Por meio de uma comparação entre as deformadas exibidas pela seção S1, na Figura 4.27b, foi verificado que a deflexão medida na base do duto já assume uma maior intensidade no modelo numérico do que no modelo físico, ao passo que no topo tem-se uma deflexão maior no experimento de Costa (2005). A influência gerada pela movimentação ascendente do alçapão, nas deflexões, se propagou até a distância de $5D$ tanto no modelo físico quanto no experimental ao longo do duto a partir da seção S1, como pode ser visto na Figura 4.27a. Esse valor foi superior ao verificado para condição de perda de apoio localizada.

Os perfis da Figura 4.28b apresentaram uma configuração parecida de deformação entre si. Em ambos os modelos, a deflexão acentuada para dentro do duto na região do topo em $\delta/B = 2\%$ (Figura 4.27b) permanece para $\delta/B = 4\%$. No modelo físico, a deflexão aferida no topo do duto, na seção S1, foi de $d^* = 2,40\%$, já para o modelo numérico obteve-se $d^* = 1,97\%$, uma diferença de 18%. Na linha d'água essa diferença é ainda maior, chegando a 24%. Ainda em S1, a diferença

dos valores deflexão na base do duto foi de 12%. O erro médio de aproximação do modelo numérico ao modelo físico para os dados apresentados na Figura 4.27 foi de -21,54%, enquanto que para os dados apresentados na Figura 4.28 foi de -26,16%.

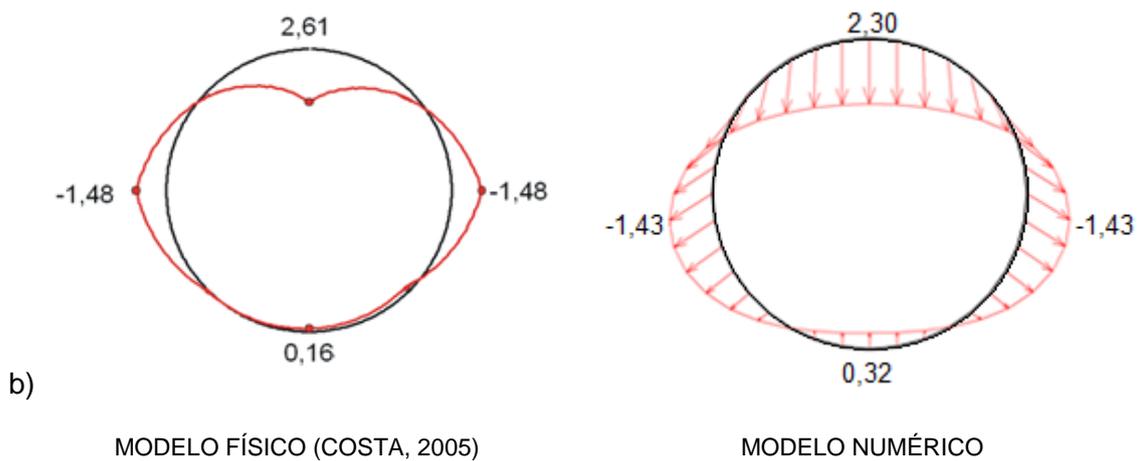
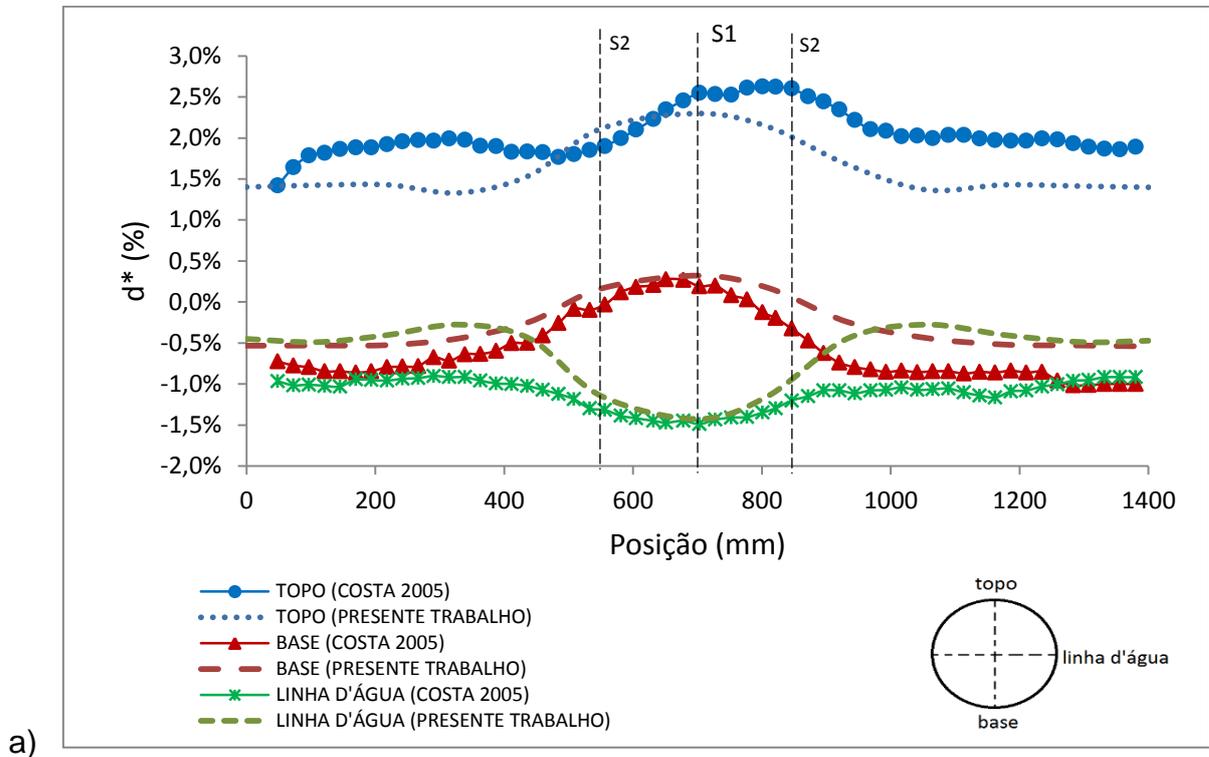


Figura 4.27 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em elevação localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 2\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

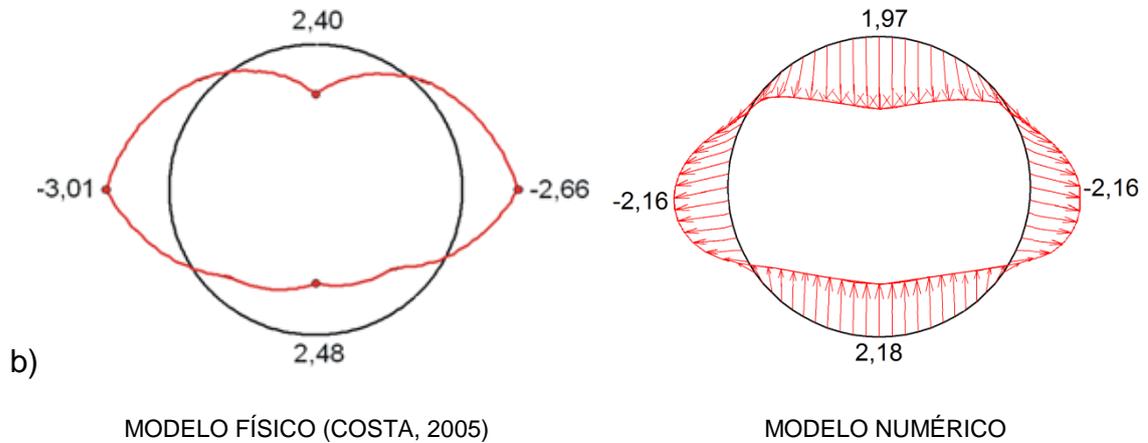
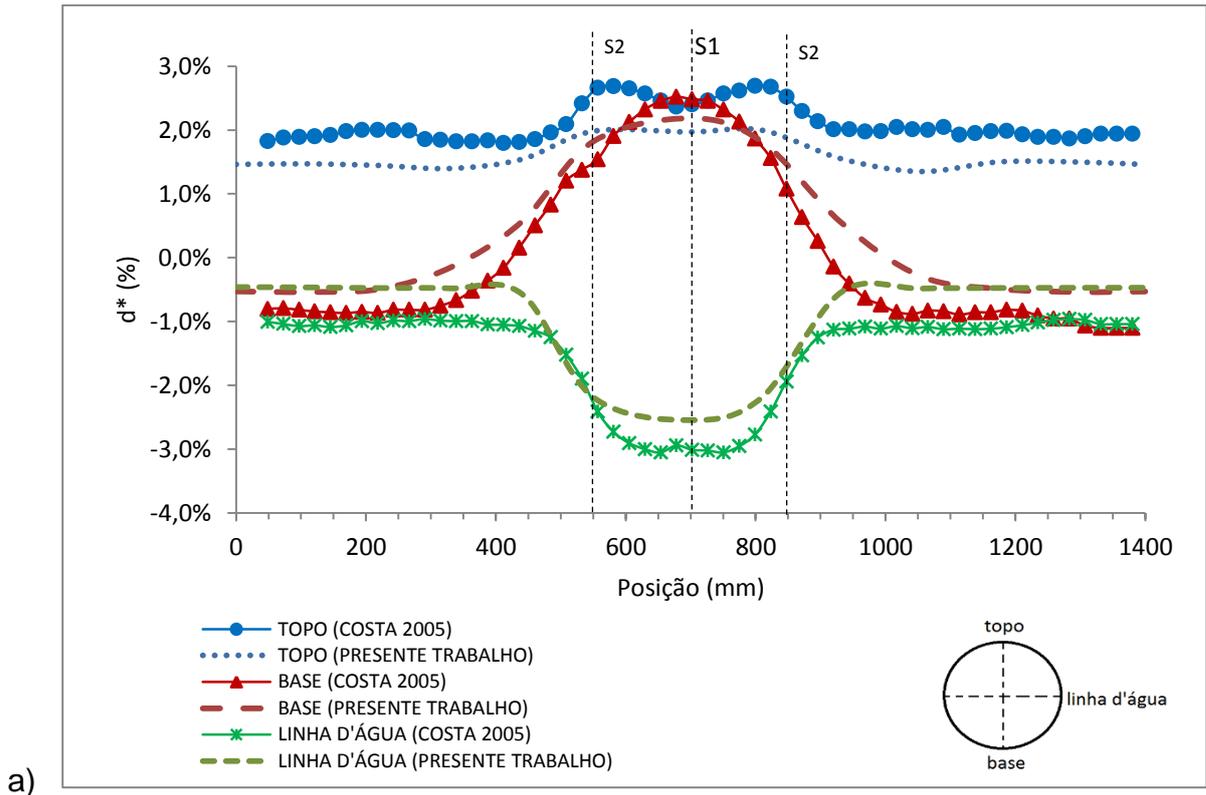


Figura 4.28 – a) Perfil de deflexões ao longo do duto em elevação localizada; b) deformada da seção transversal S1, valores em % ($\delta/B = 4\%$, $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

A variação de tensão no solo em torno do duto também foi investigada para a condição de elevação localizada. A Figura 4.29 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos pelo modelo numérico e pelo modelo físico. Como pode ser observado o modelo numérico obteve respostas de tensão muito próximas das obtidas pelo modelo físico, com boa aproximação das curvas geradas pela leitura

das células de intrusão M1 à M7 em função do deslocamento relativo do alçapão (δ/B).

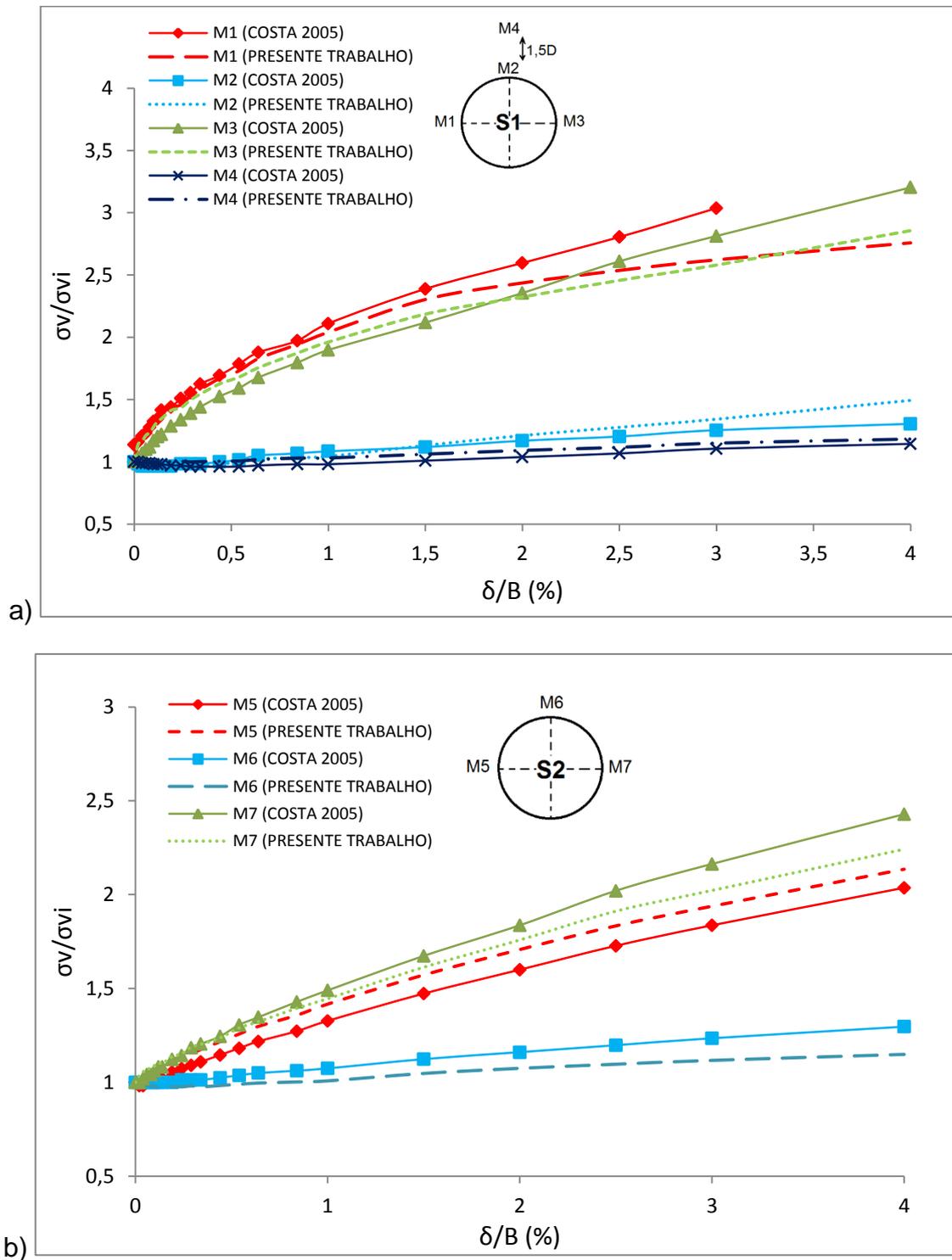


Figura 4.29 – Tensões no solo circundante com elevação localizada em função do deslocamento relativo do alçapão (δ/B): a) seção S1 e b) seção S2 ($D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa).

De modo geral as curvas $\sigma/\sigma_i \times \delta/B$ referentes à linha d'água (M1, M3, M5 e M7) na seção principal S1 (Figura 4.29a) e seção de interface S2 (Figura 4.29b) apresentaram tendência linear, caracterizando a formação do arqueamento passivo. Já na posição M2 e M4 (topo do duto) foi observada uma menor variação das tensões ao final da translação do alçapão na seção S1 com razões de $\sigma/\sigma_i = 1,3$ no modelo físico e $\sigma/\sigma_i = 1,5$ no modelo numérico. Além disso, o valor da razão σ/σ_i medida na posição M2 foi maior que na posição M4 em ambos os modelos, decorrente do menor efeito do arqueamento passivo do solo em maiores distâncias verticais do duto. O erro médio de aproximação do modelo numérico para os dados apresentados na Figura 4.29a foi de 3,19%, enquanto que para os dados apresentados na Figura 4.29b foi de 4,92%.

4.3.4 Apreciação geral sobre a etapa de calibração

Apesar das diferenças quantitativas acusadas pelos perfis, é possível perceber que as simulações numéricas geraram deformadas bastante compatíveis com as do experimento físico, uma vez que, em ambas as situações observou-se um aumento do diâmetro horizontal, além de uma forte elevação na base do duto.

Um dos maiores desafios durante a modelagem dos experimentos físicos de Costa (2005) foi a simulação da resistência passiva do solo à movimentação ascendente do duto, responsável pela flambagem do topo do duto no modelo físico. Esta situação não foi verificada nas primeiras simulações numéricas. O aumento do nível de confinamento do solo compreendido entre o alçapão e o duto, mediante a elevação localizada, resultou em um aumento da compacidade do maciço especificamente nessa região no experimento físico, de difícil reprodução no modelo numérico. A solução dada para esse caso foi a inserção dos índices de vazios máximo (e_{max}) e mínimo (e_{min}) para a areia Itaporã, uma vez que o *Plaxis 3D* é capaz de reproduzir a variação do índice de vazios em função do estado de confinamento durante a fase de cálculo das simulações. Os índices e_{max} e e_{min} foram atribuídos nas propriedades avançadas do material, sendo essa opção apenas disponível para o modelo constitutivo de endurecimento do solo (*HSM*). Apesar das dificuldades de modelagem de certos aspectos dos experimentos, os resultados acompanharam muito bem as tendências de comportamento observadas nos ensaios físicos depois de realizados ajustes no modelo numérico.

Nessa etapa de calibração os parâmetros do modelo constitutivo não foram alterados em relação aos indicados por Costa (2005) nos modelos físicos. Ou seja, os dados da areia Itaporã e do material do duto foram mantidos. Por se tratar de um aplicativo de linguagem fechada, não foi possível realizar ajustes mais finos através do *Plaxis*, como o tipo de elemento finito (fixada nos elementos tridimensionais em forma de cunha). Os ajustes feitos no modelo numérico foram restritos ao uso de interfaces, uso de fases construtivas e número de iterações.

O uso de interfaces foi fundamental para simular o alçapão e o duto, já que seu uso é sempre aconselhável ao simular materiais de rigidezes distintas, além de possibilitar a atribuição do ângulo de atrito de interface mais adequado e compatível com o modelo físico. O uso de fases construtivas e número de iterações foram ajustados no *Plaxis 3D Calculations*. Simulações com fases distintas possibilitaram a verificação das tensões antes e depois da movimentação do alçapão em todo o modelo, sendo possível retratá-las de forma relativa com a razão σ_v/σ_{vi} , bem como a inserção de sobrecargas em etapas incrementais. O número de iterações por sua vez teve de ser ampliado em todas as simulações envolvendo a movimentação do alçapão, pois os deslocamentos prescritos não atingiam os valores de δ/B avaliados por Costa (2005) em um primeiro momento. No entanto, após o aumento de 250 etapas de cálculo (valor padrão) para 500 e em alguns casos para 1000 etapas de cálculo, os deslocamentos alcançaram com sucesso as magnitudes pretendidas para o alçapão.

5. Estudo de caso

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados das simulações que envolvem a modelagem de um oleoduto terrestre em escala real no qual foi aplicado o modelo numérico calibrado a partir dos ensaios físicos de Costa (2005). A obra em questão é apresentada no Capítulo 3 (item 3.3), sendo o trecho compreendido entre o Estreito A (ET-A) e a Unidade de Tratamento e Processamento de Fluido (UTPF) o principal objeto de estudo. Em algumas localidades, o oleoduto atravessa depósitos de solo com potencial expansivo e neste capítulo são feitas análises com o duto submetido à elevação localizada, por meio de deslocamentos prescritos impostos ao modelo. As variáveis investigadas nas simulações foram: densidade relativa do solo (D_r), extensão elevada (L_v), altura de recobrimento relativa (H/D) e relação diâmetro e espessura do duto (D/t). A região da base do duto foi selecionada isoladamente para as análises de deflexão com as variáveis supracitadas. A escolha da base se deve ao fato desta ter sofrido grandes deformações após elevação nos modelos de Costa (2005), bem como pela proximidade com o local concebido para os deslocamentos prescritos (Figura 3.11), elevando o potencial de dano nessa região. São também avaliados os esforços nas paredes do duto e deflexões (desta vez incluindo o topo e linha d'água do duto) durante a elevação. Por fim, são apresentadas expedientes para o problema de elevação, através de técnicas de minimização de tensões no solo circundante.

5.1 Influência da densidade relativa

As Figuras 5.1a e 5.1b apresentam os resultados de variação de tensão (σ_v/σ_{vi}) na seção central do duto S1 ($z = 15$ m) e na seção de interface S2 ($z = 12,5$ m), respectivamente. Para estas análises foi considerada uma extensão da zona de elevação (L_v) de 5 m, altura de recobrimento $H/D = 1,5$ e relação diâmetro e espessura do duto $D/t = 52$. Demais características do material do duto são descritas na Tabela 3.5.

Na Figura 5.1a, região central, pode ser observado o arqueamento passivo desenvolvido no solo sobre o topo do duto, onde as tensões aumentaram

consideravelmente, enquanto que na região da base do duto é verificada a formação do arqueamento ativo, uma vez que as tensões imediatamente abaixo do duto sofrem uma forte redução. Este comportamento foi mais evidente para as simulações com maiores valores de densidade relativa do solo ($D_r = 100\%$), que representa a melhor condição de compactação. O maior valor observado foi de $\sigma_v/\sigma_{vi} = 1,8$, imediatamente no topo do duto.

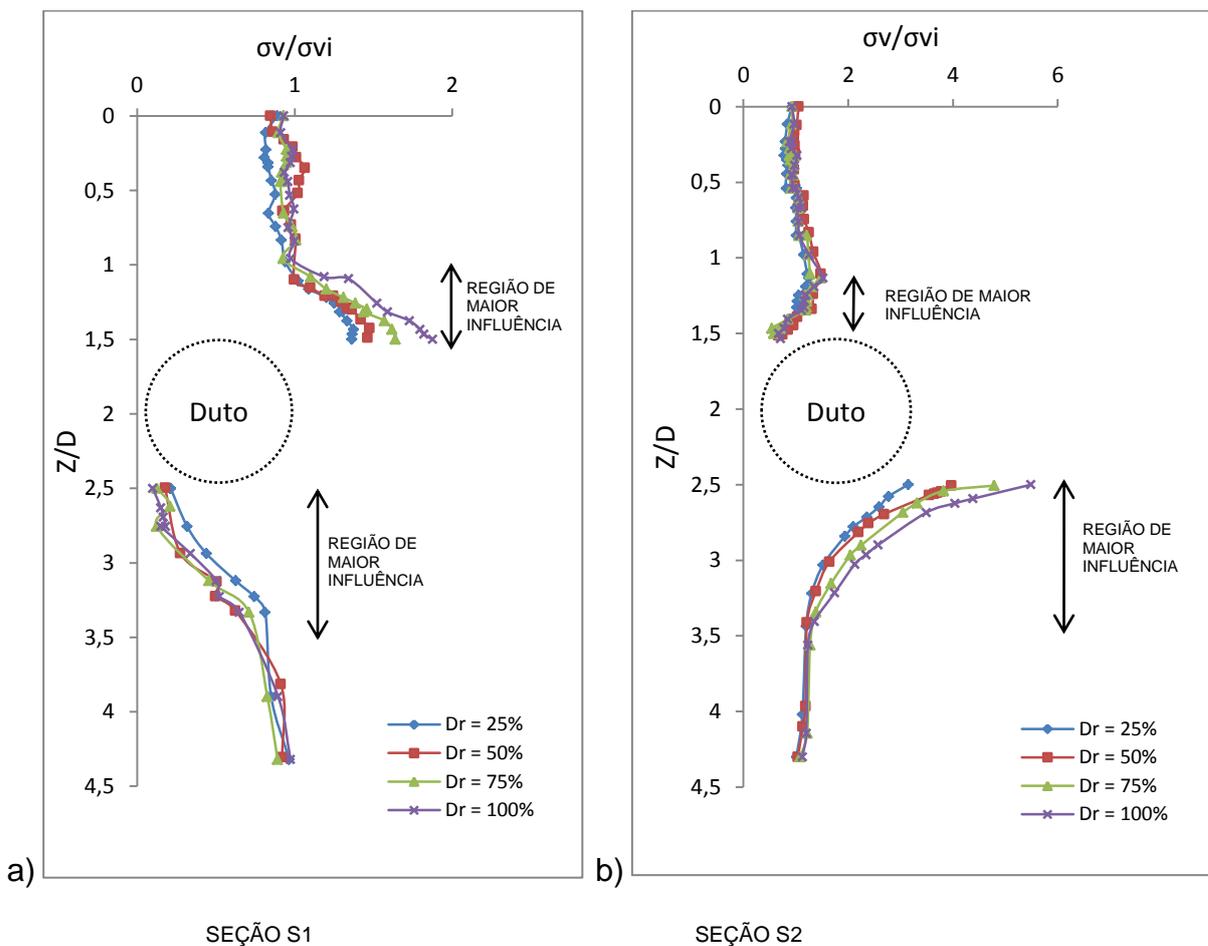


Figura 5.1 – Variação de tensão em um perfil vertical para diferentes densidades relativas do solo: a) seção central (S1); b) seção de interface (S2).

Na região de interface (S2) Figura 5.1b, as tensões aferidas abaixo do duto aumentam significativamente, com intensidade três vezes maior que a verificada na região central no topo do duto, demonstrando assim a ocorrência de um forte arqueamento passivo. Por outro lado, os valores de σ_v/σ_{vi} medidos imediatamente no topo do duto sofrem alívio e tendem à unidade ($\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$) até a superfície da vala

para todos os valores de D_r testados. Em ambas as seções S1 e S2, a região de maior influência do arqueamento abrangeu uma altura de $0,5D$ sobre o topo do duto e $1D$ abaixo da base do duto.

Comparando-se os dados das seções S1 e S2, é possível concluir que há uma inversão no comportamento do arqueamento desenvolvido sobre o topo e a base do duto. Na seção central S1 o topo sofre arqueamento passivo, enquanto que na seção S2 isso ocorre na base. A seção de interface (S2) sofreu em maior magnitude os efeitos do arqueamento passivo. De modo geral, a influência da densidade relativa (D_r) foi mais significativa onde foi verificado o desenvolvimento do arqueamento passivo, ou seja, no topo do duto na seção S1 (Figura 5.1a) e na base do duto na seção S2 (Figura 5.1b). Os resultados obtidos sugerem o emprego de solos em um estado menos compacto para o preenchimento de valas ao se identificarem áreas que possam deflagrar a elevação localizada, para redução das tensões nas adjacências do duto. Contudo, isso deve ser avaliado com cautela, visto que valas preenchidas com solos de menores densidades podem resultar em maiores deflexões no duto. Deve-se avaliar também a capacidade do duto de absorver tensões e suportar deflexões.

Também foi analisada a influência da densidade relativa sobre as deflexões (d^*) na base do duto. A Figura 5.2a exibe os resultados de d^* ao longo do trecho de 30 m do oleoduto para diferentes valores de D_r . A extensão da zona de elevação (L_v) utilizada foi de 5 m. Além disso, é importante ressaltar que as deflexões em função do peso próprio do material da vala e sobrecargas foram desprezadas a fim de se destacarem os valores de d^* devido aos deslocamentos prescritos. A partir dos dados apresentados, é perceptível que as deflexões na parte inferior do duto foram sensíveis a variações de D_r . Quanto menor a densidade relativa do material de preenchimento da vala, maiores foram as deflexões aferidas. Os dados da Figura 5.2b mostram que a diferença de d^* entre o estado mais compacto ($D_r = 100\%$) e o mais fofo ($D_r = 25\%$) foi de 19,42% na seção S1 e de 17,79% em S2.

De acordo com as normas ASME B 31.4, ABNT NBR - 15280-1/2009 e 12712/2002 as análises de flexibilidade abrangem a determinação das tensões e deflexões na tubulação provocadas pela variação de temperatura e por deslocamentos impostos. Contudo, não são estabelecidos critérios baseados em limites para a translação e a rotação das seções transversais em dutos enterrados e

aéreos, apesar do projeto poder estabelecer valores-limites para estes deslocamentos. É importante ressaltar que não existem critérios que estabeleçam valores de deflexão máxima para dutos enterrados nas normas nacionais, com exceção da norma ABNT NBR – 12712/2002 na qual é admitida para o gasoduto que receba proteção mecânica (tubos-camisa), para cruzamento rodoviário e ferroviário, uma deflexão máxima de 3% (a deflexão que trata essa norma é uma razão do encurtamento do diâmetro vertical do duto pelo diâmetro do duto indeformado).

Estudos pioneiros realizados por Shaffer (1947) de determinação das deflexões de dutos enterrados, com observação em campo, apontam que a ruptura geralmente ocorre quando as deflexões atingem 20% do diâmetro do duto. A partir desses estudos incorporou-se à prática um limite de 5% para dutos flexíveis, obtido mediante um fator de segurança (FS) igual a quatro. Como o duto analisado também é considerado como flexível, por meio da classificação quanto a rigidez relativa (Gumbel et al. 1982), uma deflexão máxima admissível de 5% foi adotada.

A partir de uma comparação dos dados apresentados na Figura 5.2b com a deflexão máxima admissível (d_{adm}^*) adotada de 5%, foi verificado que as simulações com o maciço no estado mais fofo ($D_r = 25\%$ e 50%) geraram valores de deflexões superiores ao estabelecido como admissíveis na seção S2. Isso também foi verificado nas simulações com o maciço no estado mais compacto ($D_r = 75\%$ e 100%), contudo as deflexões foram em média 9% inferiores. Confrontando as análises de tensão apresentadas na Figura 5.1 e as análises de deflexão na Figura 5.2, pode-se questionar o possível benefício obtido com o uso de um solo de preenchimento de vala com baixa densidade relativa nas diminuições das tensões no maciço, em função do aumento das deflexões no duto. Ao passo que, um maciço muito compacto também pode maximizar os efeitos do arqueamento deflagrados com a elevação. Logo, o uso de um solo de preenchimento de vala em um estado intermediário de compactação, tal qual $D_r = 75\%$, poderia ser a opção mais adequada do ponto de vista das tensões no maciço circundante e deflexões no duto.

tensões verticais. Para a seção S1, toda a faixa de solo elevada na região central do modelo sofreu aumento de tensões horizontais, contudo, à medida que se aproxima do duto na altura da linha d'água é verificado um alívio dessas tensões. A formação do arqueamento ativo no solo de envoltória foi mais expressiva em S1 a uma curta distância das paredes do duto (aproximadamente 20 cm). Na seção S2, por sua vez, foi observada uma maior variação de σ_h/σ_{hi} nas proximidades do duto. A formação do arqueamento passivo em S2 chega a exercer influência nas tensões horizontais até a distância de 1D a partir das paredes do duto, chegando a ultrapassar a relação $\sigma_h/\sigma_{hi} = 3,0$.

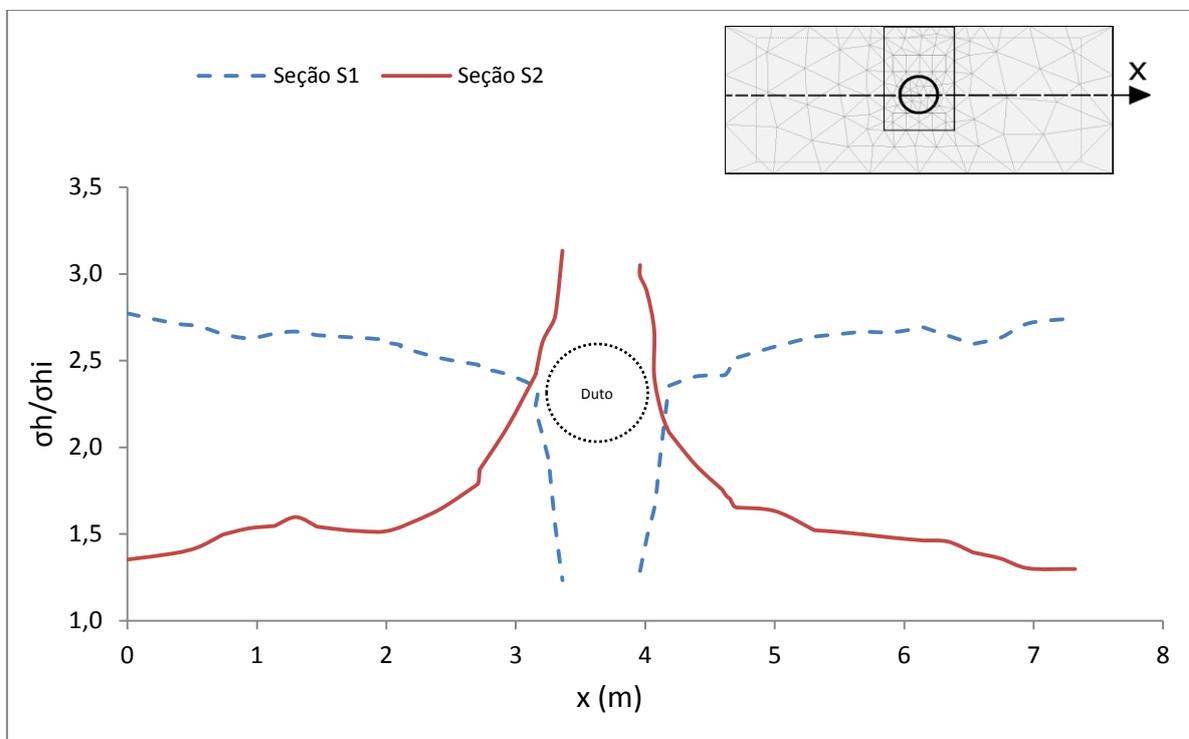


Figura 5.3 – Distribuição das tensões horizontais nas seções S1 e S2 na altura da linha d'água do duto, $D_r = 75\%$.

Os resultados das Figuras 5.1 e Figura 5.3 apresentam alívios de tensões na base e na linha d'água do duto para a seção S1, enquanto que na seção S2, a redução das tensões se limita a região do topo do duto. Os valores de σ_h/σ_{hi} e σ_v/σ_{vi} se relacionam com as deflexões aferidas na base do duto, uma vez que a influência do arqueamento deflagrado pela elevação localizada foi intensificado (especialmente

na região S2) pelo o aumento da densidade relativa. Gerando aumentos de tensão não pontuais, mas em uma parcela significativa do solo de envoltória. Apesar disso, o aumento da densidade relativa também incrementou a formação do arqueamento ativo, gerando maiores alívios de tensões no solo circundante (base e linha d'água) na região principal, justificando as menores deflexões na base.

5.2 Influência da zona de elevação

A influência da zona de elevação (L_v) foi investigada para os valores de $L_v = 5, 7$ e 9 m. Os resultados de d^* ao longo da base do duto são mostrados na Figura 5.4a, testados para o solo de preenchimento da vala com $D_r = 75\%$ e relação diâmetro e espessura do duto $D/t = 52$. Foi verificado que as deflexões na base do duto já são despertadas antes da região elevada, para todos os valores de L_v testados. As alterações nas deflexões já começam a ser perceptíveis a uma distância de 4 m ($6D$) antes da seção S2. Também é possível perceber, na Figura 5.4b, que os valores máximos de deflexão mantiveram-se próximos independentemente da extensão elevada na seção S1, com variação máxima de 9% entre os resultados das simulações com $L_v = 5$ e 9 m, respectivamente. Contudo, os valores de d^* na seção S2 apresentaram uma variação de 25% em função de L_v nas deflexões, além disso, não apresentaram a mesma tendência de crescimento linear em função de L_v verificada na seção principal S1.

Por fim, todos os valores de extensão elevada geraram resultados de deflexões maiores que o valor máximo admissível (d^*_{adm}) de 5% , principalmente para $L_v = 9$ m na seção S1, região mais afetada pelo encurtamento do diâmetro vertical do duto. Embora não tenham sido notadas grandes variações de d^* em função da extensão elevada, pode-se concluir que o aumento de L_v pode conduzir a maiores deflexões na base do duto.

Também foi investigada a influência da zona de elevação (L_v) nas tensões aferidas na base do duto ao longo de seu comprimento, testados para $D_r = 75\%$ e $D/t = 52$. A Figura 5.5 apresenta os resultados das tensões na base do duto (σ_v/σ_{vi}) para as simulações com $L_v = 5, 7$ e 9 m. Como pode ser verificada, a distribuição das tensões seguiram uma mesma tendência para todos os valores de L_v testados,

com destaque para as regiões limítrofes das regiões elevadas onde foram observados resultados elevados e de mesma magnitude, com razão média de σ_v/σ_{vi} igual a 4,7, caracterizando o fenômeno do arqueamento passivo. Por outro lado, a seção central S1 apresentou resultados baixos de σ_v/σ_{vi} , caracterizando a mobilização do arqueamento ativo. Além disso, foi observada uma formação de arqueamento passivo secundário que antecede a seção S2 entre 5 e 7 m e entre 23 e 25 m ($\sim 8D$) de menor intensidade, com razão média de σ_v/σ_{vi} igual a 1,4.

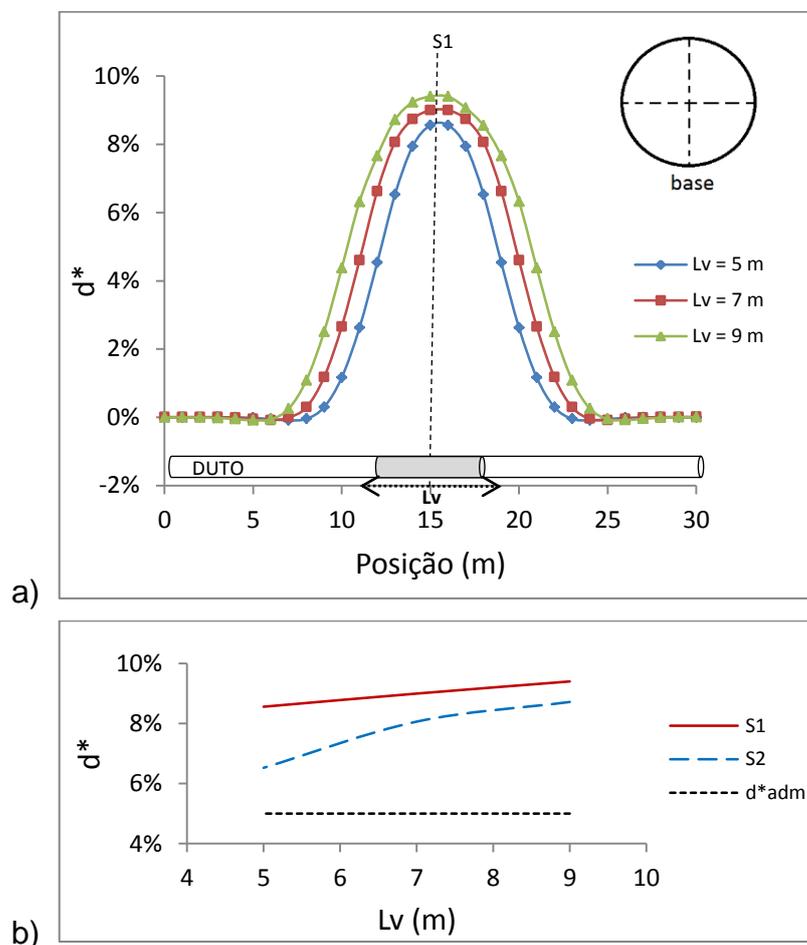


Figura 5.4 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da extensão elevada: a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.

Comparando-se os resultados apresentados nas Figuras 5.4 e 5.5, nota-se que os locais do duto onde se verificou as maiores deflexões (d^*) não coincidem com os locais de maiores aumentos de tensão, ao longo de seu comprimento. O

desenvolvimento do arqueamento passivo foi bastante destacado na seção S2, enquanto as maiores deflexões ocorreram na seção S1. Do mesmo modo, a formação secundária do arqueamento passivo está localizado à 2D de onde as mudanças nos valores de d^* começam a ser perceptíveis. Por fim, as análises indicam a complexidade da distribuição das tensões na base do duto em função da elevação localizada.

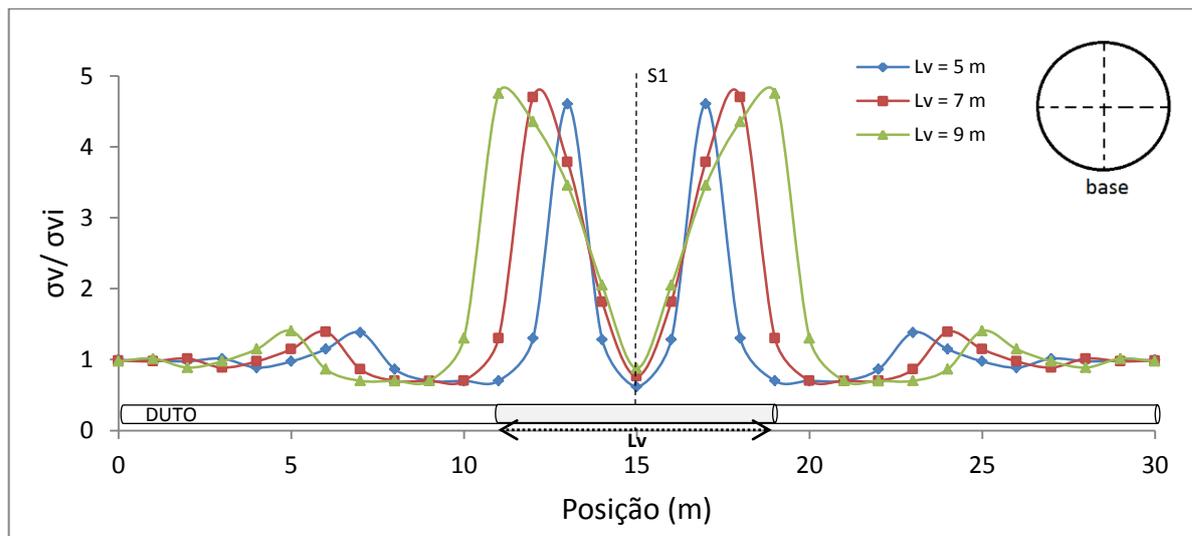


Figura 5.5 – Variação das tensões aferidas na base do duto em função da extensão elevada.

5.3 Influência da altura de recobrimento de solo

Para se analisar a influência da altura de recobrimento do solo sobre o duto foram consideradas três profundidades relativas de recobrimento distintas (H/D). O primeiro aspecto a ser investigado foi a variação das tensões na base do duto (σ_v/σ_{vi}). A Figura 5.6 compara os resultados de σ_v/σ_{vi} no sentido longitudinal do modelo para $H/D = 1,0$; $1,5$ e $3,0$. Foram realizadas análises do acompanhamento das tensões no maciço circundante para $D_r = 75\%$ e $D/t = 52$ ao longo de 30 m. A variação das tensões mostrou haver um forte arqueamento do solo mediante a elevação localizada com $L_v = 5$ m.

Como podem ser observadas, as tensões aferidas ao longo do comprimento do duto são fortemente elevadas nas regiões limítrofes da faixa da zona elevada,

caracterizando o arqueamento passivo já identificado na Figura 5.1b. Assim como verificado na Figura 5.5, também foi observada a formação de arqueamento passivo secundário que antecede a seção S2, o qual é sensível à variável investigada (H/D). Quanto maior H/D maiores os efeitos do arqueamento nessa região. Por outro lado, na região central e numa faixa de 3m que antecede a zona elevada, as tensões são aliviadas caracterizando-se o arqueamento ativo também já descrito na Figura 5.1a. Por fim, as tensões se normalizam ($\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$) nas extremidades do modelo. A altura de recobrimento relativa (H/D) influenciou diretamente a variação das tensões na base do duto. Quanto maior profundidade de embutimento (H/D = 3,0), maiores são os efeitos do arqueamento passivo. Por outro lado, as simulações com instalação mais rasa (H/D = 1,0 e 1,5) tiveram esse efeito reduzido em quase 22%.

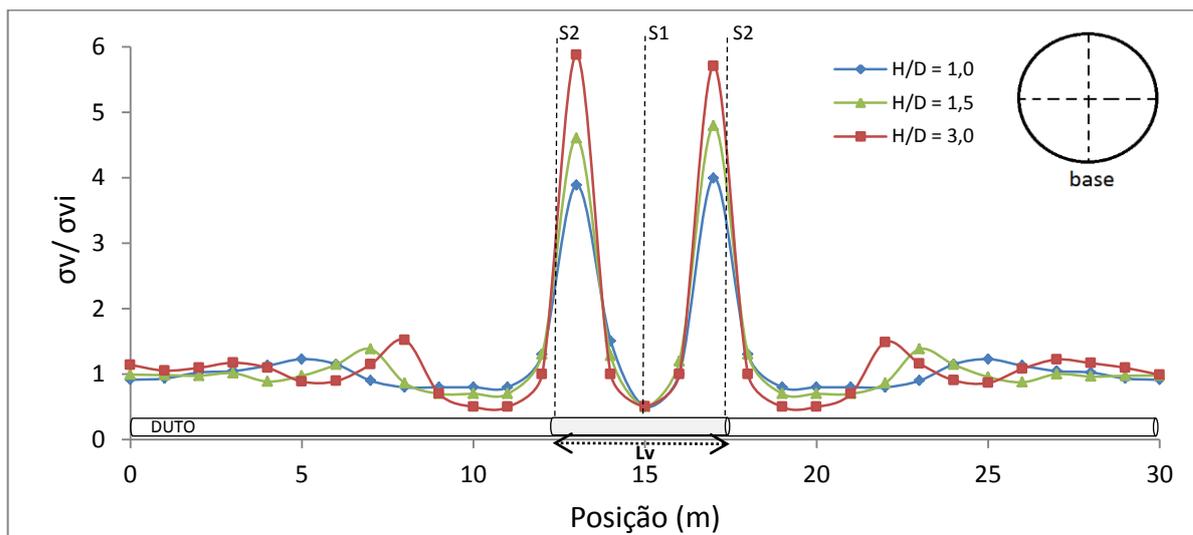


Figura 5.6 – Variação das tensões aferidas na base do duto em função da altura de recobrimento.

A altura de recobrimento na instalação de oleodutos terrestres possui, portanto, um papel fundamental na atenuação dos efeitos do arqueamento deflagrado em áreas susceptíveis a elevação localizada. Logo, a solução de reduzir a altura de recobrimento pode ser benéfica ao se identificarem essas zonas, contudo, a norma da ABNT NBR - 15280-1/2009 impõe o valor mínimo de 1,0 m, correspondendo a aproximadamente a simulação com H/D = 1,5, abrindo exceção

apenas para escavações em rocha consolidada onde a altura de recobrimento poderia ser de no mínimo 0,6 m, equivalente à $H/D = 1,0$.

Também foi avaliada a influência da altura de recobrimento nas deflexões ao longo do duto para as mesmas condições da simulação anterior ($D_r = 75\%$ e $L_v = 5$ m), os valores de d^* foram medidos na base do duto e são apresentados na Figura 5.7a. Assim como nos dados expostos da Figura 5.6 as deflexões se mostraram sensíveis à variação de H/D . Quanto maior a profundidade de embutimento do duto, maior foi a deflexão aferida na região central da elevação localizada. Apesar disso, as simulações com $H/D = 1,0$ e $1,5$ tiveram valores de d^* próximos, enquanto que para $H/D = 3,0$ a deflexão aferida na base do duto chega a ser em média 22% maior na seção S1 e 18% na seção S2.

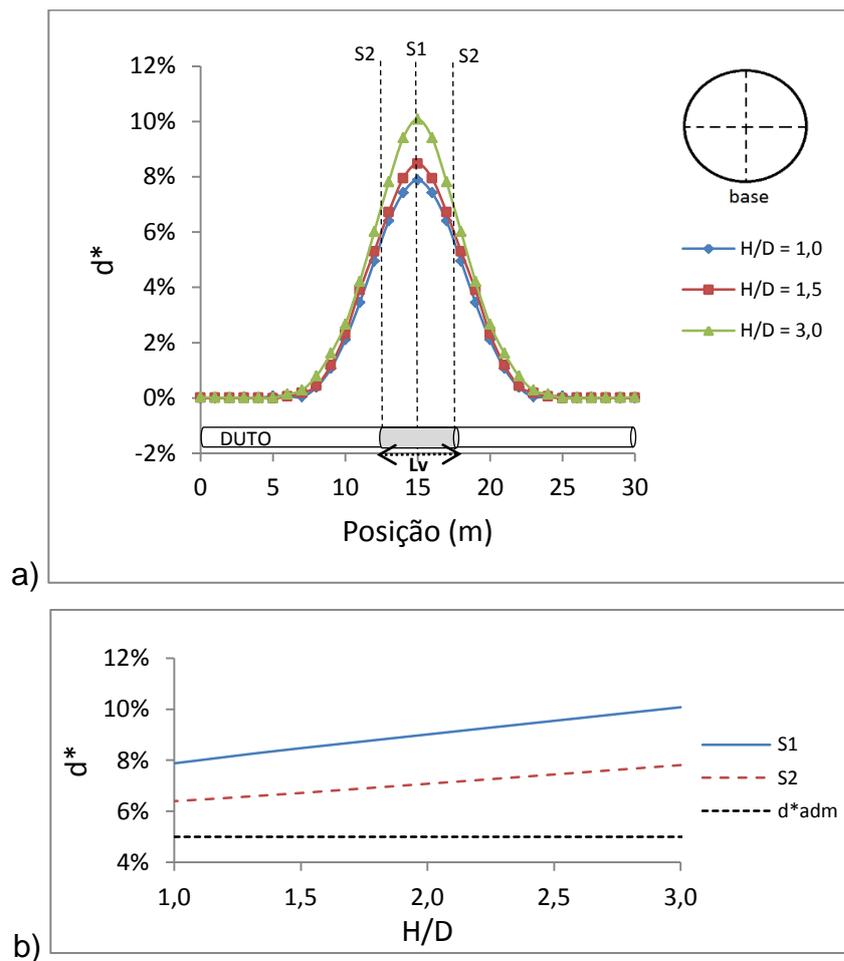


Figura 5.7 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da altura de recobrimento: a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.

Como pode ser verificado na Figura 5.7b a variação de d^* em função de H/D é linear tanto na seção S1, quanto na seção S2. Contudo, a seção S1 sofreu maiores deflexões que a seção S2, inclusive, em ambas as seções o valor de deflexão admissível (d^*_{adm}) de 5% foi ultrapassado. A relação $H/D = 3$ foi a que mais sofreu aumento das deflexões na região elevada. Logo, maiores profundidades de embutimento do duto, em situações que promovam a elevação localizada, são prejudiciais tanto no aumento dos efeitos do arqueamento passivo, quanto no aumento das deflexões. Por fim, a altura de recobrimento do solo mais indicada para o caso analisado seria a de $H/D = 1,0$, a mínima permitida por norma e a relação que menos sofreu a variação de σ_v/σ_{vi} e d^* .

5.4 Influência da relação diâmetro / espessura do duto (D/t)

A influência da relação diâmetro e espessura do duto foi investigada a partir de simulações com o diâmetro do duto (D) fixo em 660 mm e espessura da parede (t) variável, com: 15,70 mm ; 12,70 mm; 8,90 mm e 7,60 mm. Logo, as relações analisadas foram $D/t = 42$; 52; 74 e 87 (sendo $D/t = 52$ a relação original do estudo de caso). O aumento da espessura da parede do duto simulado também resulta no aumento da rigidez a flexão (EI), já que a inércia da parede do duto (expressa pela equação 3.6) depende diretamente de t . Os valores de EI , consequentemente testados, são: 66,11 kN²/m (para $D/t = 42$), 34,99 kN²/m (para $D/t = 52$), 12,04 kN²/m (para $D/t = 74$) e 7,50 kN²/m (para $D/t = 42$). As Figuras 5.8a e 5.8b apresentam os resultados de variação de tensão (σ_v/σ_{vi}) em um perfil vertical, aferido na região central do duto e na região de interface da elevação localizada, respectivamente. As simulações foram desenvolvidas com $Dr = 75\%$ e $L_v = 5$ m.

Os dados apresentados na Figura 5.8a acusam a formação do arqueamento passivo acima do topo do duto, uma vez que as tensões aumentam na proximidade da estrutura. Por outro lado, as tensões abaixo do duto sofrem os efeitos do arqueamento ativo, onde houve um alívio das tensões aferidas. De forma geral, essa configuração é similar à distribuição de σ_v/σ_{vi} já apresentada na Figura 5.1a, o destaque fica por conta das simulações com os maiores valores de D/t , pois estas demonstraram ser menos influenciadas pela elevação localizada, especialmente para $D/t = 87$ onde praticamente não houve alteração nas tensões no maciço (σ_v/σ_{vi} é

próximo de 1) ao longo do perfil vertical. Para as demais relações de D/t , as regiões de maior influência do arqueamento atingiram a altura máxima de $0,5D$ sobre o topo do duto e $1,0D$ abaixo da base do duto na seção S1, enquanto que para a seção S2 a região de maior influência do arqueamento se estendeu até $1,0D$ abaixo da base do duto.

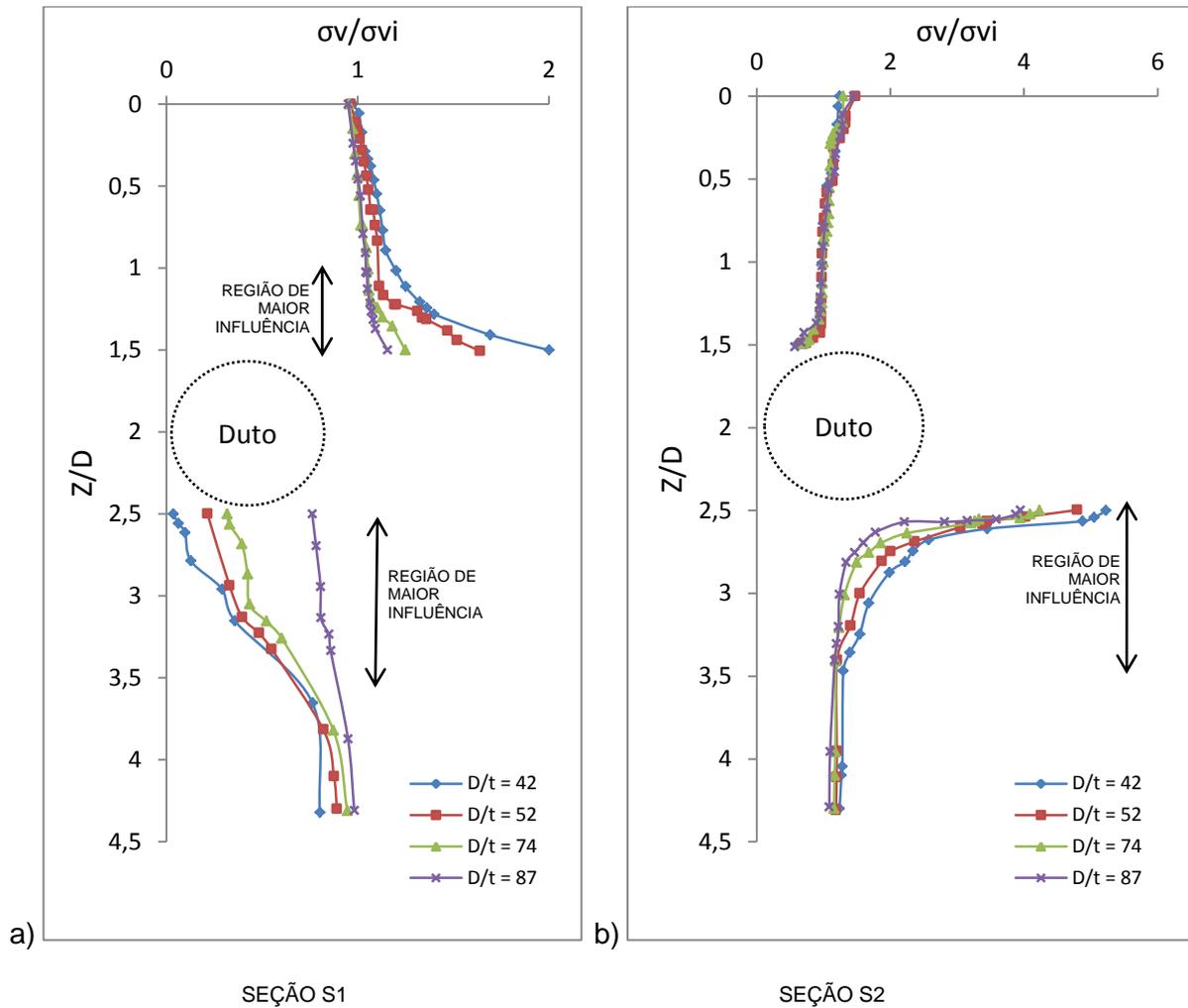


Figura 5.8 – Variação de tensão em um perfil vertical para diferentes relações de D/t :
a) região central do modelo; b) região de interface.

Os dados apresentados na Figura 5.8b também seguem a tendência dos dados apresentados na Figura 5.1b, com o efeito do arqueamento passivo bastante destacado na região imediatamente abaixo do duto e um perfil com menores interferências nas tensões medidas acima do duto. Na seção S2, as características

geométricas do duto, como a relação D/t , não foram capazes de atenuar as variações de σ_v/σ_{vi} de modo tão intenso quanto ao observado na seção S1. As maiores variações de tensões chegaram a 24% dentre os resultados das simulações com $D/t = 42$ e 87 avaliados na seção S2. Por outro lado, na seção S1 a variação de σ_v/σ_{vi} chega a 42% para as mesmas relações.

Embora a distribuição das tensões tenha sido mais uniforme ao longo dos perfis verticais analisados, para as maiores relações de D/t é preciso ter uma atenção maior com as deflexões, pois são dutos com paredes muito finas. Além disso, a norma da ABNT NBR - 15280-1/2009 sugere para o duto de aço carbono, com $D = 660$ mm, um valor mínimo para espessura da parede de 7,10 mm e quando instalado em estações e terminais uma espessura mínima de 8,70 mm. As deflexões na base do oleoduto em função da relação D/t também foram investigadas para as mesmas relações já analisadas. Os resultados são apresentados na Figura 5.9.

Os dados expostos na Figura 5.9a comprovam o aumento dos deslocamentos aferidos no duto em função do aumento da relação D/t . O incremento no valor de d^* chegou a 65% comparando-se as simulações com $D/t = 42$ e 87 . A avaliação da influência da relação D/t nos valores de d^* resultou em deflexões maiores às encontradas nas simulações anteriores, mesmo ao se investigarem as variáveis com valores mais extremos ($H/D = 3,0$, $L_v = 9$ m e $D_r = 25\%$). Os dados apresentados na Figura 5.9b mostram que a variação de d^* em função da relação D/t é praticamente linear. As seções S1 e S2 sofreram deflexões superiores à admitida como admissível (5%), nas simulações com $D/t = 74$ e 87 foram verificadas deflexões superiores a 10% em S1. Comparando-se os resultados de tensão no maciço da Figura 5.8 com os resultados de deflexão da Figura 5.9 é possível perceber que a adoção de uma relação diâmetro / espessura do duto média entre os valores de $D/t = 52$ e 74 seria a mais indicada para o caso analisado. Uma vez que uma relação D/t em torno de 60 sofreria menos com os efeitos do arqueamento e estaria menos sujeita a grandes deflexões.

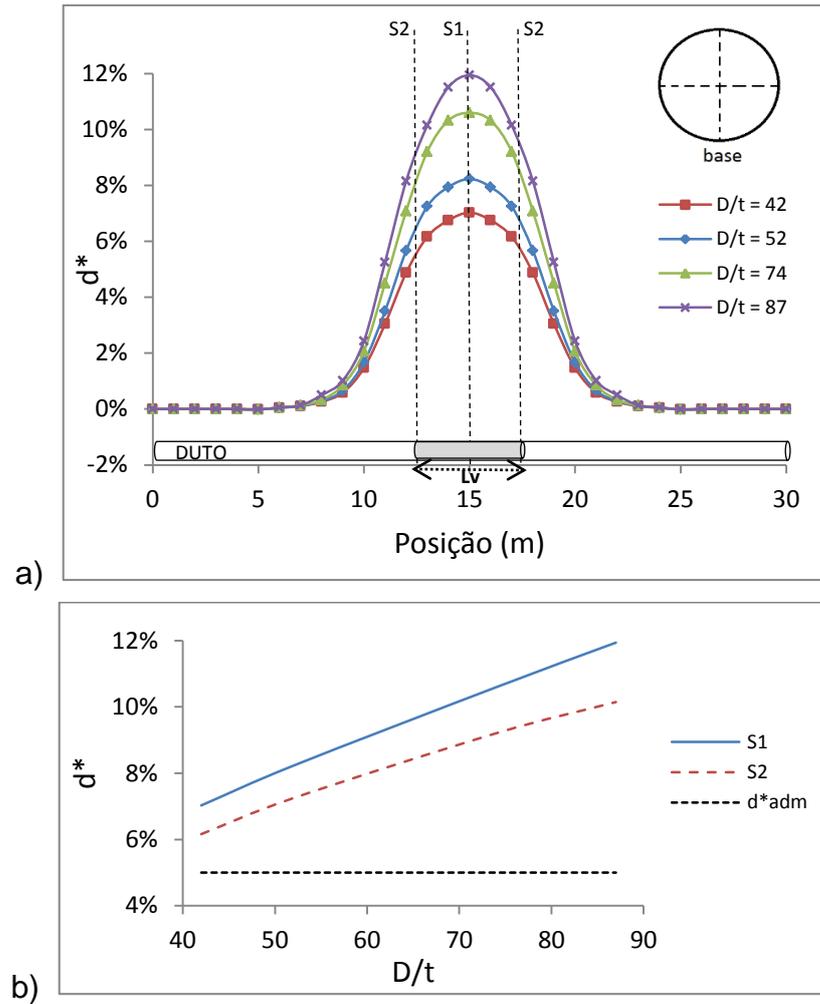


Figura 5.9 – Variação das deflexões aferidas na base do duto em função da relação D/t : a) longitudinalmente no duto e b) seções S1 e S2.

5.5 Avaliação dos esforços e deflexões no duto

Foi avaliada a distribuição dos esforços ao longo do duto. Nestas simulações considerou-se o solo de preenchimento da vala com $D_r = 75\%$, altura de recobrimento $H/D = 1,5$, relação diâmetro / espessura do duto $D/t = 52$ e extensão elevada $L_v = 5$ m. A magnitude das elevações foi de $\delta/B = 1,5\%$ (deslocamento prescrito ascendente de 10 mm), tal qual em todas as simulações geradas nesse capítulo. Os resultados são apresentados por espectro de cores, em que os tons mais quentes representam os esforços de tração e os tons mais frios, os esforços de compressão. A Figura 5.10 apresenta os resultados instaurados após a elevação localizada. A partir de uma comparação visual entre os diagramas já apresentados de distribuição de tensões no solo, no sentido longitudinal (Figuras 5.5 e 5.6) e os

dados mostrados, foi verificado que os aumentos acentuados de σ_v/σ_{vi} , assim como seus alívios, ocorreram não de forma pontual, mas de forma complexa e abrangente ao longo de toda superfície do duto. De forma geral, locais já identificados no duto que sofreram os maiores efeitos do arqueamento passivo na região da base, como na seção S2, tiveram o comportamento oposto ao se verificar o topo do duto. A dinâmica dos esforços de tração e compressão aplicados ao duto após a elevação localizada também se mostrou compatível com a deformada do modelo e com os gráficos já apresentados de tensão.

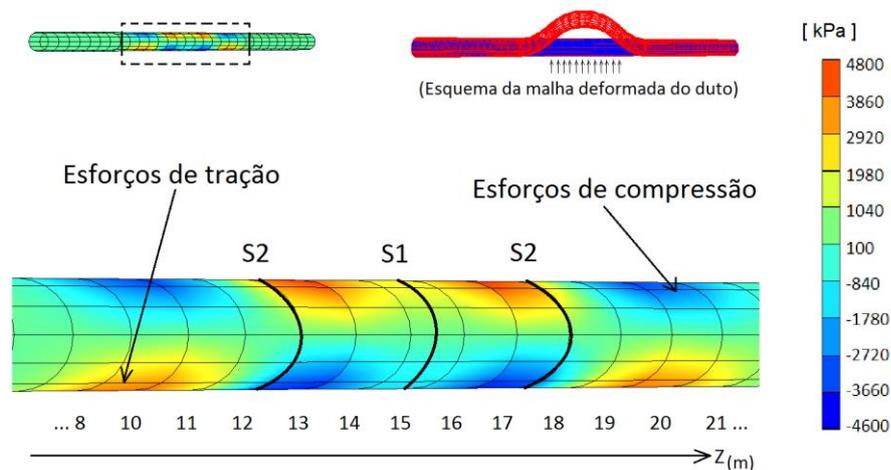


Figura 5.10 – Distribuição dos esforços de compressão e tração em escala de cores ao longo do comprimento do duto.

Também foram comparadas as tensões nas paredes do duto com a tensão admissível do material do duto. De acordo com a norma ASME B 31.4, a tensão admissível (S_A) utilizada para o aço dos dutos da classe X60 é de 298 MPa (com fator de segurança igual a 1,4). A tensão encontrada no duto a ser comparada com S_A é a tensão circunferencial total (S_{CT}). Conforme a norma da ABNT NBR - 15280-1/2009, S_{CT} é produzida pelo peso de solo de cobertura (S_{HE}), pela sobrecarga de tráfego de veículos rodoviários ou ferroviários (ΔS_H), pela pressão interna (S_C) e pela variação de temperatura (S_T). Contudo, para destacar a influência da elevação localizada nas tensões do trecho analisado foram desprezadas as contribuições de

sobrecargas oriundas de tráfego e a influência da variação de temperatura. A pressão interna (S_C) foi calculada conforme a equação 5.1.

$$S_C = \frac{P \cdot D}{2(t)} \quad (5.1)$$

Sendo:

P : Pressão de projeto;

D : Diâmetro externo do duto;

t : Espessura nominal da parede do duto.

A pressão de projeto (P) foi adotada igual a 5.883,99 kPa, conforme o despacho da ANP N°701/2012. Considerando $D = 66,04$ cm e $t = 12,7$ mm, foi obtido um valor de tensão circunferencial causado pela pressão interna (S_C) de 152.983,74 kPa. Conforme a norma da ABNT NBR - 15280-1/2009, a parcela da tensão longitudinal (S_{LP}) para a pressão interna é tomada como 30% de S_C para dutos axialmente restringidos (como no caso dos dutos enterrados). Assim, $S_{LP} = 45.895,12$ kPa.

A tensão circunferencial total (S_{CT}) é a soma das tensões geradas por sobrecargas externas ao duto (S_{HE}) e a tensão circunferencial causada pela pressão interna (S_C). Os valores de S_{HE} foram extraídos diretamente do modelo numérico, já que as simulações não contemplaram a passagem de fluídos no interior do duto. A Figura 5.11 apresenta os resultados de tensão circunferencial total S_{CT} , além disso, é referenciada a tensão admissível para o material que constitui as paredes do duto S_A (aço X60).

Como pode ser observado na Figura 5.11, os resultados das tensões circunferenciais totais (S_{CT}) foram maiores nas proximidades da região elevada, sobretudo nas interfaces da zona elevada (seção S2). Essa distribuição de tensão foi análoga as distribuições de σ_v/σ_{vi} analisadas anteriormente (Figura 5.5 e 5.6). O incremento de S_{CT} na região sob elevação chega a ser sete vezes superior às tensões circunferenciais aferidas nos extremos do modelo (região mais distante da zona elevada). Os valores de tensão circunferencial total (S_{CT}) seguiram a tendência de S_{HE} , somados ao valor constante de pressão interna (S_C) encontrado através da

equação 5.1. O resultado de S_{CT} manteve-se aproximadamente a 55% da tensão admissível do material que constitui as paredes do duto (S_A) ao longo de todo modelo. Contudo, nas seções S2 a resposta de S_{CT} alcançou a 76% de S_A , isso sem considerar outros fatores como cargas veiculares e variação de temperatura. A partir dos resultados obtidos é possível encontrar o fator de segurança (FS) igual a 1,84, sendo esse, calculado como a razão entre a resistência ao escoamento mínimo de 415 MPa do material do duto (Tabela 3.4) e a tensão circunferencial total máxima, de 225,43 MPa (verificada em S2).

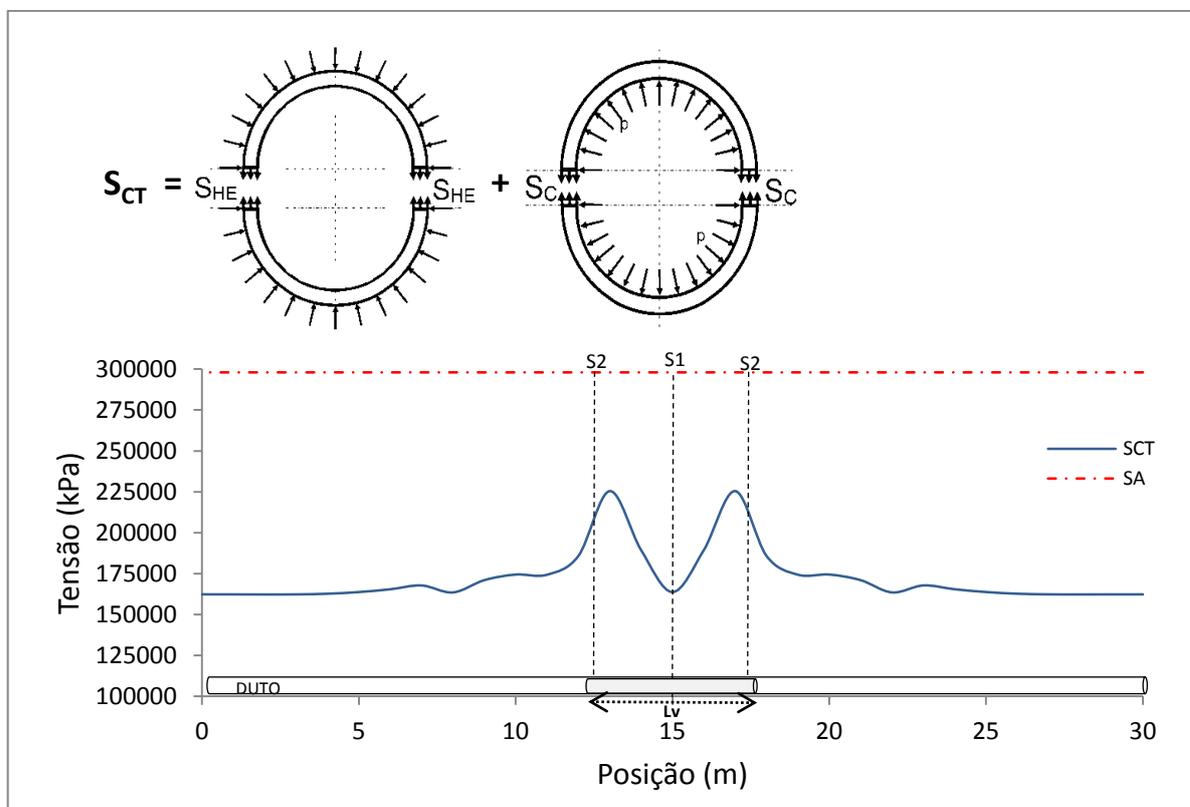


Figura 5.11 – Distribuição das tensões circunferenciais ao longo do duto.

As tensões longitudinais (S_L) contemplam apenas os efeitos de variação de temperatura e de pressão interna (S_{LP}) para o caso de dutos enterrados. Contudo, foi investigada a resposta do modelo numérico para as tensões nas paredes do duto no sentido longitudinal em função da elevação localizada. As tensões longitudinais de flexão do peso próprio, fluido ou ainda ocasionado por cargas eventuais como o

peso de operários fazendo manutenção são atribuídas exclusivamente aos dutos não restringidos (dutos aéreos) conforme a norma da ABNT NBR - 15280-1/2009.

A Figura 5.12 apresenta a resposta da tensão longitudinal total (S_{LT}), que é a soma da parcela da tensão longitudinal (S_{LP}) para a pressão interna e a tensão longitudinal ocasionada pela elevação localizada extraída do modelo numérico (S_L). Assim como na Figura 5.11 os valores apresentados foram comparados à tensão admissível do material que constitui as paredes do duto (S_A). A distribuição das tensões longitudinais ao longo do duto se concentrou na região da zona elevada compreendida entre as seções S2, contudo, a uma distância de 4 m da zona elevada também foram verificados picos de S_L . Logo, a influência da elevação localizada nas tensões longitudinais não se restringiu apenas à zona elevada. Além disso, as tensões longitudinais foram superiores às circunferências na maior parte do modelo, chegando a ultrapassar S_A no trecho sobre a zona elevada. O fator de segurança obtido para S_{LT} em S1 é de aproximadamente 1,3, tal valor certamente colocaria a integridade do duto em risco, aproximando-se do colapso.

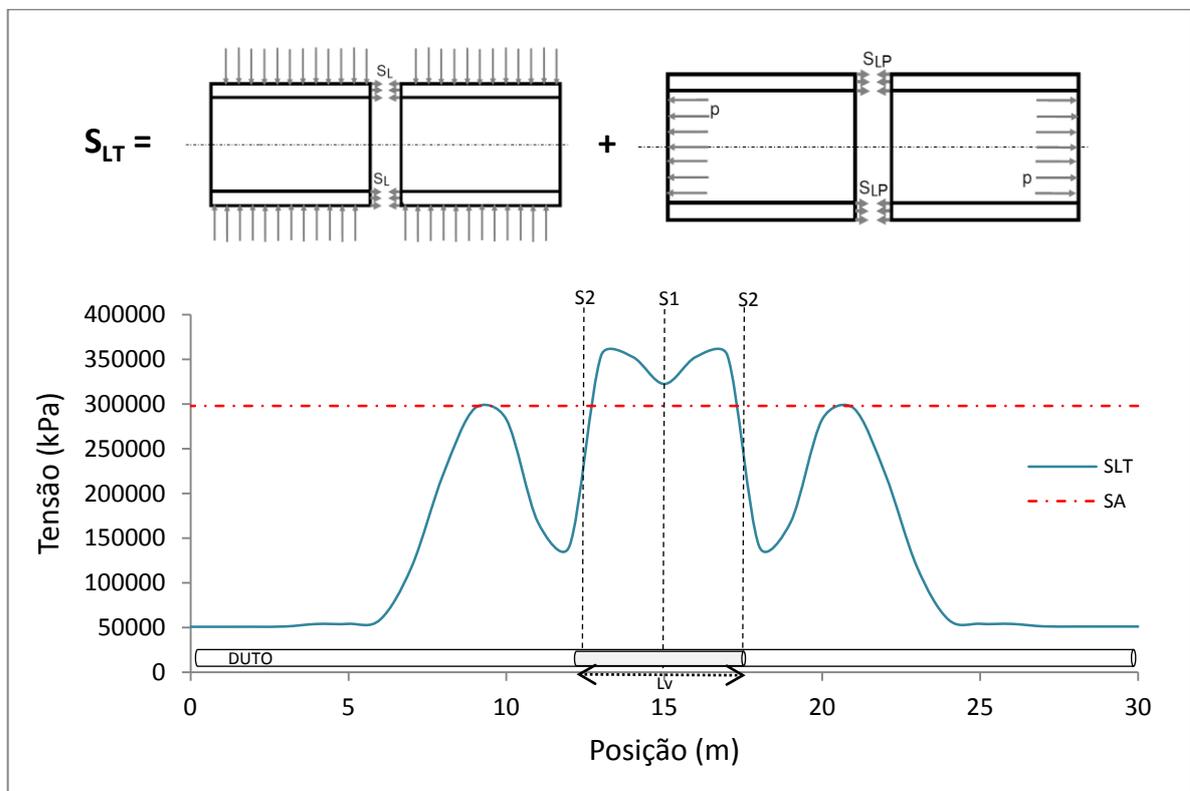


Figura 5.12 – Distribuição das tensões longitudinais ao longo do duto.

Também foram avaliadas as deflexões do duto, para as mesmas condições das simulações anteriores (Figuras 5.11 e 5.12). Desta vez as deflexões foram medidas no topo, na base e na altura da linha d'água ao longo do comprimento do duto, os dados são mostrados na Figura 5.13. A partir das curvas geradas é facilmente perceptível que as deflexões aferidas na linha d'água se comportaram de forma diferente das deflexões medidas na base e topo do duto. Os valores negativos de d^* significam que a deformação da parede do duto ocorreu de dentro para fora, caracterizando um alargamento do diâmetro horizontal. Na seção S1 foi verificada a deflexão máxima para a base e topo do duto de 8,22% e 4,14%, respectivamente. As maiores deflexões aferidas na linha d'água por sua vez foram verificadas na seção S2, enquanto em S1 é observada uma deflexão reduzida.

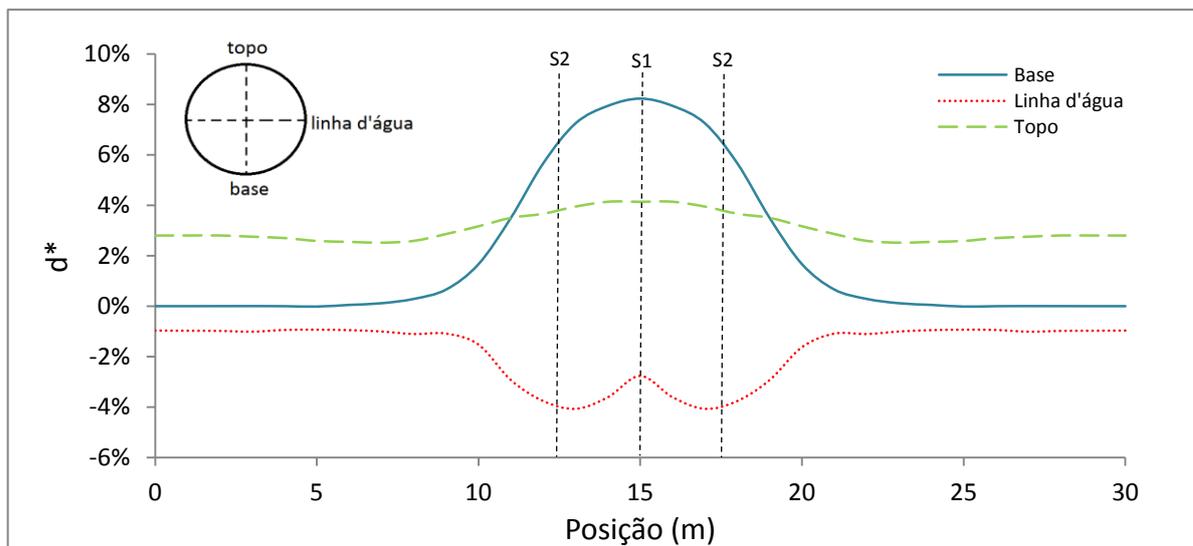


Figura 5.13 – Variação das deflexões no topo, base e linha d'água do duto ao longo de seu comprimento.

Costa (2005) desenvolveu em sua pesquisa uma forma mais objetiva de avaliação do grau de deformação de dutos, através do coeficiente de deflexão global (CDG), dado pela somatória dos módulos dos valores de deflexão dos pontos de medida de uma seção do duto (base, topo e linha d'água). Quanto maior o CDG, maior é o dano associado à seção de interesse. Essa forma de apresentação foi aplicada aos dados da simulação anterior (Figura 5.13). A variação do CDG ao longo do comprimento do duto é mostrada na Figura 5.14. Como esperado, o CDG foi maior na região compreendida pelas seções S2 com uma pequena redução em S1

dada em função do comportamento da linha d'água nessa seção. Além disso, o CDG na zona elevada foi superior à deflexão máxima admissível (d^*_{adm}) definida em 5%, chegando a 19,2%. Por outro lado, o CDG fora da região de influência da elevação localizada não chegou a 4,5%.

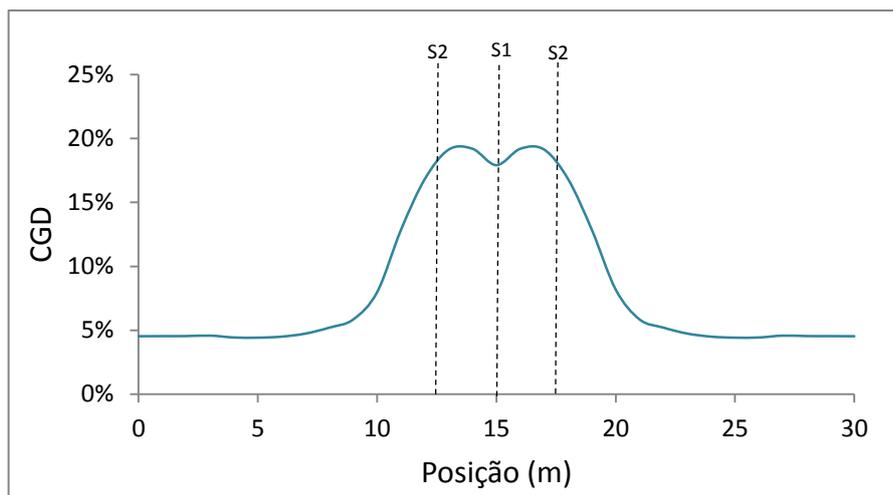


Figura 5.14 – Variação do coeficiente de deflexão global do duto ao longo de seu comprimento.

Conhecida a tensão vertical atuante no topo do duto (W_c) e a deflexão total na linha d'água foi possível estimar o módulo de reação do solo (E') nas simulações com $Dr = 75\%$, $L_v = 5$ m e $D/t = 52$. Através da fórmula de Iowa, expressa pela equação 2.16, foi primariamente calculado analiticamente a deflexão total na linha d'água do duto para a situação sem a ocorrência da elevação localizada. A fórmula de Iowa teve suas variáveis alimentadas de acordo com as características do modelo simulado, sendo as cargas atuantes sobre o duto estimadas com as recomendações da *American Water Works Association* (AWWA, 2004). Em seguida, através dos dados gerados pelo modelo numérico, foi estimado o valor do módulo de reação do solo, isolando-se a variável E' da equação. Os resultados são apresentados pela tabela 5.1.

Como pode ser verificado, o resultado de deflexão para a condição de não mobilização da elevação localizada se aproximaram de forma muito significativa, a

diferença entre o modelo analítico e numérico foi inferior a 8%. Destacando-se nesse caso que as tensões que compõem a variável W_c , foram extraídas do próprio modelo numérico, enquanto que na previsão da fórmula de Iowa foram inseridas estimativas analíticas. O valor considerado para o módulo de reação do solo (E') no cálculo também foi próximo ao observado no modelo numérico (encontrado indiretamente com a própria fórmula de Iowa). Contudo, ao condicionar o duto à elevação localizada, as estimativas de deflexão da fórmula de Iowa já não são mais válidas. As interações longitudinais despertam a formação do arqueamento ao longo do solo de envoltória do duto, alterando as distribuições de tensões. Assim os valores encontrados indiretamente de E' para o modelo numérico na seção S1 e S2, mostram a fragilidade do método analítico para o caso avaliado. Já que os valores encontrados para o módulo de reação do solo foram demasiadamente baixos, principalmente na seção de interface.

Tabela 5.1. Valores de deflexão na linha d'água e módulo de reação do solo para o método analítico e numérico.

Método	Deflexão total na linha d'água	Módulo de reação do solo (Mpa)
Previsão pela fórmula de Iowa	1,783%	3,00
Modelo numérico (sem elevação localizada)	1,930%	3,64
Modelo numérico (com elevação localizada em S1)	5,530%	2,69
Modelo numérico (com elevação localizada em S2)	8,138%	0,95

Por fim, são comparados de maneira qualitativa os deslocamentos verticais e horizontais aferidos nas paredes do duto. A Figura 5.15 exhibe por espectro de cores os deslocamentos nos eixos X e Y respectivamente, quanto mais quente os tons das cores no gráfico, maiores os deslocamentos no modelo numérico. Assim, foi constatado que na região central do patamar da zona elevada (marcado pela seção S1) ocorre um aumento do diâmetro vertical, enquanto o diâmetro horizontal permanece com sua forma original nessa mesma região, como verificado na Figura

5.13. Por outro lado, nas regiões de interface (marcadas pelas seções S2) o diâmetro horizontal tem seu alargamento máximo e um aumento não tão acentuado no sentido vertical.

As simulações do oleoduto CAM-UTPF tiveram como propósito investigar aspectos relacionados à interação longitudinal. Destaca-se a forte redistribuição de tensões no maciço de solo circundante a essas estruturas, depois de ocorrida a elevação localizada, tanto em forma de tensões circunferenciais quanto longitudinais. No caso das tensões longitudinais, essas ultrapassam as admissíveis. Além disso, o coeficiente de deflexão global mostrou que na região elevada as deflexões totais também são superiores às admissíveis. Apesar disso, as normas vigentes que abordam o dimensionamento de dutovias não contemplam situações geotécnicas específicas como as que possam deflagrar a elevação localizada por exemplo.

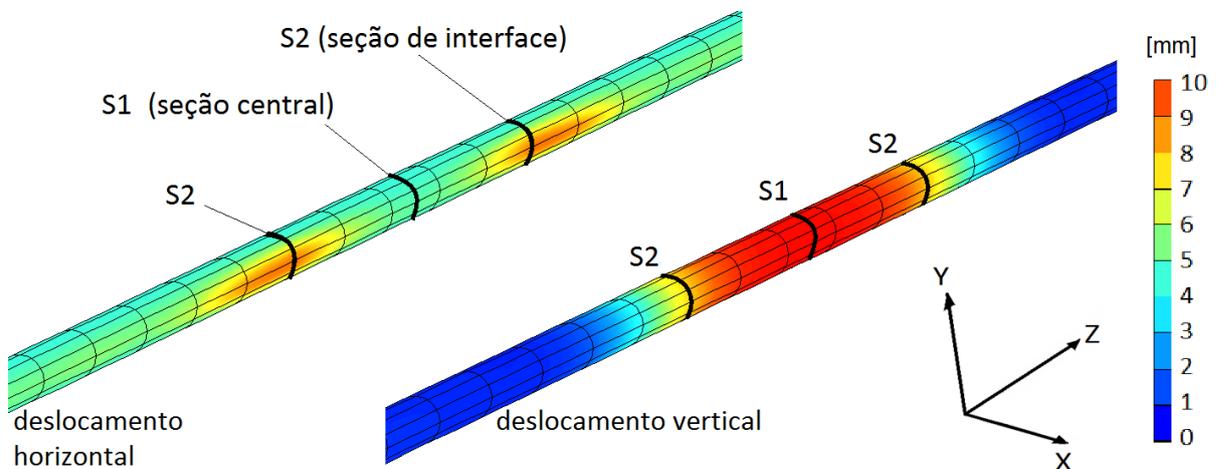


Figura 5.15 – Deslocamentos horizontais e verticais em escala de cores ao longo do comprimento do duto.

5.6 Expedientes para o problema da elevação localizada

Neste item, foram analisadas técnicas de minimização de tensões no solo circundante e nas paredes do oleoduto CAM-UTPF sob elevação localizada (maiores informações sobre o material do duto estão na Tabela 3.5). As propostas de controle das tensões sobre estruturas enterradas foram pioneiramente

desenvolvidas por Marston, com uma chamada de falsa trincheira ou trincheira induzida. Trata-se de um processo construtivo no qual uma zona de material compressível, de espessura, largura e compressibilidade definidas em projeto é instalada sobre a estrutura. Induz-se com essa técnica, a transferência benéfica de tensões verticais da estrutura para o meio exterior, caracterizando o arqueamento ativo. Segundo Bueno e Costa (2012), a falsa trincheira pode ser preenchida por materiais de diferentes tipos, desde que o material selecionado seja depositado de forma que possa se comprimir sob carregamento e que não se deteriore com o tempo. O material escolhido para compor a camada compressível nas simulações foi o poliestireno expandido (EPS). Segundo Plácido (2006), o EPS é um material geossintético muito leve, de excelente controle dimensional e resistente às intempéries. A tabela 5.2 apresenta os parâmetros de entrada adotados para o EPS na modelagem numérica.

Tabela 5.2. Parâmetros de entrada para o EPS.

Parâmetro		Valor	Unid.
Peso específico	γ	0,147	kN/m ³
Coefficiente de Poisson	ν	0,1	-
Módulo de elasticidade	E	500	kN/m ²

Quanto ao dimensionamento da camada compressível para o uso da falsa trincheira, foram tomados como base os resultados de Sladen e Oswell (1988). Uma camada compressível foi posicionada sobre um duto enterrado e executada com largura (b_{ti}) 40% a 60% maior que o diâmetro do duto e espessura da camada compressível (e_{ti}) 50% do diâmetro do duto. Os autores obtiveram, para essas dimensões, reduções nas tensões verticais de 60% a 80%. Além disso, os autores verificaram que a eficiência da camada compressível aumenta com a redução de sua distância vertical ao topo do duto (h_{ti}). A Figura 5.16 apresenta a seção e dimensões adotadas nas simulações do oleoduto CAM-UTPF aplicada à técnica da falsa trincheira, com $b_{ti} = 990$ mm, $e_{ti} = 330$ mm e $h_{ti} = 100$ mm.

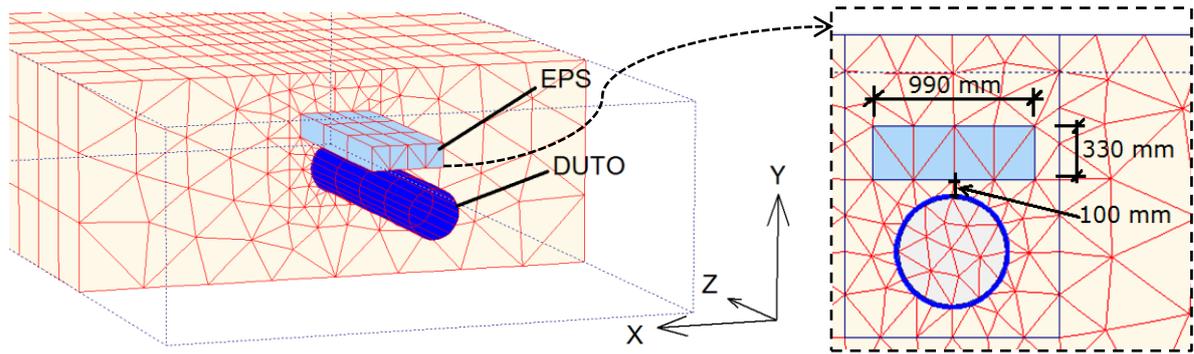


Figura 5.16 – Oleoduto CAM-UTPF simulado em elevação com a técnica da falsa trincheira.

As Figuras 5.17a, 5.17b e 5.17c apresentam os resultados de variação de tensão (σ_v/σ_{vi}) na seção central do duto S1 ($z = 15$ m) sem a mobilização da elevação localizada, na seção central do duto S1 ($z = 15$ m) sofrendo elevação localizada e na seção de interface S2 ($z = 12,5$ m) também sofrendo elevação localizada, respectivamente. Os dados foram extraídos de uma simulação em que foi considerado o solo de preenchimento da vala com $Dr = 75\%$, altura de recobrimento $H/D = 1,5$, extensão elevada $L_v = 5$ m, magnitude das elevações $\delta/B = 1,5\%$ (10 mm), $D/t = 52$ e sem a presença de sobrecargas superficiais.

Como pode ser verificado, os resultados expostos na Figura 5.17a apontam uma sensível diminuição nas tensões verticais no maciço, principalmente na região sobre o topo do duto onde as reduções de σ_v/σ_{vi} chegam a 57%. Depois de mobilizada a elevação localizada, a mesma seção (S1) apresentou alívios ainda maiores de tensão vertical com o emprego da falsa trincheira na região abaixo da base do duto, onde σ_v/σ_{vi} teve uma redução de 81%. Já na seção S2 (Figura 5.17c), região limítrofe da zona elevada, que recebeu a maior influência dos efeitos do arqueamento passivo houve reduções menos acentuadas, chegando a 41% na base do duto e diminuição de σ_v/σ_{vi} imediatamente acima do topo do duto praticamente nula. Apesar disso, ainda na seção S2, acima do duto houve uma suave minimização das tensões entre as profundidades de $Z/D = 1,2$ e $0,5$.

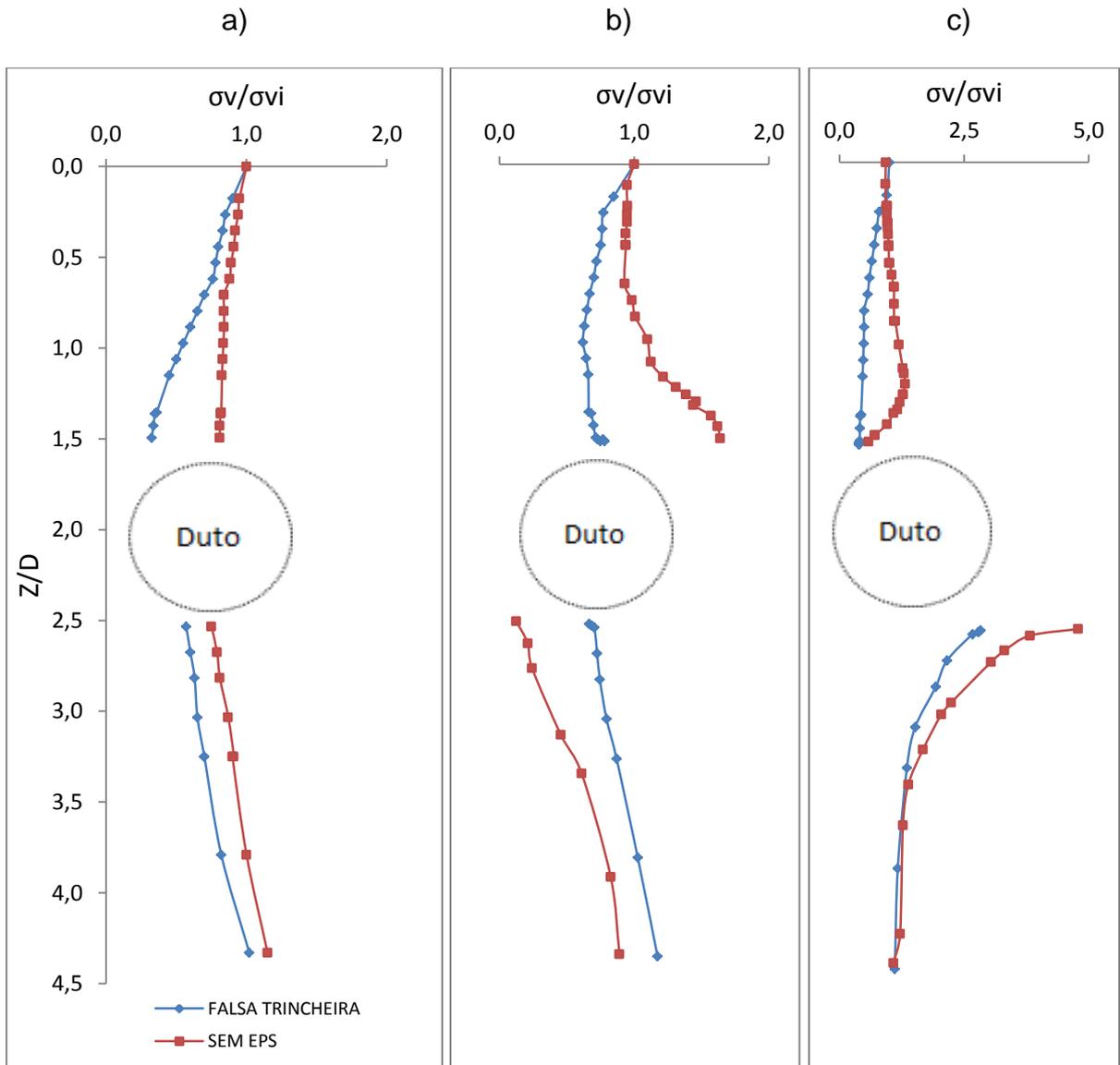


Figura 5.17 – Comparação da variação de tensão em um perfil vertical com o método da falsa trincheira: a) seção S1 sem elevação localizada; b) seção S1 em elevação localizada e c) seção S2.

Existem ainda técnicas como a do berço compressível, que consiste no assentamento do duto sobre uma camada de material que possa se comprimir sob a ação de cargas. Esta técnica é uma variante da técnica da trincheira induzida. Segundo Bueno e Costa (2012) os mesmos materiais utilizados na confecção da falsa trincheira podem ser utilizados para construir o berço compressível. Assim, foram utilizadas as mesmas propriedades e dimensões da camada de EPS na

simulação da falsa trincheira para o oleoduto CAM-UTPF. A Figura 5.18 apresenta a seção e dimensões adotadas nas simulações com a técnica do berço compressível.

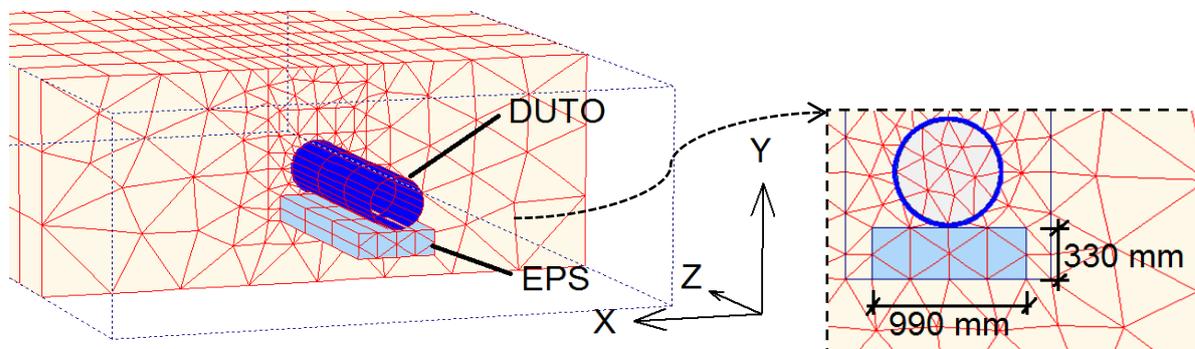


Figura 5.18 – Oleoduto CAM-UTPF simulado em elevação com a técnica do berço compressível.

As Figuras 5.19a, 5.19b e 5.19c apresentam os resultados de variação de tensão vertical (σ_v/σ_{vi}) na seção central do duto S1 ($z = 15$ m) sem a mobilização da elevação localizada, na seção central do duto S1 ($z = 15$ m) sofrendo elevação localizada e na seção de interface S2 ($z = 12,5$ m) também sofrendo elevação localizada, respectivamente. Nas simulações foram adotadas as mesmas propriedades dos materiais das análises anteriores.

Como pode ser verificado na Figura 5.19a, o emprego do berço compressível gerou uma sensível diminuição nas tensões verticais no maciço, sobretudo na região abaixo da base do duto onde as reduções de σ_v/σ_{vi} chegam a 41%. Entretanto, após mobilizada a elevação localizada, ainda na seção S1, ocorreu uma diminuição menos acentuada nas tensões verticais. A região acima do topo do duto, na seção S1, obteve reduções de σ_v/σ_{vi} de apenas 15%. Já na seção S2, os efeitos de minimização das tensões verticais foram maiores que os verificados pela técnica da falsa trincheira, com redução dos valores de σ_v/σ_{vi} de 62% na base do duto.

Também foi investigado o uso combinado das técnicas de falsa trincheira e berço compressível visando estender os benefícios da minimização das tensões verticais às regiões limítrofes da região elevada. A seção S2 apresentou uma forte influência do arqueamento passivo abaixo da base do duto. Mesmo com as técnicas aplicadas isoladamente na redução dos valores de σ_v/σ_{vi} , não foram atenuados os

efeitos do arqueamento de forma suficientemente eficiente. Para a simulação das técnicas conjugadas foi utilizada as mesmas propriedades e dimensões das análises anteriores. A Figura 5.20 apresenta o arranjo adotado.

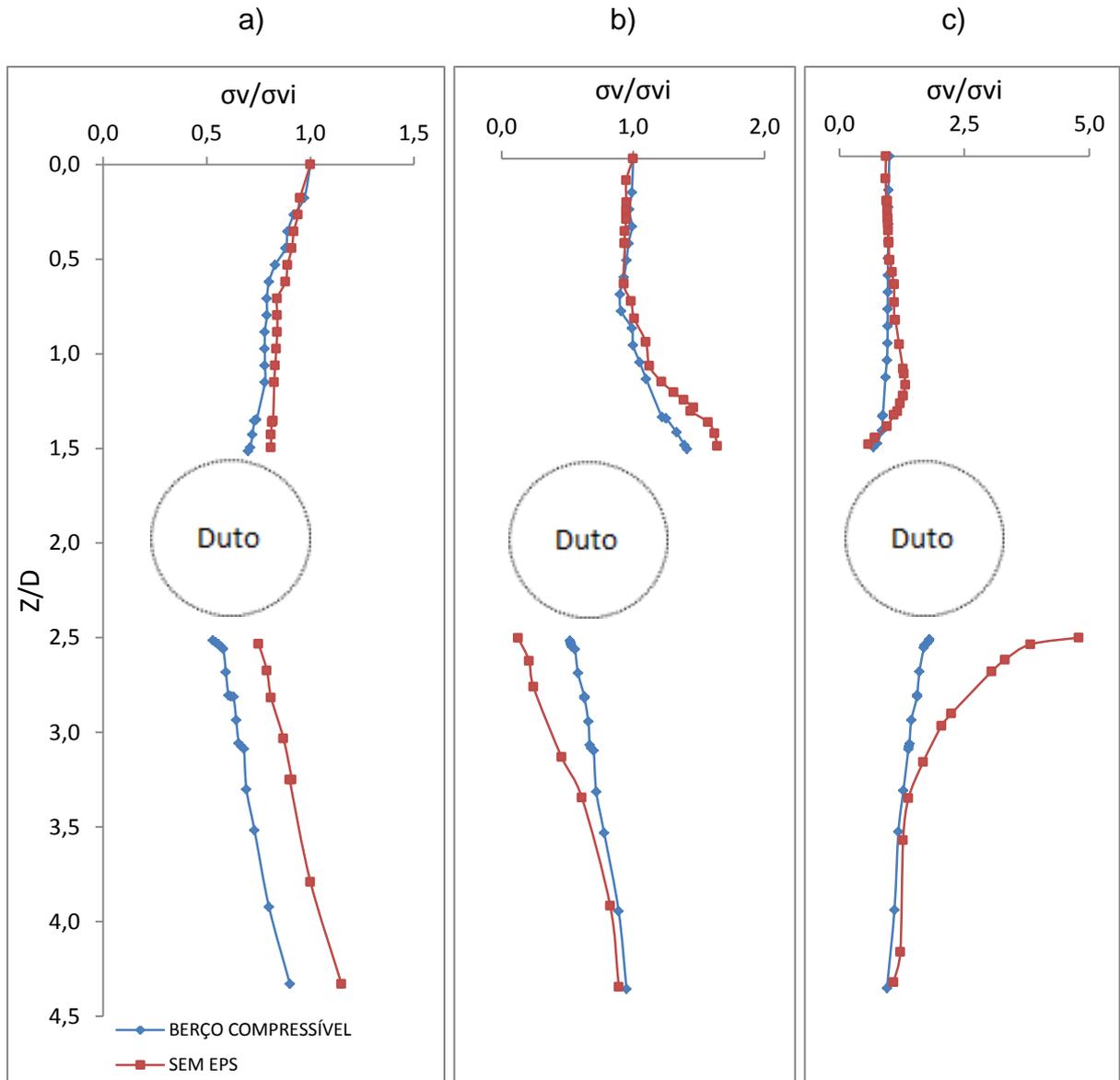


Figura 5.19 – Comparação da variação de tensão em um perfil vertical com o método do berço compressível: a) seção S1 sem elevação localizada; b) seção S1 em elevação localizada e c) seção S2.

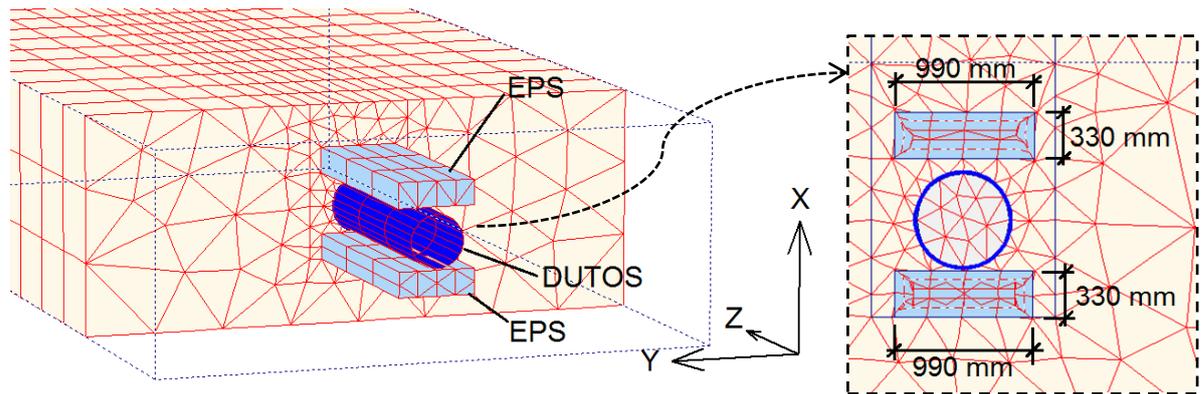


Figura 5.20 – Oleoduto CAM-UTPF simulado em elevação com as técnicas da falsa trincheira e berço compressível conjugadas.

As Figuras 5.21a, 5.21b e 5.21c apresentam os resultados de variação de σ_v/σ_{vi} . Como pode ser observado, a utilização combinada das técnicas de falsa trincheira e berço compressível forneceu alívios de tensão vertical ainda maiores que as técnicas aplicadas separadamente para a maioria dos casos. Inclusive na seção S2, com reduções de 75% abaixo da base do duto se comparado ao resultado sem o uso técnica de minimização de tensões verticais.

Diante do contexto apresentado neste item, as técnicas mostradas de minimização de tensões verticais apresentaram resultados satisfatórios, principalmente a técnica combinada da falsa trincheira e berço compressível. Além disso, os métodos apresentados podem ser considerados de baixo custo e de fácil execução. Sobretudo, se avaliarmos as potenciais perdas ambientais, sociais e financeiras que uma obra de um oleoduto do porte analisado corre ao cruzar por áreas com algum risco geotécnico.

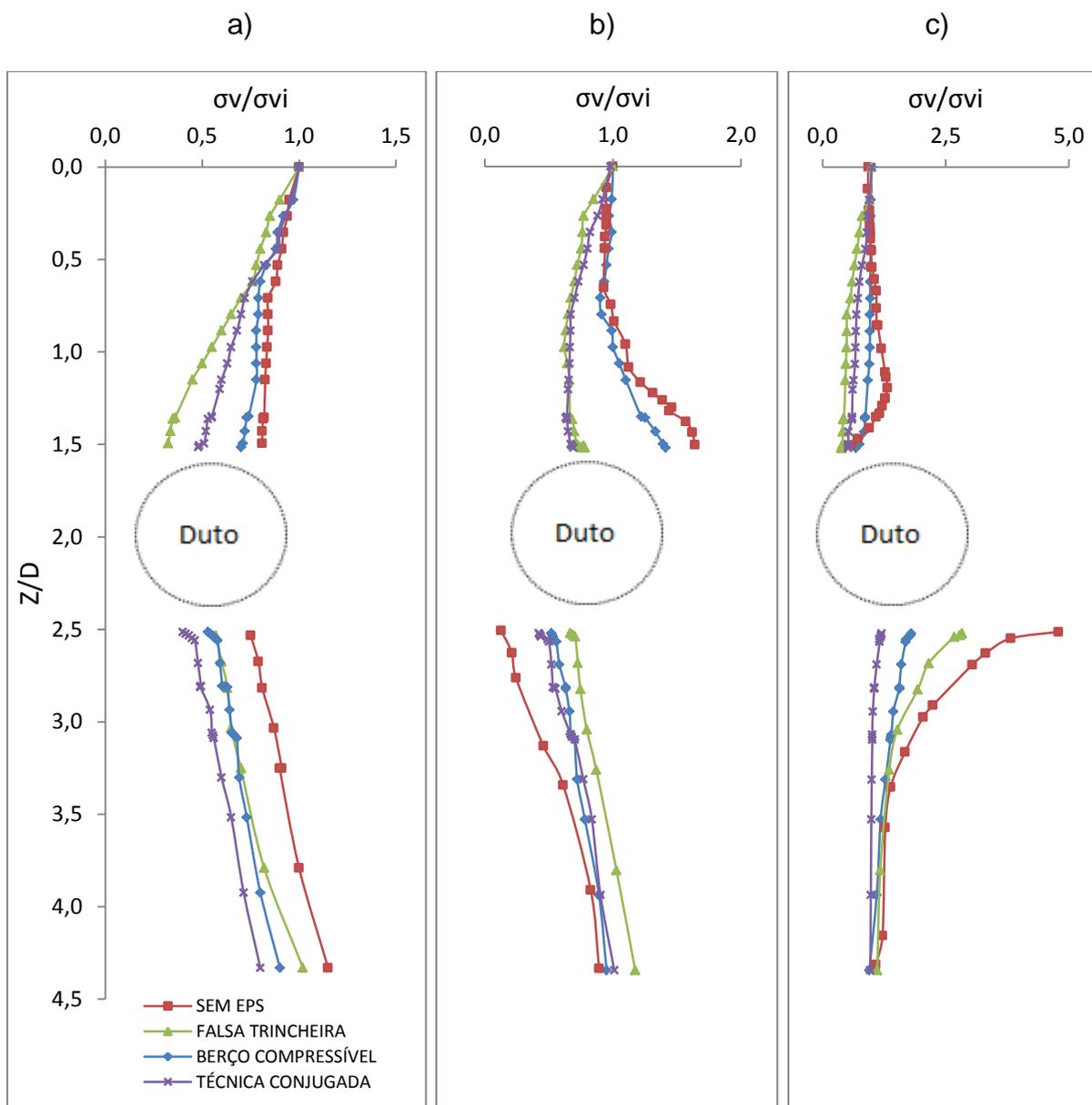


Figura 5.21 – Comparação da variação de tensão em um perfil vertical com as técnicas da falsa trincheira e berço compressível conjugadas: a) seção S1 sem elevação localizada; b) seção S1 em elevação localizada e c) seção S2.

6. Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver um estudo por meio de análises numéricas, usando o método dos elementos finitos, sobre o comportamento de dutos enterrados em condições particulares envolvendo a perda de apoio e a elevação localizada. Foram avaliados aspectos específicos da modelagem numérica e realizado análises paramétricas onde se investigou os efeitos do arqueamento do solo e deflexões do duto de forma tridimensional. As principais variáveis investigadas foram: densidade relativa do solo (D_r), deslocamento relativo do alçapão (δ/B), faixa da zona elevada (L_v), altura de recobrimento do solo (H/D) e relação diâmetro / espessura do duto (D/t). As simulações foram realizadas em duas etapas distintas: na primeira delas foi modelado o ensaio físico desenvolvido por Costa (2005) na EESC/USP e a partir de uma comparação entre as respostas dos modelos físico e numérico foi possível validar o modelo computacional. Na segunda etapa, o modelo desenvolvido na calibração foi aplicado à simulação de um oleoduto em escala real, submetido à elevação localizada. As principais conclusões obtidas de cada etapa são apresentadas a seguir.

6.1 Análises de calibração do modelo

- a) A escolha do modelo constitutivo foi analisada por meio de simulações bidimensionais, nestas as condições de contorno se mostraram decisivas para se perceber as especificidades de cada modelo. O modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o modelo de endurecimento do solo (*HSM*) apresentaram uma melhor aproximação dos resultados experimentais de Costa (2005) do que o modelo elástico linear. Especialmente para avaliação do arqueamento o modelo *HSM* se comportou de maneira muito próxima ao ensaio físico.
- b) A influência do atrito de interface (ϕ_w) nas paredes da caixa de ensaios desenvolvida por Costa (2005) foi investigada em simulações bidimensionais. As tensões aferidas nas proximidades da parede da caixa sofreram um sensível alívio, podendo estas alcançar uma redução da ordem de 45% para $\phi_w = 30^\circ$.

- c) As simulações tridimensionais de movimentação descendente do alçapão, sem a inserção do duto revelaram que a influência do arqueamento ativo diminui sensivelmente com o aumento da distância vertical da base do alçapão sendo esta propagada até cinco vezes a largura do alçapão.
- d) As tensões aferidas sobre a superfície do alçapão, sem a inserção do duto, chegaram a ser sete vezes superiores quando o alçapão foi submetido à movimentação ascendente.
- e) As regiões limítrofes do alçapão foram submetidas a maiores esforços de cisalhamento e de tensão vertical, justificando numericamente a maior influência do arqueamento passivo nas arestas do alçapão.
- f) As simulações tridimensionais com o duto, sem a movimentação do alçapão, tiveram uma deformada elíptica na seção do duto. Nestas, foi percebido que o aumento da densidade relativa influenciou de modo a restringir as deflexões aferidas no duto, contudo, esse efeito foi menos intenso no modelo numérico do que no modelo físico. A divergência entre as respostas de tensão no solo circundante foi incrementada em função do acréscimo de sobrecargas nos modelos físico e numérico
- g) Nas simulações com duto e perda de apoio localizada os resultados se aproximaram de maneira satisfatória para pequenas movimentações do alçapão. A maior divergência entre os resultados numéricos e experimentais ocorreu no topo do duto para maiores deslocamentos do alçapão. A variação das tensões medidas na linha d'água e no topo seguiu a mesma tendência dos modelos físicos de Costa (2005).
- h) O duto simulado na condição de elevação localizada apresentou uma boa convergência nas respostas de deflexão. Apesar das pequenas diferenças quantitativas acusadas pelos perfis, é possível perceber que a simulação numérica apresentou uma deformada bastante compatível com o experimento físico, uma vez que, em ambas as situações incidiram um aumento do diâmetro horizontal, além de uma forte elevação na base do duto. As análises de tensão apresentaram tendência linear, muito semelhante ao experimento físico, em função do deslocamento do alçapão.
- i) O erro médio das simulações numéricas sem a presença de duto em comparação aos dados de Costa (2005) foi de 7,81%, enquanto que as

simulações com a presença de duto tiveram um erro médio de 15,26% de aproximação.

- j) A resistência passiva do solo à movimentação ascendente do duto, responsável pela flambagem do topo do duto no modelo físico foi um dos desafios durante a modelagem. A solução foi dada pela inserção de parâmetros complementares atribuídos ao solo, como os índices de vazios máximo e mínimo, sendo essa opção apenas disponível para o modelo constitutivo de endurecimento do solo (*HSM*). Além disso, o número de iterações na fase de cálculo foi ajustado permitindo a movimentação completa do alçapão. Bem como atribuição de interfaces para simular materiais de diferentes rigidezes.

6.2 Análises de aplicação do modelo para simulação do oleoduto

- a) Ao se compararem as análises de tensão no solo e as análises de deflexão no duto, questionou-se o possível benefício obtido com o uso de um solo de preenchimento de vala com baixa densidade relativa nas diminuições das tensões no maciço, em função do aumento das deflexões no duto. Ao passo que, um maciço muito compacto também pode maximizar os efeitos do arqueamento deflagrados com a elevação. Essas implicações sugerem o emprego de solos em um estado intermediário de compactação para o preenchimento de vala no caso analisado.
- b) Embora não tenham sido notadas grandes variações nas deflexões em função da extensão elevada (L_v), pode-se concluir que o aumento de L_v pode conduzir a maiores deflexões na base do duto. Além disso, foi verificado o desenvolvimento do arqueamento no solo de forma bastante destacada nas regiões limítrofes da elevação e de forma menos intensa e pontual fora da zona elevada.
- c) Maiores profundidades de embutimento do duto, em situações que promovam a elevação localizada, mostrou-se prejudicial tanto no aumento dos efeitos do arqueamento passivo, quanto no aumento das deflexões. A altura de recobrimento do solo (H/D) mais indicada para o caso analisado seria a de $H/D = 1,0$, a mínima permitida por norma e que gerou as menores variações de tensões no solo e deflexões no duto.

- d) As simulações realizadas com dutos de relação diâmetro / espessura (D/t) maiores demonstraram ser menos influenciadas pela variação de tensões deflagrada pela elevação localizada. Contudo, também foi mostrado o aumento das deflexões no duto em função do aumento da relação D/t . Logo, a adoção de uma relação média entre os valores de $D/t = 52$ e 74 seria a mais indicada para o caso analisado.
- e) A dinâmica dos esforços de tração e compressão aplicados ao duto após a elevação localizada mostrou-se compatível com a deformada do modelo. Destacou-se também a forte redistribuição de tensões no solo circundante a essas estruturas, depois de ocorrida a elevação localizada, ocorrendo não de forma pontual, mas de forma complexa e abrangente ao longo de toda superfície do duto.
- f) As tensões longitudinais foram superiores às tensões circunferências na maior parte do duto, ultrapassando também a tensão admissível do material que constitui as paredes do duto no trecho que sofreu a elevação localizada. Além disso, as deflexões foram superiores às admissíveis no mesmo trecho. Apesar disso, as normas vigentes que abordam o dimensionamento de dutovias não contemplam situações geotécnicas específicas como as que possam deflagrar elevadas tensões longitudinais.
- g) As técnicas mostradas de minimização de tensões verticais apresentaram resultados satisfatórios, principalmente a técnica combinada da falsa trincheira e berço compressível com reduções nas tensões verticais de até 75% na seção de interface da zona elevada. Além disso, os métodos apresentados podem ser considerados de baixo custo e de fácil execução.

6.3 Sugestões para pesquisas futuras

A seguir são apresentadas algumas recomendações para pesquisas futuras envolvendo a análise de numérica de dutos enterrados.

- Desenvolvimento de um estudo que utilize os resultados reais de inspeção geométrica interna do duto feita por PIG instrumentado (denominação genérica de dispositivos que fazem passar pelo interior dos dutos, impulsionados pela pressão de gases ou líquidos) para retroanálises em

modelo numérico nas ocorrências que deflagram grandes deflexões nas paredes do duto, como a elevação localizada ou perda de apoio.

- Realização de um estudo paramétrico tridimensional que mostre o comportamento de dutos enterrados perante outros parâmetros, tais como: geometria da vala, condição de trabalho do duto e carregamento lateral.
- Aprimorar o modelo constitutivo para que seja levado em consideração o aumento ou redução da compacidade do maciço em localidades específicas após a imposição de deslocamentos prescritos.

Referências

- ACA TUBOS disponível em <http://www.acatubos.com.br/> e acessado em 04/02/2013.
- ACOSTA, D. F. B. (2014). Estudo em modelos do comportamento de dutos enterrados ancorados por geossintéticos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Brasília. 105p.
- AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS. DESPACHO DA DIRETORA-GERAL. Nº 701 - DOU 5.6.2012 disponível em [AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS. AUTORIZAÇÃO ANP Nº 496 - DOU 31.10.2012 disponível em \[http://nxt.anp.gov.br/nxt/gateway.dll/leg/autorizacao/2012/outubro/aut%20496%20-%202012.xml?fn=document-frameset.htm\\\$fn=templates\\\$3.0\]\(http://nxt.anp.gov.br/nxt/gateway.dll/leg/autorizacao/2012/outubro/aut%20496%20-%202012.xml?fn=document-frameset.htm\$fn=templates\$3.0\) e acessado em 17/06/2013.

ALLGOOD, J. R.; TAKAHASHI, S. K. \(1972\) Balanced Design and finite element analysis of culverts, Highway Research Board, HRR 413, p.45-55.

ALAWAJI, H. \(2008\) Leak Induced Settlement of Buried Pipelines in Collapsible Soil. Pipelines 2008: pp. 1-10. doi: 10.1061/40994\(321\)19.

ALMAHAKERI, M.; FAM, A.; MOORE, I. \(2013\). Experimental Investigation of Longitudinal Bending of Buried Steel Pipes Pulled through Dense Sand. Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, doi: 10.1061/\(ASCE\)PS.1949-1204.0000141.

AMERICAN NATIONAL STANDARD - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. \(2007\). Spec 5L Specification for the pipe, 44ª edição. USA.

AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. \(2002\). B 31.4. Pipeline transportation systems for liquid hydrocarbons and other liquids. New York, USA.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. \(2004\). Steel Pipe – a guide for design and installation. 4ª Ed. Denver, USA.](http://nxt.anp.gov.br/nxt/gateway.dll/leg/despachos/2012/junho/desp%20701%20-%202012.xml?fn=templates$fn=document-frame.htm$3.0$q=$x=)

- AROCKIASAMY, M.; CHAALLAL, O.; LIMPETEEPRAKARN, T. (2006). Full-Scale Field Tests on Flexible Pipes under Live Load Application. *J. Perform. Constr. Facil.*, 20(1), 21–27.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). NBR 12712. Projeto de Sistemas de Transmissão e Distribuição de Gás Combustível. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). NBR 15280-1. Dutos terrestres - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2005). NBR 15280-2. Dutos terrestres - Parte 2: Construção e montagem. Rio de Janeiro.
- BABU, S. G. L.; SRIVASTAVA, A. (2010). Reliability analysis of buried flexible pipe-soil systems. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, ASCE, 1(1), 33-41.
- BAKKER, K. J.; LENGKEEK, H. J.; BONNIER, B.G. (1997). Interface Elements to Model Subgrade Reactions for tunnel Design. *Numerical Methods in Geomechanics*, Pietruszczak & Pande, pp. 507-512.
- BENMANSOUR, A.; ABDALLAH, A.; MASROURI, F.; AUVINET, G. (1997). Analyse Fiabiliste du comportement axial des conduits d'assainissement. *Canadian Geotechnical Journal*, v.34, n.329-343.
- BRACHMAN, R. W. I.; MOORE, I. D.; ROWE, R. K. (2000). The design of a laboratory facility for evaluating the structural response of small diameter buried pipes. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(2): 281-295, 10.1139/t99-104.
- BUENO, B. S.; COSTA, Y. D. (2012). Dutos enterrados – aspectos geotécnicos. 2º Ed. São Paulo, Oficina de Textos.
- CHEN, F. H. (1975). *Foundations on Expansive Soils*, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- COSTA, Y. D.; ZORNBERG, J. G.; BUENO, B. S.; COSTA, C. L. (2009). Failure Mechanisms in Sand over a Deep Active Trapdoor. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V.135, n.11, p. 1741-1753.

- COSTA, Y. D. J. (2005). Modelagem Física de dutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 320p.
- DAS, B. M. (2011). Fundamentos de engenharia geotécnica, 7° Ed., Cengage Learning, São Paulo.
- DUNCAN, J. M. & CHANG, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM5), 1629-1653.
- FERNANDES, P. E. A. (2011). Avaliação da tenacidade à fratura da zona afetada pelo calor (ZAC) do aço API 5L X80 soldado pelos processos SMAW e FCAW. Tese (Doutorado). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. 110p.
- FERREIRA, A. M; GERSCOVICH, D. M. S; SIEIRA, A. C. C. F. (2006). Análise Numérica do Comportamento Mecânico de Dutos Enterrados. 2º Simpósio de Jovens Engenheiros Geotécnicos GEO-JOVEM, Nova Friburgo, Rio de Janeiro.
- GUMBEL, J. E.; O'REILLY, M. P.; LAKE, L. M.; CARDER, D. R. (1982). The development of a new design method for buried flexible pipes. In: *Europipe '82. Proceedings. Basel, 1982. p. 87-98.*
- HANDY, R. L. (1985). The arch in soil arching. *J. Geotechnical engineering*, 111(3), 302–318.
- HANDY, R. L.; SPANGLER, M. G. (2007). *Geotechnical engineering—Soil and foundation principles and practice*, 5° Ed., McGraw Hill, New York.
- HOLTZ, W. G.; GIBBS, H. J. (1956). Engineering properties of expansive clays. *Transactions of ASCE* 121, 641-663.
- IAN, D. M. (2012). Large-Scale Laboratory Experiments to Advance the Design and Performance of Buried Pipe Infrastructure. *ICPTT 2012: 805-815.*
- IBAÑEZ, J. P. (2003). Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 241p.

- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO 3183. (2012). Petroleum and natural gas industries - Steel pipe for pipeline transportation systems, USA.
- JAKY, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, p. 355-358.
- JOSHI, B.; DURKEE, D. B.; WYTHES, T. J. (2001). Finite element modeling of a PE pipe heap leachate collection system. *Finite Elements in analysis and design* 37, 979-996.
- KRAUS, E.; OH, J.; FERNANDO, E. (2013). Impact of Repeat Overweight Truck Traffic on Buried Utility Facilities. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000454
- LI, S. (2013). Construction Monitoring of a Municipal Gas Pipeline during Horizontal Directional Drilling. *J. Pipeline Syst. Eng. Pract.*, 4(4), 04013005.
- LINGZHEN, K.; JIAN S. (2012). Analysis Method for a Pipe Subjected to Surface Load, *ICPTT 2012*: 907-919.
- JANSSEN, H. A (1895) *Bersuche uber Getreidedruck in Silazellen*. *Z.D.Vereins Deutscher Ingenieure*, V.39, p. 1045
- MARSTON, A.; ANDERSON, A. O. (1913). The theory of loads on pipes in ditches, and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe. *Bulletin No. 31*, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- MARSTON, A. (1930). The Theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments. Iowa Engineering Experimental Station, Ames, *Bulletin* 96, 36 p.
- NETO, L. B. (2009). Análise numérica de dutos sujeitos à flambagem. *Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia – Universidade Federal do Paraná*. 141p.
- PEREIRA, A. C.; MORAIS, E. O.; RIBEIRO, S. A. (2004). Pedologia aplicada à construção civil no estado do Rio Grande do Norte. *HOLOS*, v.1, p. 1-11.
- PLÁCIDO, R. R. (2006). O uso de geocomposto como camada indutora para redução de tensões sobre estruturas enterradas. *Dissertação de Mestrado*.

Escola de Engenharia de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 116p.

PLAXIS 3D. (2013). Material Models Manual, disponível em <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/> e acessado em 04/03/2013.

PLAXIS 3D. (2013). Reference Manual, disponível em <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/> e acessado em 04/03/2013.

RAJANI, B.; ZHAN, C.; KURAOKA, S. (1996). Pipe-soil interaction analysis of jointed water mains. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33, p. 393-404.

SANTICHAIANANT, K. (2002). Centrifuge Modeling and Analysis of Active Trapdoor in Sand. Tese (Doutorado). Departamento de Arquitetura, Engenharia Civil e Ambiental – Universidade do Colorado. 221p.

SANTOS, S. N.; GERSCOVICH, D. M.; DANZIGER, B. R.; RIBEIRO, D. S. (2012). Previsão da Carga Transmitida a Dutos Enterrados Utilizando Métodos Analíticos e Numéricos. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas. XV COBRAMSEG.

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. (1999). Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. In: R.B.J. Brinkgreve, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema, Rotterdam: 281-290.

SHAFFER, G. E. (1947). *Discussions in Transactions*. Nova York: ASCE, p.354-363.

SHUKLA, S.; SIVAKUGAN, N. (2013). Load Coefficient for Ditch Conduits Covered with Geosynthetic-Reinforced Granular Backfill. *Int. J. Geomech.*, 13(1), 76- 82.

SINGH, S.; SIVAKUGAN, N.; SHUKLA, S. K. (2010). Can soil arching be insensitive to f ? *Int. J. Geomech.*, 10(3), 124–128.

SIVAKUMAR, B. G.; SRINIVASA, M. B.; SESHAGIRI, R. R. (2006). Reliability Analysis of Deflection of Buried Flexible Pipes. *J. Transp. Eng.*, 132(10), 829–836.

SLADEN, J. A.; OSWELL, J. M. (1988). The induced trench method – a critical review and case history. *Canadian Geotechnical Journal.*, v.25, p.541-549.

SPANGLER, M. G. (1941). The structural design of flexible pipe culverts. *Bulletin 153*, Iowa Engineering Experiment Station.

- SPANGLER, M. G. (1948). Discussion of Underground Conduits na appraisal of Modern Research”, Transactions ASCE, n. 2337, p. 316-374.
- SPANGLER, M. G. (1950). Theory of loads on negative projecting conduits. Proceedings of HRB, v.30, p. 153-161, 1950.
- SPANGLER, M. G. (1951). Soil Engineering – Underground Conduits, International TextBooks in civil engineering, p. 409-449.
- SPANGLER, M. G. (1962). Culverts and conduits. Chapter 11, Foundation engineering, G. A. Leonards, ed. McGraw Hill, New York, 965–999.
- SRIVASTAVA, A.; GOYAL, C.; RAGHUVANSHI, A. (2012). Load Settlement Response of Footing Placed over Buried Flexible Pipe through Model Plate Load Test. Int. J. Geomech. Geoenviron. Eng., 128(1), 92-94.
- STUEDLEIN, A. W.; MESKELE, T. (2012). Preliminary Design and Engineering of Pipe Ramming Installations. J. Pipeline Syst. Eng. Pract., 3(4), 125–134.
- TERUHISA, M.; SHAD, M. S. (2007). Peaking Deflections of Flexible Pipe during Initial Backfilling Process. Journal of Transportation Engineering 133:2, 105-111.
- TERZAGHI, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils, Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics, Volume 1, pp. 54-55.
- TERZAGHI, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York.
- TOSHINORI, K.; YOSHIYUKI, M.; HOE, I. L. (2002). Earth Pressure Distribution for Buried Pipe Bend Subject to Internal Pressure. Pipelines 2002: 1-2.
- VAN DER MERWE, D. H. (1964). The prediction of heave from the plasticity index and the percentage clay fraction – The Civil Engineering in South Africa 6(66), 103-107.
- WATKINS, R. K.; ANDERSON, L. R. (1999). Structural mechanics of buried pipes, CRC press, 444p.
- WATKINS, R. K.; SPANGLER, M. G. (1958). Some characteristics of the modulus of passive resistance of soil: a study in similitude. Annual meeting, Highway Research Board, 37. p.576-583.

- WOODROFFE, N. J.; ARIARATNAM S. T. (2008). Cost and Risk Evaluation for Horizontal Directional Drilling versus Open Cut in an Urban Environment. *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, 13(2), 85–92.
- YOUNG, O.C.; TROTT, J.J. (1984). *Buried and Rigid Pipes – Structural design of Pipelines*, London and New York, Elsevier Applied science publishers, 234p.
- ZHU, X.; XUE, S.; TONG, X.; SUN, X. (2011) Uplift Response of Large-Diameter Buried Pipeline in Liquefiable Soil Using Pipe-Soil Coupling Model. *ICPTT 2011*: pp. 1790-1801, doi: 10.1061/41202(423)189.