

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO NUMÉRICO E AMBIENTAL DE DUTOS ENTERRADOS SOB A
INFLUÊNCIA DE RODOVIAS E FERROVIAS**

FELIPE AUGUSTO NUNES BERQUÓ

ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G. DM. 241/2014

BRASÍLIA/DF: 10 de ABRIL de 2014

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO NUMÉRICO E AMBIENTAL DE DUTOS ENTERRADOS SOB A
INFLUÊNCIA DE RODOVIAS E FERROVIAS**

FELIPE AUGUSTO NUNES BERQUÓ

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

Prof. André Luís Brasil Cavalcante, DSc, UnB
(ORIENTADOR)

Prof. Luis Fernando Martins Ribeiro, DSc, UnB
(EXAMINADOR INTERNO)

Prof. Carlos Alberto Lauro Vargas, DSc, UFG
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 de ABRIL de 2014.

FICHA CATALOGRÁFICA

BERQUÓ, FELIPE AUGUSTO NUNES	
Estudo Numérico e Ambiental de Dutos Enterrados sob a Influência de Rodovias e Ferrovias [Distrito Federal] 2014.	
133 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2014)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Dutos Enterrados	2. Modelagem Numérica
3. Análise Ambiental	4. Carregamento Rodoviário e Ferroviário
I. ENC/FT/UnB	II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BERQUÓ, F. A. N. (2014). Estudo Numérico e Ambiental de Dutos Enterrados sob a Influência de Rodovias e Ferrovias. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM. 241/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 133 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Felipe Augusto Nunes Berquó

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo Numérico e Ambiental de Dutos Enterrados sob a Influência de Rodovias e Ferrovias.

GRAU / ANO: Mestre/2014

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Felipe Augusto Nunes Berquó
SQSW 504 Bloco H Apartamento 509
70.673-508 – Brasília/DF – Brasil

*Dedico esta dissertação à Deus,
à minha mãe Luciana, aos meus avós Geraldo e Leopecina e
à minha amada Cristiana que me deu tanto apoio.*

AGRADECIMENTOS

Ao professor André Luís Brasil Cavalcante pela ajuda nos momentos difíceis desta dissertação e pelo apoio, incentivo, orientação em todo o mestrado. Além da amizade desde o PET do colégio Ícone.

Aos professores do curso de engenharia civil, especialmente aos professores da área de Geotecnia: André Pacheco de Assis, Luís Fernando Martins Ribeiro, Héran Eduardo Martinez Carvajal e Márcio Muniz de Farias.

À Universidade de Brasília, ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro e material.

A todos os colegas de mestrado pela amizade e conversas esclarecedoras durante esta pesquisa e em especial aos colombianos, o cubano Jorge e os brasileiros Igor e Ewerton.

À todas as pessoas que foram necessárias a realização desta etapa na minha vida, em especial à Dra. Isis Magalhães, à tia Cristina e tia Bila e ao tio Miro.

RESUMO

Este trabalho buscou avaliar, comparativamente, o comportamento mecânico de dutos enterrados considerando carregamentos estáticos baseados em rodovias e ferrovias. Hoje existem diversos tipos de casos onde existem interações de carregamentos entre os modais de transporte. Analisou-se a contribuição da altura de cobertura e de carregamentos na superfície do terreno para tensões e deformações no duto e na região da envoltória deste. Foram utilizadas análises com base em formulações analíticas pelos métodos propostos por Kirsch, Einsten & Schwartz e Marston-Spangler. Trabalhos de outros pesquisadores e normas motivaram e auxiliaram esta pesquisa. Estes forneceram instrumentos para que se avaliassem criticamente o comportamento mecânico das instalações quanto aos efeitos gerados em 10 tipos de casos. Assim, foram descritas as instalações consideradas seguras para regiões próximas a carregamentos superficiais. Para o desenvolvimento e análises dos casos, utilizou-se a ferramenta numérica PLAXIS®. Os resultados encontrados se mostraram coerentes em diferentes situações após a análise de diferentes comportamentos quanto ao coeficiente de empuxo no repouso, altura de cobertura, tipo de solo da envoltória, condições de saturação e carregamentos superficiais. Considerando as simplificações dos métodos utilizados, os resultados mostram que instalações seguras, mesmo quando considerado os efeitos da sobrecarga, podem apresentar pequenas alturas de cobertura.

ABSTRACT

This study aimed to evaluate the mechanical behavior of buried pipelines considering static loads based on roads and railways. Today there are many cases where there are load interactions between pipes, highways and railways. The contribution of height coverage and loads on the soil surface for stresses and strains were analyzed in the pipeline and in the surrounding region. Analyzes based on analytical formulations by the methods proposed by Kirsch , Einstein & Schwartz and Marston - Spangler. The literature review motivated and assisted this research. Also, other researches helped to critically evaluate the mechanic behavior of 10 different studies cases. Thus, the installations considered safe for near surface loadings regions were described. For the development and analysis of cases, was used the numerical tool PLAXIS ®. The results were considered consistent in different situations after the analysis of different behaviors regarding the coefficient K_0 , height of cover, envelope soil type, saturation conditions and surface loads. Considering the simplifications of the methods used, the results show that secure facilities even considering the effects of overload can present small covers.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivo	2
1.2. Organização da Dissertação	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Transporte Dutoviário	4
2.2. Classificação dos Dutos Enterrados	6
2.3. Terminologia Utilizada nas Instalações	9
2.4. Rigidez Relativa	12
2.5. Principais Deformações das Instalações Enterradas	15
2.6. Tensões Distribuídas no Solo	17
2.7. Mecanismo de Interação Solo Duto	20
2.8. Método de Marston - Spangler	22
2.9. Sobrecargas Atuantes em Conduitos Enterrados	32
2.10. Norma para Instalação de Dutos Enterrados NBR 12712 (ABNT, 2002)	37
3. METODOLOGIA	43
3.1. Metodologia das Análises Analíticas	43
3.2. Método dos Elementos Finitos	48
3.3. Modelagem Numérica com o Programa Computacional PLAXIS®	50
3.4. Metodologia das Análises Numéricas	53
4. ANÁLISES DOS MÉTODOS ANALÍTICOS PARA DUTOS ENTERRADOS	58
4.1. Tensões Radiais e Tangenciais pelo Método de Kirsch para Dutos	58
4.2. Acréscimo de Tensões pelo Método de Boussinesq	62
4.3. Método de Einstein & Schwartz (1979)	71
4.4. Método de Marston-Spangler	77
5. ANÁLISE DE MÉTODOS NUMÉRICOS	82
5.1. Caso 1	82

5.2.	Caso 2	93
5.3.	Caso 3	98
5.4.	Caso 4	101
5.5.	Caso 5	104
5.6.	Caso 6	107
5.7.	Caso 7	110
5.8.	Caso 8	114
5.9.	Caso 9	117
5.10.	Caso 10	119
5.11.	Análise Final	124
6.	CONCLUSÕES.....	128
6.1.	Sugestões para Pesquisas Futuras.....	129
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elementos constituintes de uma instalação típica (Modificado de Rubio, 2008).	10
Figura 2.2 – Identificação dos locais da seção transversal do duto (Modificado de Rubio, 2008).	10
Figura 2.3 – Formas de instalação de dutos enterrados em vala: a) paredes verticais; b) paredes escalonadas; c) paredes inclinadas.	11
Figura 2.4 – Formas de instalação de dutos enterrados em saliência: a) saliência positiva; b) saliência negativa.	11
Figura 2.5 – Classificação de dutos enterrados conforme a rigidez relativa (Modificado de Gumbel et al., 1982).	14
Figura 2.6 – Deformações em dutos rígidos: a) Esmagamento da parede; b) Rachaduras e Rótulas plásticas (modificado de Rubio, 2008).	17
Figura 2.7 – Deformações em dutos flexíveis: a) Flambagem da Parede; b) Deflexão do Duto (modificado de Rubio, 2008).	17
Figura 2.8 – Parâmetros utilizados pelo método de Marston (modificado de Moser, 2008).	23
Figura 2.9 – Fator de carga para o cálculo por Marston, instalações em vala (modificado de Moser, 2008).	24
Figura 2.10 – Dutos salientes positivos para o método de Marston (modificado de Moser, 2008).	25
Figura 2.11 – Cálculo do fator de carga para dutos instalados em aterros (modificado de Moser, 2008).	29
Figura 2.12 – Distribuição de tensões em dutos flexíveis (modificado de Moser, 2008).	31
Figura 2.13 – Condições não uniformes de berço (modificado de Moser, 2008).	33
Figura 3.1 – Representação esquemática de acréscimo de carga pontual e faixa larga por Boussinesq (modificado de Cavalcante, 2006).	46
Figura 3.2 – Esquemas dos carregamentos no maciço: a) rodoviário distribuído; b) rodoviário pontual; c) Ferroviário.	47
Figura 3.3 - Elementos utilizados na análise de dutos enterrados.	50
Figura 3.4 – Janela principal do Plaxis®.	51
Figura 3.5 – Janela de cálculo do Plaxis®.	52
Figura 3.6 – Chapa corrugada MP100 (modificada do manual da Armco®).	54

Figura 3.7 – Três alturas analisadas para o duto em solo homogêneo: a) H=1,50 m; b)H=4,50 m; c)H=6,50 m.	55
Figura 3.8 – Três etapas analisadas em solo homogêneo: a) terreno natural; b) instalação do duto; c)contração da estrutura.	56
Figura 4.1 – Tensões no teto do duto utilizando o método de Kirsch, $K_0 = 2$	59
Figura 4.2 – Tensões na lateral do duto utilizando o método de Kirsch, $K_0 = 2$	59
Figura 4.3 – Tensões na lateral do duto utilizando o método de Kirsch, $K_0 = 1$	61
Figura 4.4 – Variações das distâncias dos picos de tensão com a mudança de K_0	61
Figura 4.5 – Acréscimos de tensões verticais devido a rodovia acima do duto.	62
Figura 4.6 – Comparação dos acréscimos de tensões devido a rodovia e picos de tensões naturais no teto	63
Figura 4.7 – Tensões horizontais no teto com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 2$	64
Figura 4.8 – Tensões verticais na lateral com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 2$	64
Figura 4.9 – Tensões horizontais no teto com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 1$	66
Figura 4.10 – Tensões verticais na lateral com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 1$	66
Figura 4.11 – Porcentagem do carregamento total devido a carga na superfície, com variação do K_0 do maciço.	67
Figura 4.12 – Picos de tensões verticais no maciço lateral ao duto e acréscimo devido a ferrovia.	68
Figura 4.13 – Acréscimo de cargas na lateral em dutos excêntricos a rodovia.	69
Figura 4.14 – Relação entre os carregamentos em dutos excêntricos a rodovia, $K_0 = 2$	69
Figura 4.15 – Relação entre os carregamentos em dutos excêntricos a rodovia, $K_0 = 1$	70
Figura 4.16 – Tensões no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$	71
Figura 4.17 – Força axial no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$	72
Figura 4.18 – Deslocamentos no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$	73
Figura 4.19 – Tensões no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$	74
Figura 4.20 – Força axial no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$	74
Figura 4.21 – Deslocamentos no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$	75
Figura 4.22 – Tensões no suporte com acréscimo por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$	76
Figura 4.23 – Tensões no suporte com acréscimo por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$	76
Figura 4.24 – Tensões verticais acima do duto calculadas pelo método de Marston.	78
Figura 4.25 – Deslocamentos horizontais do anel do duto calculadas por Spangler	79
Figura 4.26 – Tensões naturais e com sobrecarga pelo método de Marston. $K_0 = 0,593$	80
Figura 4.27 – Tensões naturais e com sobrecarga pelo método de Marston. $K_0 = 1$	80

Figura 4.28 – Tensões naturais e com sobrecarga pelo método de Marston. $K_0 = 2$.	81
Figura 5.1 – Malha deformada para o caso 1, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	83
Figura 5.2 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 1, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	84
Figura 5.3 – Tensões principais para o caso 1, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	85
Figura 5.4 – Malhas deformadas para o caso 1, $H = 4,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	86
Figura 5.5 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 1, $H = 4,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	87
Figura 5.6 – Tensões principais para o caso 1, $H = 4,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	88
Figura 5.7 – Malhas deformadas para o caso 1, $H = 6,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	90
Figura 5.8 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 1, $H = 6,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	91
Figura 5.9 – Tensões principais para o caso 1, $H = 6,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	92
Figura 5.10 – Malha deformada para o caso 2, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	94
Figura 5.11 – Tensões cisalhantes para o caso 2, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	94
Figura 5.12 – Forças axiais no duto para o caso 2, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.	95
Figura 5.13 – Malhas deformadas para o caso 2, a) $H = 4,50$ m; b) $H = 6,50$ m.	96
Figura 5.14 – Tensões Cisalhantes para o caso 2, a) $H = 4,50$ m; b) $H = 6,50$ m.	97
Figura 5.15 – Forças axiais para o caso 2, a) $H = 4,50$ m; b) $H = 6,50$ m.	97
Figura 5.16 – Malha deformada para o caso 3, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	99
Figura 5.17 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 3, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	100
Figura 5.18 – Tensões principais do sistema para o caso 3, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	100
Figura 5.19 – Malhas deformadas para o caso 4, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	102
Figura 5.20 – Tensões principais para o caso 4, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	103
Figura 5.21 – Tensões cisalhantes para o caso 4, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	104
Figura 5.22 – Malhas deformadas para o caso 5, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	105

Figura 5.23 – Tensões principais para o caso 5, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	106
Figura 5.24 – Tensões cisalhantes para o caso 5, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	107
Figura 5.25 – Malha deformada para o caso 6; a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	108
Figura 5.26 – Tensões efetivas horizontais para o caso 6, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	109
Figura 5.27 – Tensões efetivas verticais para o caso 6, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	109
Figura 5.28 – Tensões cisalhantes utilizando para o caso 6, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	110
Figura 5.29 – Malha deformada para o caso 7, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	111
Figura 5.30 – Caminho de deformação para o caso 7, a) acima do duto, b) lateral do duto. .	112
Figura 5.31 – Tensões horizontais para o caso 7, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	113
Figura 5.32 – Tensões verticais para o caso 7, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	113
Figura 5.33 – Malha deformada para o caso 8, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	114
Figura 5.34 – Caminho de deformação para o caso 8, a) acima do duto, b) lateral do duto. .	115
Figura 5.35 – Tensões horizontais para o caso 8, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	116
Figura 5.36 – Tensões verticais para o caso 8, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	117
Figura 5.37 – Deformações verticais para o caso 9, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	118
Figura 5.38 – Tensões horizontais para o caso 9, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	119
Figura 5.39 – Tensões verticais para o caso 9, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	119
Figura 5.40 – Malha deformada para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	120

Figura 5.41 – Deformações verticais para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	121
Figura 5.42 – Caminho de deformação para o caso 10, a) acima do duto, b) lateral do duto.	122
Figura 5.43 – Tensões horizontais para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	123
Figura 5.44 – Tensões verticais para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.	124

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Materiais dos dutos, principais diâmetros e aplicações (Modificado de Young & Trott (1984).....	8
Tabela 2.2 – Classificação dos dutos enterrados segundo a rigidez relativa (modificado de Gumbel et al., 1982)	13
Tabela 2.3 – Relações entre diâmetros e espessuras (Modificado de Moser, 2008).....	15
Tabela 2.4 – Valores típicos de r_{sd} para dutos em saliência positiva (modificado de Moser, 2008).....	27
Tabela 2.5 – Valores do módulo de reação do solo (Modificado de Bueno & Costa, 2012). ..	32
Tabela 2.6 – Fatores de carga impostos para a sobrecarga (modificado de Moser, 2008).	36
Tabela 2.7 – Cálculo do fator de projeto (modificado da NBR 12712, 2002).....	39
Tabela 2.8 – Cálculo do fator de temperatura (modificado da NBR 12712, 2002)	40
Tabela 2.9 – Espessuras mínimas de gasodutos (modificado da NBR 12712, 2002)	41
Tabela 3.1 – Dutos analisados nas análises numéricas.....	53
Tabela 3.2 – Tipos de solos utilizados nas análises numéricas.....	54
Tabela 3.3 – Resumo dos casos analisados.....	56
Tabela 5.1 – Resumo dos resultados encontrados.....	125

LISTA DE SÍMBOLOS

α raio normalizado

ΔH_1 recalque do plano crítico

ΔH_2 recalque do solo de fundação no prisma externo

ΔH_3 recalque do solo de fundação no centro do duto

Δd deflexão vertical do duto

δ ângulo de atrito na interface do elemento

ν_s coeficiente de Poisson do solo circundante

γ_n peso específico natural

ϕ ângulo de atrito do solo

B largura lateral do silo

B_d largura da trincheira escavada (m)

B_t diâmetro do duto

B_c diâmetro do duto instalado em aterro

c coesão

C_e contração do duto

C_d fator de carga de Marston

e espessura requerida da parede

E_p módulo de elasticidade do material constituinte do duto

E_r módulo de reação do solo de aterro

E_s módulo de deformabilidade do solo da envoltória

F' fator de impacto

F_k fator de fluência

F_d representa a constante de berço

F fator de projeto

F_e fator de eficiência da junta

H altura de solo acima do duto

H_e altura de igual recalque

I momento de inércia

K_0 coeficiente de empuxo no repouso

L comprimento efetivo do conduto

P_d carga vertical calculada por Marston

P_e carga concentrada na superfície

P_t carga total acima do duto

P_p pressão de projeto

r raio médio do duto

S_y tensão mínima de escoamento especificada para o material da parede do duto

T fator de temperatura

1. INTRODUÇÃO

Em face da descoberta de petróleo na camada do pré-sal e do aumento do consumo de energia pelos setores da economia, a produção de petróleo têm crescido e acarretado o aumento do preço de venda de diversos derivados. Há, portanto, um aumento do volume transportado destes produtos entre as bacias produtoras e os centros consumidores utilizando principalmente o sistema de transporte dutoviário, que pode ser classificado como o modal mais seguro e econômico para o transporte de combustíveis fósseis. Entretanto, independente dessas vantagens, a execução de novos dutos enterrados e sua manutenção são feitas, na maioria das vezes, sem uma preocupação com o projeto geotécnico e com possíveis impactos ambientais.

Além da utilização dos dutos enterrados para transporte de petróleo e seus derivados, algumas soluções são utilizadas para transporte de águas naturais e servidas como em bueiros, canalização de córregos e rios, cobertura de correias transportadoras, além de passagem de pedestres e veículos. Dessa forma, a correta utilização das soluções utilizando dutos enterrados implica em menos acidentes e contaminações.

Diversos estudos apresentam soluções para o cálculo do comportamento mecânico de estruturas enterradas considerando efeitos como grandes deformações, transformação da estrutura do duto, atrito entre a estrutura e o solo da envoltória, além de diferentes tipos de carregamentos, porém apresentam-se poucos estudos considerando efeitos de sobrecarregamentos na estrutura do duto.

Observa-se, portanto a importância da análise dos dutos enterrados quanto aos efeitos de carregamentos superficiais devido às rodovias e ferrovias, à medida que a melhora da infraestrutura nacional permite que instalações enterradas sofram estes tipos de influência e os projetos consideram normalmente somente teorias analíticas amplamente utilizadas ou normas de instalação que utilizam grandes simplificações para a análise de estruturas enterradas.

1.1. Objetivo

O objetivo deste trabalho é avaliar, comparativamente, as tensões e deformações dos dutos e solos das envoltórias, diante de carregamentos estáticos devido à altura de cobertura de solo e carregamentos superficiais devido a rodovias e ferrovias. Assim, é possível avaliar a segurança de instalações devido a alguns tipos de carregamentos e deformações.

Dentre os objetivos específicos estão: análise de diferentes coeficientes de empuxo no repouso para os métodos analíticos e numéricos considerando o efeito da compactação e do adensamento do solo da envoltória; análise de diferentes formas de carregamento acima do duto; análise de possíveis deformações que ocorrem no anel do duto; e desenvolvimento de resultados em diferentes casos de estudo para avaliação da segurança da instalação.

1.2. Organização da Dissertação

Esta dissertação foi organizada em sete capítulos que apresentam o problema de forma ordenada para que o leitor possa compreender a relevância do tema, assim como os conceitos e ferramentas utilizadas para obtenção dos resultados de tensão e deformação dos problemas envolvendo dutos enterrados.

No Capítulo 1 é feita a introdução do problema pesquisado, é descrito o objetivo do trabalho e a forma como a dissertação é organizada.

O Capítulo 2 mostra a norma estudada, as principais pesquisa sobre dutos enterrados e principais métodos utilizados para dimensionamento, de forma a fazer a revisão bibliográfica que norteia esta dissertação. Apresenta-se também a classificação utilizada para dutos enterradas, a terminologia e os principais tipos de instalações. A seguir, mostram-se os principais tipos de deformação que podem ocorrer nos dutos enterrados, as tensões devido ao solo e sobrecarga na região da instalação.

O Capítulo 3 demonstra a metodologia utilizada, além das características dos materiais utilizados para as análises analíticas e numéricas. Ainda é feita uma breve apresentação do programa PLAXIS® e do método de elementos finitos.

O Capítulo 4 apresenta os resultados encontrados com a utilização das teorias analíticas de Kirsch, Einstein & Schwartz, Boussinesq e Marston-Spangler, considerando o efeito do carregamento devido à altura de cobertura do solo e de carregamentos superficiais.

O Capítulo 5 apresenta os resultados encontrados pelo programa PLAXIS® para o estudo de nove casos que consideraram efeitos como carregamentos da cobertura de solo, saturação do maciço e carregamento superficial devido às rodovias e ferrovias.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões desta pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras e por fim, apresentam-se as referências bibliográficas utilizadas na dissertação.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta os temas necessários ao entendimento do problema envolvendo comportamento mecânico de dutos flexíveis enterrados como: a classificação, a terminologia utilizada, a rigidez relativa entre dutos e maciço, as principais tensões e deformações envolvidas no problema, o método de Marston-Spangler e a norma de instalação de dutos enterrados.

2.1. Transporte Dutoviário

O transporte de produtos e pessoas constitui a parte mais visível das operações logísticas, este pode ser realizado por vários tipos de modais além de que esses podem ser combinados para executar a tarefa de forma mais rápida ou econômica (Wanke & Fleury, 2006).

Os cinco principais modais são o rodoviário, ferroviário, aquaviário, aéreo e dutoviário. O modal dutoviário é considerado o mais consistente, ou seja, a variação do tempo de transporte do ponto de início até o destino é a mais baixa frente aos outros modais. Além disso, este modal é considerado o mais frequente, pois os dutos são capazes de funcionar 24 horas por dia. Outra vantagem é o baixo custo de operação e de manutenção.

No entanto, o transporte dutoviário é o modal que apresenta maior custo de instalação em decorrência de pagamento dos direitos de passagem, da instalação enterrada dos dutos e da construção de estações de controle. Apresenta também menor velocidade em relação aos modais rodoviário e aeroviário, menor adaptabilidade para diferentes produtos e menor disponibilidade de utilização, já que opera somente entre regiões específicas onde estão previamente instalados.

Por se constituir em um tipo de transporte que envolve em sua maioria, produtos contaminantes orgânicos e inorgânicos, a utilização deste modal deve ser feita de forma segura. Além disso, normalmente por ligar grandes distâncias, o transporte dutoviário pode apresentar interferências em regiões de mananciais, plantações e residenciais. Assim, as

regiões onde existem maiores interferências, que apresentam maiores acréscimo de cargas são as áreas com maior risco ambiental de vazamentos do transporte dutoviário.

Os principais produtos transportados pela malha dutoviária apresentam-se na forma fluida. Entre estes estão os derivados de petróleo; gases como nafta e gás natural; álcool; produtos químicos além de misturas semifluidas como nos casos de transportes de grãos e minérios. Para a utilização das dutovias de forma eficiente os produtos devem ser produzidos de forma contínua e de forma que os pontos de recebimento funcionem ininterruptamente.

Dentre esses produtos transportados, apresentam-se, portanto os derivados de petróleo que são compostos de hidrocarbonetos saturados e insaturados. Participam de algumas cadeias de hidrocarbonetos os monoaromáticos benzeno, tolueno, etilbenzeno e xileno, que são compostos que possuem maior solubilidade em água e, portanto são os contaminantes com maior potencial de poluição de lençóis freáticos.

Além disso, determinados produtos transportados ainda não se apresentam na forma pura, tais como misturas de vários componentes, como o petróleo cru transportado para refinarias. Estas composições de produtos podem apresentar concentrações de mercúrio, chumbo e outros produtos altamente tóxicos e com grande dificuldade de retirada de meios contaminados.

Há alguns materiais de fabricação dos dutos que não podem ser utilizados para transporte de alguns produtos, a medida que interagem com estes e podem ocasionar rupturas e contaminações. Alguns processos de transporte de contaminantes, tais como a difusão e a sorção dependem da espessura do duto e do seu material, podendo causar contaminação no meio externo sem mesmo ter acontecido a ruptura da instalação.

Os gases transportados são os produtos que apresentam maior risco, à medida que estes apresentam maiores velocidades de advecção e de difusão em meios heterogêneos e com altas porcentagens de vazios, tais como os solos adjacentes às valas de instalação de dutos.

Grande parte dos dutos brasileiros se destina ao transporte de gás e é operada principalmente pela Transpetro, empresa subsidiária da Petrobras S.A., que apresenta sobre seu comando aproximadamente 14 mil quilômetros de gasodutos e oleodutos. Outra grande operadora é a Transportadora Brasileira Gasoduto Brasil-Bolívia (TBG), que transporta metade do gás natural utilizado no Brasil a partir da Bolívia. Esse gasoduto possui 3150

quilômetros de extensão com aproximadamente 2600 quilômetros dentro do território nacional. Os números brasileiros estão abaixo de países como Argentina (38 mil quilômetros) e México (40 mil quilômetros).

Na execução de obras de dutos enterrados, criam-se sistemas cujo comportamento é resultado da soma de fatores como às características do maciço do solo, do material que envolve o duto, do duto em si, do produto transportado e dos eventos que ocorrem durante e após a instalação, principalmente aqueles referentes às deflexões que se impõem ao duto desde a sua saída da fábrica até o encerramento da obra.

Em vista das diferenças nas rigidezes dos materiais, a presença do duto em um maciço causa uma redistribuição de tensões em seu entorno, e isso afeta a resposta final do sistema, quando comparada à resposta prévia do maciço antes da instalação do duto.

2.2. Classificação dos Dutos Enterrados

Os dutos enterrados podem ser classificados de acordo com a forma, o material, o método de instalação, a rigidez relativa do sistema e a sua condição de trabalho. A utilização dos diferentes tipos de dutos depende da escolha do projetista, das condições do transporte, das condições econômicas, de construção, de utilização e de manutenção do projeto. Por existirem diferentes formas de aplicação de uma solução utilizando dutos, deve-se estudar as várias características para melhor aplicação.

Cerâmica, aço, concreto, ferro fundido, plástico, fibra de vidro e amianto são os materiais mais utilizados na fabricação de dutos de transporte de materiais. O uso desses materiais permite a utilização de diversas geometrias, desde o tipo mais comum, as formas cilíndricas, até estruturas mais complexas. Quando a solução empregada são tubos de pequenos diâmetros, o formato mais utilizado é o cilíndrico. Já quando são fabricados com grandes diâmetros, podem ser utilizadas as seções em arco, elípticas ou ovoides.

Em relação à forma de sua seção transversal, Marston (1913) classifica os dutos como retangulares, circulares, lenticulares, ovais ou em arco. A seção transversal mais utilizada é a circular. Os tipos lenticulares, ovais ou em arco apresentam normalmente sua interface inferior mais plana, podendo ser utilizados para instalação de trilhos e pavimentação ou

mesmo em controle de vazão de líquidos. O tipo retangular, por apresentar esquinas, pode apresentar vórtices em transporte de líquidos e gases.

Quanto ao material, os dutos podem ser fabricados a partir de várias matérias-primas como a alvenaria de tijolos ou rochas, concreto, amianto, ferro fundido, madeira, aço liso ou corrugado.

Young e Trott (1984) apresentam os principais tipos de materiais utilizados na produção de condutos, seus respectivos diâmetros nominais, suas condições de trabalho e a classificação de rigidez. A Tabela 2.1 apresenta as principais informações dos principais tipos de materiais.

Os autores explicam que os principais fatores que influenciam na escolha do material de composição do duto para a obra são: a capacidade de resistência e principais propriedades mecânicas; diâmetros disponíveis no mercado; a interação com o tipo de material a ser transportado e com o meio externo da instalação (inclusive nas juntas de ligação).

Dentre os principais materiais utilizados destacam-se os dutos fabricados em concreto, ferro fundido, aço e plástico. Os dutos de concreto são os mais utilizados para o transporte de águas correntes, de usos doméstico e sanitário. É um material de custo mais baixo e de mais fácil aplicação, já que pode ser fabricado *in loco*, respondendo aos mais variados tipos de situações. O material é suscetível à degradação por águas ou solos que contenham sulfatos ou ácidos. O custo necessário de instalação varia de acordo com o custo de fabricação que engloba os fatores de transporte e qualidade das matérias-primas. Pode surgir como solução a utilização de dutos de concreto pré-fabricados, os quais apresentam um rígido controle de qualidade na fabricação.

Os primeiros condutos de materiais ferrosos eram fabricados em um processo de junção de chapas com a utilização de rebites. O primeiro avanço tecnológico foi à utilização da soldagem elétrica. Hoje, já se apresenta uma fabricação de pequenos e grandes diâmetros utilizando a estrudagem da liga ferrosa quente. Os condutos corrugados metálicos são produzidos pela prensagem de placas de metal galvanizado, em formas curvas ou corrugadas.

Tabela 2.1 – Materiais dos dutos, principais diâmetros e aplicações (Modificado de Young & Trott (1984)).

Material do Conduto	Diâmetro Nominal (mm)	Tipo de Transporte	Classificação
Cimento Amianto	100-2500	Gravidade	Rígido
	50-2500	Pressão	
Cerâmica	75-1000	Gravidade	Rígido
Concreto Simples	maior que 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	60-2220	Gravidade	Flexível
		Pressão	
PVC	110-160	Gravidade	Flexível
	200-630		
	17-610	Pressão	
Polietileno	-	Pressão	Flexível
Fibras Asfálticas	50-225	Pressão	Flexível

Os condutos de materiais ferrosos são suscetíveis à ação da oxidação. Essa ação pode variar com o tipo de material a ser transportado pelo duto e com o meio externo de apoio ao duto. Pode-se utilizar proteção contra a oxidação e corrosão pela passagem de uma camada de

zinco, uma camada de betume sobre o ferro, proteção com argamassa dos limites externos da instalação ou mesmo a introdução de proteção catódica próxima à instalação.

Os condutos de aço são formados por uma liga metálica de ferro e carbono. Este material pode ser classificado com um material ferroso, mas por sua ampla utilização, deve ser diferenciado das ligas com altas porcentagens de carbono. A variação da porcentagem de carbono altera as propriedades do aço. Estão presentes na liga metálica, ainda, diferentes produtos, tais como: magnésio, cromo, vanádio e tungstênio.

De acordo com a porcentagem de carbono, os aços de utilização em dutos variam entre o extra-doce, meio-doce, meio-duro, duro ou extra duro. Existem os aços trabalhados a quente, a frio ou fundidos, todos com diferentes tipos de microestrutura. Os aços ainda podem ser classificados como aço carbono, aços ligados, aços de alta resistência ou de baixa liga.

Atualmente, os dutos de transporte de petróleo mais utilizados são condutos de aço-carbono fechados de seções circulares, especialmente desenvolvidos e construídos, principalmente devido ao baixo custo. Essas tubulações de aço interligam píeres, terminais marítimos e fluviais, campos de produção de petróleo e gás, refinarias, terminais de distribuição e consumidores.

A partir da década de 60 do século passado houve a produção de condutos de plástico, especialmente utilizando materiais como o Policloreto de Vinila, o Polietileno e o Polipropileno. Os condutos plásticos resistem aos ataques da grande maioria dos líquidos e gases, sofrendo somente ataques químicos devidos a solvente orgânicos. Estes apresentam redução de sua rigidez quando transportam líquidos em alta temperatura. Assim, são pouco utilizados para transporte de petróleo cru, que se apresenta normalmente em temperaturas próximas de 160°C.

2.3. Terminologia Utilizada nas Instalações

Na Figura 2.1 são demonstradas as partes constituintes de uma instalação típica de um duto enterrado. A envoltória é o nome dado ao material compactado adjacente ao duto, e que envolve o berço, a zona do reverso e o aterro inicial. As laterais e a zona do reverso tem função estrutural muito importante, principalmente em instalações com dutos mais flexíveis, cuja capacidade de sustentação das cargas impostas depende de um suporte lateral adequado.

O berço é a camada que dá sustentação ao duto, podendo ser constituído de uma camada de solo compactado ou de concreto. Na Figura 2.2 são demonstradas as principais nomenclaturas das partes da seção transversal do duto.

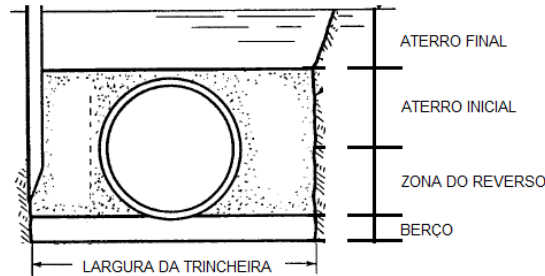


Figura 2.1 – Elementos constituintes de uma instalação típica (Modificado de Rubio, 2008).

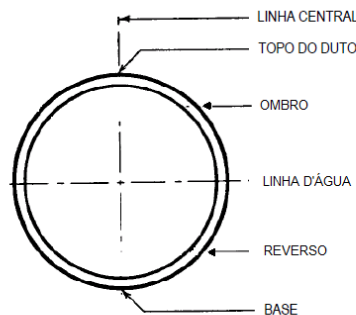


Figura 2.2 – Identificação dos locais da seção transversal do duto (Modificado de Rubio, 2008).

Os dutos enterrados podem ser instalados de duas formas: em valas (trincheiras) e em saliências (aterros). Os dutos em vala podem ser implantados em valas estreitas ou largas. Nas duas formas podem ser feitas paredes verticais, paredes escalonadas ou mesmo paredes inclinadas, como demonstrado na Figura 2.3. Além disso, a instalação pode ser constituída de uma linha simples de duto ou apresentar múltiplos dutos paralelamente colocados. A execução da instalação é feita por meio da escavação de uma trincheira no solo, na qual as camadas da zona do reverso, aterro inicial e final são compactadas após a instalação do duto. Podem ser feitas valas com grandes profundidades, opção viável economicamente apenas em casos de bases estreitas.

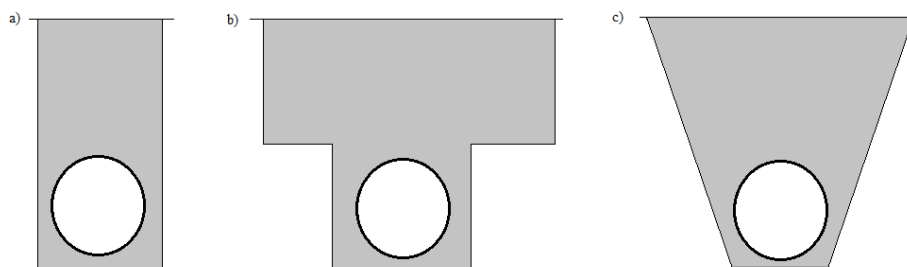


Figura 2.3 – Formas de instalação de dutos enterrados em vala: a) paredes verticais; b) paredes escalonadas; c) paredes inclinadas.

Os dutos salientes são implantados abaixo de aterros, e nessa condição, as estruturas podem ser classificadas como saliência positiva ou negativa. Na primeira, o topo do duto está acima da superfície do solo natural, podendo a base estar acima ou abaixo da superfície natural do terreno. Já a saliência negativa é caracterizada pela implantação do duto em uma vala rasa, mas com profundidade suficiente para acomodá-lo totalmente em seu interior, abaixo da linha do terreno. A Figura 2.4 demonstra as duas formas de instalação de dutos implantados em aterros. Nas duas condições o material natural normalmente forma a base de suporte das tubulações, mas nos dutos em saliência positiva, interação principal ocorre com o solo do aterro.

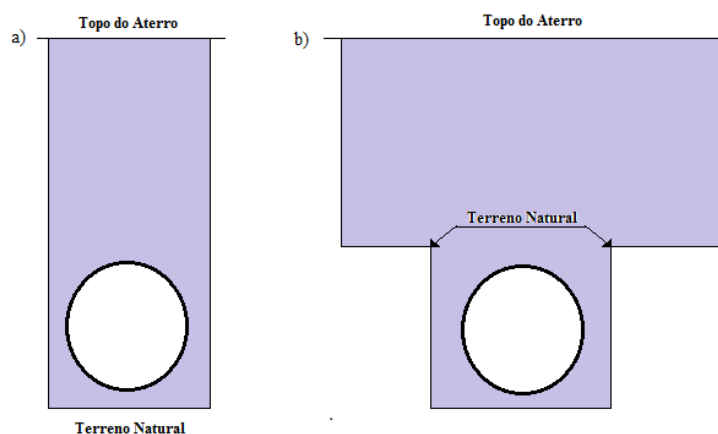


Figura 2.4 – Formas de instalação de dutos enterrados em saliência: a) saliência positiva; b) saliência negativa.

As duas classificações (em vala ou em saliência), podem apresentar a instalação das linhas de dutos por técnicas que eliminam a execução de trincheiras, minimizando as perturbações no material natural ou no ambiente externo. Em uma dessas técnicas pode-se executar um orifício no terreno por meio da cravação de uma barra maciça, com deslocamento lateral do material natural. Esta técnica é empregada principalmente para dutos de pequenos diâmetros e em solos de baixa consistência. Para dutos com maiores dimensões ou solo de maior resistência, o orifício no solo também pode ser aberto com equipamentos perfuratrizes associados ou não a jatos pressurizados de água ou lama bentonítica. Por fim ainda existe a técnica de inserção mecanizada utilizando cilindros hidráulicos. Neste caso o alinhamento do duto é complexo e pode apresentar atraso na instalação quando o solo é heterogêneo ou apresentar grandes fraturas.

2.4. Rigidez Relativa

A classificação segundo a rigidez relativa do sistema depende da rigidez do material do duto e do solo da envoltória. De acordo com essa classificação os sistemas podem ser rígidos ou flexíveis. Um duto é considerado rígido se possui rigidez estrutural suficiente para suportar por si só as cargas ao qual está submetido, já o duto flexível depende de sua interação com o solo envolvente para sustentar o carregamento imposto. Assim, a classificação por rigidez relativa não depende apenas do material do duto, da sua espessura e do seu diâmetro, mas também do solo ao qual está submetido.

Assim, de acordo com Gumbel et al. (1982), a rigidez relativa do sistema é a divisão entre a rigidez da seção transversal da estrutura (R_e) e a rigidez do solo circundante (R_s), que é considerado de comportamento linear elástico. As duas rigidezes são calculadas em:

$$RR = \frac{R_s}{R_e} \quad (2.1)$$

$$R_e = \frac{E_p I}{B_t^3} \quad (2.2)$$

$$R_s = \frac{E_s}{(1 - \nu_s)} \quad (2.3)$$

onde: B_t = diâmetro do duto (m); E_p = módulo de elasticidade do material constituinte do duto (N/m²); I = momento de inércia da parede do duto ($t^3/12$, em que t é a espessura do duto)

(m^4); E_s = módulo de deformabilidade do solo da envoltória (N/m^2); ν_s = coeficiente de Poisson do solo circundante (adimensional).

Assim, a rigidez relativa é demonstrada na Equação 2.1, a rigidez da seção transversal é demonstrada na Equação 2.2 e a rigidez do solo circundante, é demonstrada na Equação 2.3. Os dutos são agrupados em classes de acordo com essa relação entre rigidezes.

Os dutos flexíveis possuem rigidez à flexão muito baixa, ou seja, a rigidez do solo circundante é maior que a rigidez do duto. Portanto, essas estruturas necessitam interagir com o solo para suportar os esforços verticais devidos ao peso próprio ou carregamentos externos a superfície. A Tabela 2.2 mostra a classificação do comportamento do sistema e a proporção da carga suportada pelo duto em face do valor da rigidez relativa encontrada. Por essa classificação proposta por Gumbel et al. (1982), os solos sempre apresentam rigidez maior que as estruturas, mas quando os valores de rigidezes são próximos, a proporção da carga suportada pelo duto é maior

Tabela 2.2 – Classificação dos dutos enterrados segundo a rigidez relativa (modificado de Gumbel et al., 1982)

Rigidez Relativa	Proporção da carga suportada pelo duto	Comportamento do sistema
RR<10	Mais de 90%	Rígido
10<RR<1000	de 10% a 90%	Intermediário
RR>1000	Menos de 10%	Flexível

A Figura 2.5 mostra os intervalos de rigidezes aos quais podem pertencer os principais tipos de dutos comerciais, dependendo da deformabilidade do solo no qual são implantados. Por essa condição de dependência do tipo de solo, o intervalo dos valores de razões de rigidezes relativas mínimas e máxima é grande. A Tabela 2.3 complementa as informações da Figura 2.5, onde estão expostas as relações entre diâmetros e espessuras mínimos e máximos dos dutos mais comuns. Valores altos de razões entre diâmetros e espessuras caracterizam dutos mais flexíveis.

Com estas informações e a rigidez para diferentes solos é possível encontrar variados valores para as rigidezes relativas do sistema. Assim, não se deve adotar ao conceito de rigidez somente associado ao material constituinte do duto, já que dutos como ferro fundido e amianto, habitualmente classificados como rígidos, podem apresentar rigidez acima de mil e serem classificados como flexíveis.

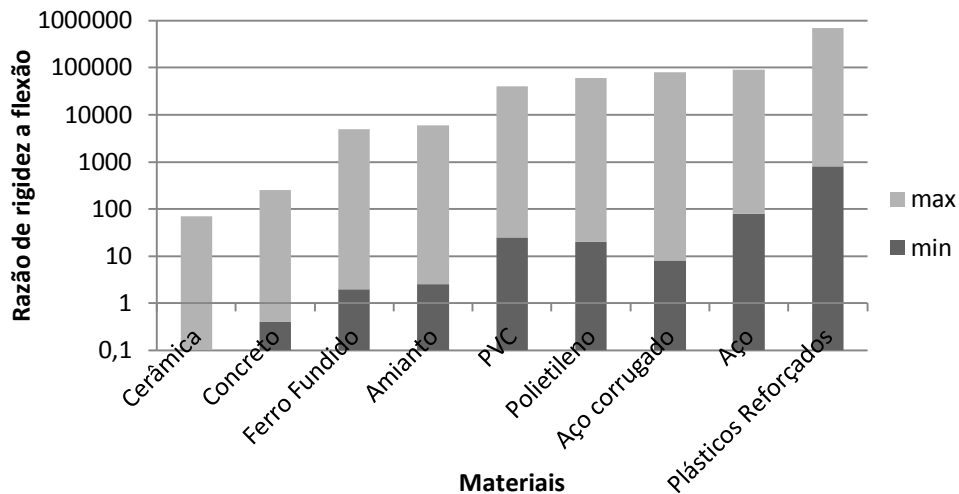


Figura 2.5 – Classificação de dutos enterrados conforme a rigidez relativa (Modificado de Gumbel et al., 1982).

A partir da escolha do material e das características físicas dos dutos, é possível ajustar o meio de suporte da tubulação a fim de obter-se um sistema mais rígido ou mais flexível, cada qual com vantagens próprias. Diante da diversidade das condições de campo que o projetista encontrar, a escolha da rigidez relativa para a análise do comportamento mecânico é de suma importância em questões como eficiência econômica, de serviço e ambiental do sistema.

Percebe-se que para quase todos os materiais empregados, a depender da situação de campo e de escolha das características dos dutos, os sistemas atuam na maioria dos casos nas faixas de rigidezes intermediária ou flexível. Assim, torna-se mais importante o estudo de sistema nessas faixas de rigidezes, nas quais a interação com o solo de envoltória é de suma importância.

Outra consideração muito importante a ser feita é quanto ao nível de polimento e aspereza na superfície externa do duto, à medida que este fator afeta a transferência de carga

do solo para o duto, considerando o efeito de escorregamento à medida que as cargas são impostas ao sistema solo-duto.

Os dutos podem ainda ser diferenciados pela pressão interna de transporte a qual são submetidos em operação. Os dutos considerados livres transportam o material em condição de pressão atmosférica, já os dutos forçados transportam sob pressões elevadas nas paredes, como nos casos de transporte de petróleo e derivados, nos quais apresentam tensões em torno de 30 MPa (Bueno & Costa, 2012).

Tabela 2.3 – Relações entre diâmetros e espessuras (Modificado de Moser, 2008)

	D/B_tmin	D/B_tmax
Cerâmica	9	12
Concreto	8	18
Ferro Fundido	26	81
Amianto	15	50
PVC	16	41
Polietileno	10	32
Aço corrugado	20	130
Aço	100	250
Plásticos Reforçados	80	200

O projeto geotécnico depende dessa condição de trabalho dos dutos, já que para dutos livres, devem-se considerar apenas as cargas externas e para dutos forçados, adiciona-se também a parcela de carga devida à pressão interna do duto.

2.5. Principais Deformações das Instalações Enterradas

Após a instalação do duto enterrado, o sistema pode apresentar diversos tipos de deformações. Em alguns casos, estas podem comprometer a instalação e o sistema pode não apresentar mais condições ideais de trabalho, ocasionando vazamentos ou diminuição da

capacidade de fluxo especificada para o projeto. Podem ocorrer ainda, deformações no solo inaceitáveis. Estas podem se apresentar devido a inclinação, a curvatura ou fratura na superfície do solo acima do duto.

Podem ocorrer pequenas deformações aceitáveis no duto, como uma pequena deflexão nas superfícies superior e inferior do duto (ovalização da estrutura), pequenas inversões de curvaturas e diminuição do diâmetro do duto. Algumas dessas deformações são esperadas, tais como a diminuição do diâmetro e a ovalização do duto, principalmente em estruturas consideradas flexíveis ou intermediárias.

Podem ocorrer deformações devido à operação indevida do sistema, tais como o aumento da pressão e temperatura interna do duto ou a interrupção do transporte. Esses tipos de deformações podem ocasionar rompimentos bruscos, explosões e grandes vazamentos. Dessa forma devem ser estudados, alertados e evitados.

O limite de deformação último para um duto é a deformação na qual o duto não consegue resistir a qualquer acréscimo de carga, podendo acima deste limite ocasionar o rompimento do sistema. O valor do limite pode ser atingido pelo aumento da pressão interna ou tensão externa, além de deformações inesperadas.

Alguns outros limites de execução não ocasionam rompimento, mas podem diminuir a capacidade de funcionamento do sistema ou de estruturas adjacentes, tais como a flambagem da parede, esmagamento da parede, deflexão do duto com possível inversão da curvatura na coroa, rachaduras ou rótulas plásticas. Nestes tipos de limites, o acréscimo de carga pode ser absorvido pelo solo da envoltória devido o efeito do arqueamento, mas devendo ser feita a manutenção e investigação das causas do problema, com possível mitigação deste. A Figura 2.6 demonstra as principais deformações que podem acontecer em dutos rígidos.

Assim, assume-se que a ruptura de dutos flexíveis pode ocorrer por três mecanismos distintos: deflexão excessiva, flambagem elástica e plastificação da parede. A ruptura por deflexão excessiva ocorre em solos moles ou em aterros mal compactados, onde a seção transversal adquire um formato elíptico, caracterizado pelo aumento do diâmetro horizontal em decorrência da falta de confinamento na linha d'água do duto. Dessa forma, a deflexão excessiva pode evoluir para uma reversão de curvatura na metade superior do duto. Considera-se que o duto sofre ruptura, já que o equilíbrio com o meio adjacente é perdido. A Figura 2.7 demonstra as principais deformações que podem acontecer em dutos flexíveis.

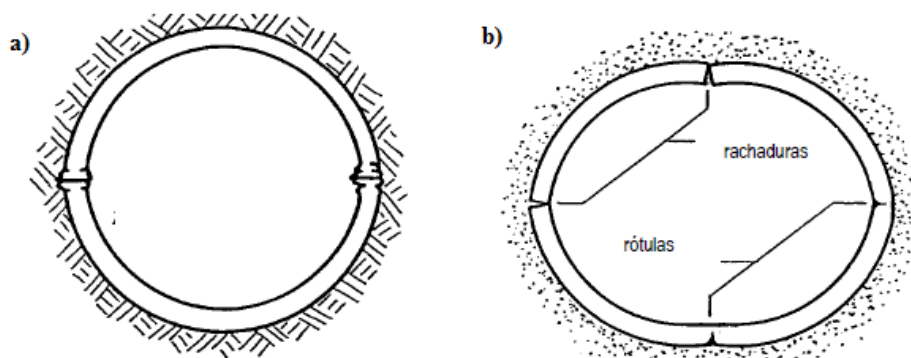


Figura 2.6 – Deformações em dutos rígidos: a) Esmagamento da parede; b) Rachaduras e Rótulas plásticas (modificado de Rubio, 2008).

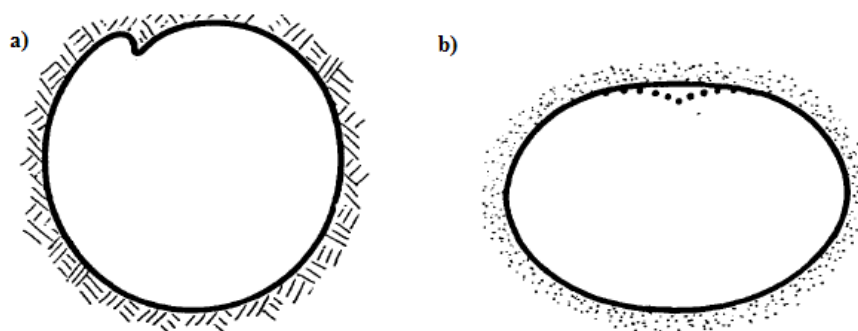


Figura 2.7 – Deformações em dutos flexíveis: a) Flambagem da Parede; b) Deflexão do Duto (modificado de Rubio, 2008).

Se a rigidez do solo for alta, as deflexões do duto serão muito pequenas, o que possibilita o desenvolvimento de tensões elevadas em sua parede. Este desenvolvimento de tensões ocorre principalmente em instalações em maiores profundidades com solos bem compactados. Isso poderá levar a flambagem elástica ou escoamento do material do duto devido o aumento da tensão de compressão na parede. Quando a instalação é feita em solos compactos, a ruptura pode ser sem avisos e de grandes proporções.

2.6. Tensões Distribuídas no Solo

De acordo com Bueno & Costa (2012), na execução de obras de instalação de dutos enterrados para transporte de materiais, criam-se sistemas de comportamento mecânico

resultante das características do maciço do solo anterior à instalação da estrutura, do material que envolve o duto, do próprio duto e aos acontecimentos que ocorrem durante e após a instalação.

O arqueamento do solo pode ser definido como o redirecionamento das cargas atuantes em uma parte da estrutura, como a parte central ou lateral onde está localizado o duto, para a parte adjacente do conjunto. Portanto, sua consideração no projeto de um duto enterrado é muito importante, pois afeta diretamente na quantificação da carga total atuante na estrutura.

A partir das diferenças na rigidez dos materiais do duto e do solo, a instalação da estrutura exerce uma redistribuição de tensões em seu entorno, e isso afeta a resposta final do sistema. Assim, podem ocorrer três situações diferentes na análise do sistema duto-envoltória: eles apresentam rigidezes elásticas verticais com valores semelhantes, o duto apresenta uma rigidez vertical maior ou a envoltória apresenta uma rigidez vertical maior.

Os casos em que a rigidezes elásticas são iguais ou próximas ocorrem dificilmente na prática, assim, nos casos em que há diferenças nas rigidezes, a parte que apresenta material mais rígido suporta maiores cargas, suplementando a resistência no elemento flexível. Nos casos em que os dutos são flexíveis ou intermediários, portanto, o estudo do comportamento do solo da envoltória e do maciço não escavado se torna de suma importância.

Quando o sistema se comporta como duto flexível, a carga disposta no topo devido ao peso do solo e de eventuais sobrecargas superficiais é transferida principalmente para as laterais do duto. Dessa forma, os recalques do solo sobre o duto, somados às suas deflexões verticais, são superiores aos recalques da envoltória. Essa transferência de carga para o solo da envoltória é chamada de arqueamento positivo. Quando acontece o contrário, ocorre o arqueamento negativo.

Nesses casos, deve se tomar cuidado quanto aos recalques diferenciais que podem ocorrer em outras estruturas adjacentes ou mesmo quando o sistema é composto por vários dutos dispostos paralelamente. Dessa forma, o princípio básico para o projeto de uma estrutura enterrada é o conhecimento da distribuição de tensões atuantes, mas as principais influências do comportamento do sistema podem ocorrer devido a deflexões diferenciais oriundas dessa distribuição de tensões.

O fenômeno do arqueamento de tensões pode ser aumentado com a maior profundidade de instalação e com o acréscimo de cargas externas. Os efeitos são maiores em estruturas que possuam formas circulares ou de arco em comparação às estruturas com topos mais planos (Moser, 2008).

Por fim, a resposta final do sistema duto-envoltória depende, além das características dos dutos e do solo da envoltória, do modo como às várias etapas da construção são executadas, das condições de berço, e de carregamento externo aplicado ao sistema duto-envoltória. Esses carregamentos, além de afetarem os recalques, podem reforçar o efeito do arqueamento positivo na envoltória.

O primeiro estudo sobre arqueamento de solo devido a estruturas implantadas em maciços ocorreu em silos para armazenamento de grãos. Assume-se neste caso que a carga vertical em um elemento infinitesimal de solo de espessura dz , a uma profundidade z no maciço é igual à diferença entre o peso do solo acima do elemento e as forças cisalhantes nas laterais. Essas forças laterais são devidas aos efeitos de atrito e coesão, e podem ser adicionadas às sobrecargas na superfície. Assim, o equilíbrio limite vertical do elemento infinitesimal é demonstrado em:

$$B\gamma_n dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2(c + k_0\sigma_v \operatorname{tg}\delta)dz \quad (2.4)$$

onde: B = comprimento lateral do silo (m); c = coesão (N/m^2); δ = ângulo de atrito na interface do elemento ($^\circ$); k_0 = coeficiente de empuxo no repouso (razão entre as tensões horizontal e vertical - adimensional); γ_n = peso específico natural (N/m^3).

Reorganizando os termos da Equação 2.4, considerando que o ângulo de atrito analisado é igual ao ângulo de atrito do solo (ϕ) e dividindo todos os termos da equação por B e por dz , segue que:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma_n - \frac{2c}{B} - \frac{2k_0\sigma_v \operatorname{tg}\phi}{B} \sigma_v \quad (2.5)$$

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma_n - \frac{2c}{B})}{2k_0 \operatorname{tg}\phi} (1 - e^{-k_0 \operatorname{tg}\phi \frac{2z}{B}}) \quad (2.6)$$

A Equação 2.6 apresenta o resultado da integração da Equação 2.5 com a condição de contorno de que não há sobrecarga, ou seja, a tensão vertical é zero quando a altura de integração é zero. A Equação 2.6 demonstra então o cálculo da tensão vertical sobre o elemento.

$$\sigma_v = \frac{B\gamma_n}{2k_0 \tan \phi} \quad (2.7)$$

A Equação 2.7 é a Equação 2.6 utilizada para uma instalação do silo a grandes profundidades e sem a consideração da coesão.

2.7. Mecanismo de Interação Solo Duto

A resposta final do sistema depende de vários fatores, dos quais: a sequência de construção, características do berço, tipo de solo, compactação, propriedades do duto além do tipo e a intensidade do carregamento externo. Segundo Sandford (2000), deve-se considerar a interação recíproca que existe entre o duto e o solo da envoltória principalmente nos dutos flexíveis. Esta interação pode ser considerada pelo efeito das cargas de serviço, tais como a expansão do duto devido à temperatura e à pressão interna, as cargas de origem geotécnica tais como recalque da superfície do terreno, construções de aterros, variação do nível freático além da ação de cargas externas tais como cargas de tráfego ou funcionamento de máquinas. Segundo Moser (2008), a correta previsão da interação solo-duto acarreta menores custos operacionais, de manutenção além do aumento da vida útil do sistema.

Para os dutos enterrados cobrindo longas distâncias são necessárias às devidas considerações para as prováveis variações e incertezas que são associadas com a distribuição espacial das propriedades do solo, além da geometria e orientação em relação às solicitações dos carregamentos externos.

Uma grande variedade de procedimentos analíticos e numéricos pode ser aplicada na análise do problema de interação solo-duto, desde modelos simplificados do comportamento do solo que representam a resposta mecânica em termo de elementos discretos unidimensionais de mola, a modelos mais complexos que representam uma resposta contínua em três dimensões do solo. O mesmo se aplica ao modelo da resposta estrutural do duto, que pode ser executado de forma mais simples como uma viga flexível ou mais complexa como uma casca cilíndrica de resposta mecânica não-linear.

O primeiro modelo numérico utilizado para dutos enterrados foi proposto por Selvadurai (1985), no qual elementos de viga foram usados para modelar o duto e elementos de contorno foram usados para modelar o solo. A desvantagem deste modelo é que o solo foi modelado como um meio contínuo elástico tridimensional, tornando-o muito simples.

Trautmann et al. (1985) descrevem um estudo experimental do comportamento de dutos enterrados sujeitos a movimentos verticais do solo, com ênfase nos efeitos devidos a densidade do solo e a profundidade do duto.

Zhou & Murray (1993) discutem o comportamento de dutos enterrados incluindo os efeitos de flambagem e enrugamento, quando estes são submetidos a grandes deformações permanentes, como escorregamentos de encostas acima das instalações dos dutos. Este estudo mostra que as deformações em localizações críticas no duto são sensíveis à resistência e à rigidez das molas de solo de levantamento (localizadas no aterro final) e de sustentação (localizadas no berço), mas não à resistência e à rigidez das molas de solo longitudinais usadas para modelar o solo da envoltória (zona do reverso e aterro inicial). Já Zhou & Murray (1996) apresentam duas técnicas de determinação das rigidezes e das forças de equilíbrio para modelos de dutos enterrados. Análises numéricas são efetuadas utilizando-se dois materiais idealizados com propriedades de endurecimento e amolecimento elastoplástico.

Prevost & Kienow (1994) reúnem diversas metodologias estudadas até a época, incluindo diversos tipos de sobrecargas calculadas por Boussinesq que podem ser estudadas na deformação do sistema, excluindo cargas devido a movimentos de rodovias e ferrovias, além da utilização da carga interna do duto devido à pressão do gás de transporte. Para o início das deformações dos dutos os autores utilizam uma forma mais elíptica para o duto flexível, considerando que ele já se deforma antes de ser aterrado, devido às operações de transporte e construção.

Razaqpur & Wang (1996) apresentam um modelo para a análise da interação solo-duto através de um processo termomecânico, usando um modelo unidimensional simplificado para determinar o congelamento do solo. O duto é modelado por um elemento finito que o considera como uma viga.

Lim et al. (2001) consideram o solo como molas elastoplásticas uniformemente distribuídas ao longo do duto que é modelado como uma viga contínua para simular uma deformação longitudinal permanente no solo devido a um deslizamento na região do duto. Os autores, fundamentados na proposta da ASCE (2001) utilizam um modelo elástico perfeitamente plástico para o comportamento do solo, ainda, adotam também uma curva exponencial para a relação tensão-deformação do solo.

Mejia (2003) considera não-linearidades geométricas e não-linearidades de material fundamentada na formulação Lagrangeana Total para o cálculo de deformações derivadas de grandes deslocamentos. O escoamento localizado é significativo e há possibilidade de ocorrência de flambagem local. O duto é representado por elementos de viga e o solo por molas verticais e horizontais conectadas ao longo do eixo do duto. A descrição material do duto é assumida elastoplástica segundo o critério de escoamento de *von Mises*. O efeito da pressão interna constante no duto é incorporado no modelo.

2.8. Método de Marston - Spangler

Apesar de ter sido elaborado em 1913, o método proposto por Marston é a metodologia mais empregada para o cálculo de cargas devidas ao peso de solo sobre dutos enterrados em valas estreitas, já que é um método simples, baseado nos conceitos da teoria de silo. O método pressupõe que mesmo que o duto apresente uma rigidez alta, o solo de reaterro sempre apresentará rigidez menor que o material natural das paredes da vala devido à má compactação ou ao histórico de tensões nas laterais das valas, ocasionando sempre um arqueamento positivo das tensões.

Ele apresenta alguns defeitos como a simplificação do uso do coeficiente de empuxo no repouso, o que implica na inexistência de atrito entre os planos verticais e o elemento de solo em análise, ao contrário da realidade. A suposição de atrito constante com a profundidade também é um problema, já que o atrito nas superfícies verticais varia com a profundidade, pois é mobilizado a partir do deslocamento relativo entre as massas de solo sobre a estrutura e nas laterais.

Segundo Bueno & Costa (2012), a hipótese que a carga vertical calculada atua uniformemente ao longo de todo o diâmetro do duto é um grande problema, já que as tensões verticais que agem em um plano horizontal logo acima de uma estrutura subterrânea não são uniformes.

Em sua formulação mais simples e mais utilizada do método, a coesão do solo é totalmente desconsiderada, com base na justificativa de que a coesão entre o solo compactado da envoltória e o solo natural das paredes da vala demora a ser mobilizada, tornando o cálculo superdimensionado. Então, apesar de ser um método simples que não se adequa em diferentes

casos, como situações em que a vala apresenta as paredes escalonadas ou inclinadas, ele apresenta grande aceitação entre os projetistas. A Figura 2.8 demonstra esquematicamente os parâmetros utilizados pelo método para o cálculo do peso da trincheira sobre o duto.

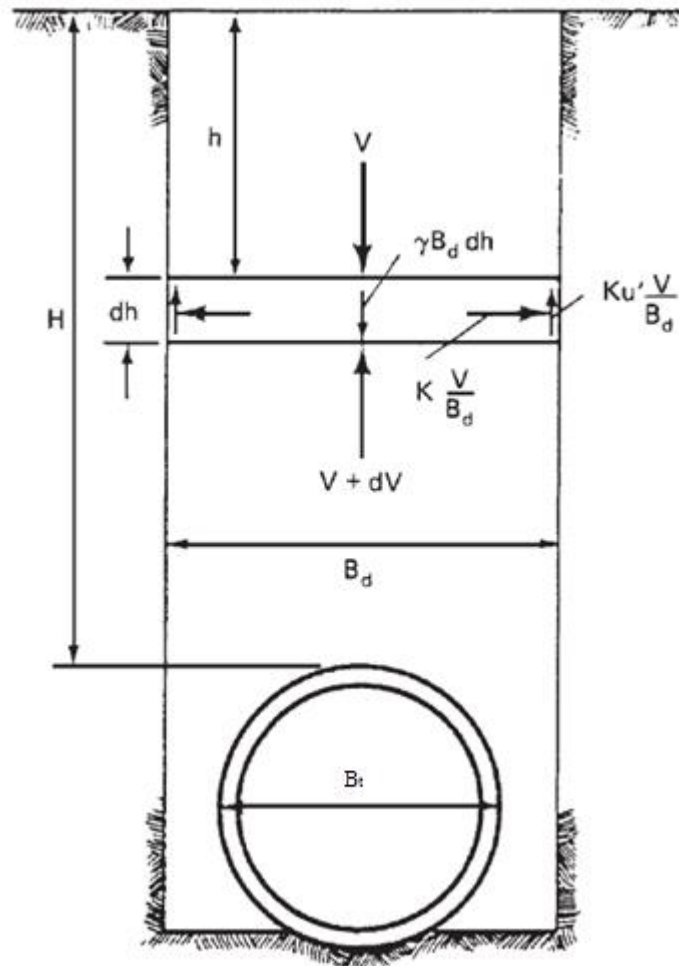


Figura 2.8 – Parâmetros utilizados pelo método de Marston (modificado de Moser, 2008).

O método se baseia no conceito do cálculo de tensão que após compactação, impõe ao duto um carregamento com base no peso do prisma de solo da trincheira escavada. O método é fundamentado em:

$$\sigma_v = \frac{B_d \gamma_n}{2k_0 \tan \phi} \left(1 - e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H}{B_d}} \right) \quad (2.8)$$

onde: σ_v é a tensão total do solo acima do duto (N/m^2), γ_n representa o peso específico do solo (N/m^3), B_d é a largura da trincheira escavada (m), o K_0 representa o coeficiente de

empuxo no repouso (adimensional), $tg\phi$ é a tangente do ângulo de atrito do solo (adimensional), e H é altura de solo acima do duto até a superfície do terreno (m).

$$C_d = \frac{(1 - e^{-k_0 tg\phi \frac{2H}{B_d}})}{2k_0 tg\phi} \quad (2.9)$$

$$\sigma_v = C_d \gamma B_d \quad (2.10)$$

Ao definir-se o termo C_d na Equação 2.9, por fator de carga, tem-se que a Equação 2.8 pode ser reescrita na forma da Equação 2.10.

Moser (2008) apresenta valores de C_d em função da relação H/B_d para diferentes valores da multiplicação entre o K_0 e ângulo de atrito, diferenciando os tipos de solo nos quais as estruturas estão implantadas. A Figura 2.9 apresenta estes valores.

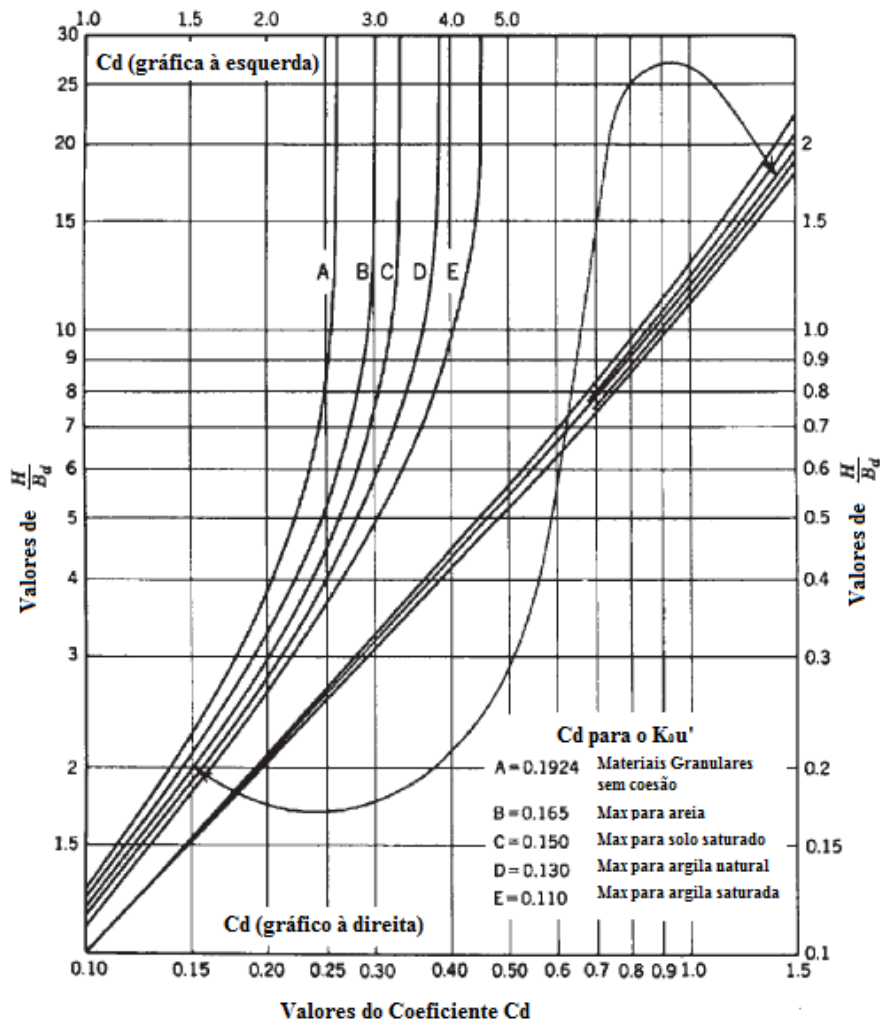


Figura 2.9 – Fator de carga para o cálculo por Marston, instalações em vala (modificado de Moser, 2008).

Quando há instalações de dutos abaixo de aterros, como no caso de instalações abaixo de rodovias ou ferrovias, ocorrem sistemas caracterizados como salientes. Nesses casos, existem duas possibilidades em relação aos recalques do prisma de solo localizado acima do duto. Este prisma pode apresentar recalque maior que os prismas externos, caracterizando um arqueamento positivo, caso parecido com os dutos instalados em vala. A segunda hipótese é que os recalques dos prismas externos sejam maiores que no prisma interno, neste caso, os dutos são classificados como em saliência.

Para o auxílio na análise entre as condições em vala e em saliência, utiliza-se um parâmetro adimensional denominado razão de recalques (r_{sd}), que é definido como o quociente entre a diferença de recalques dos prismas externos e interno e a parcela de recalques dos prismas externos e internos na região da saliência, com altura igual a ρB_c . Onde ρ é a projeção do duto no aterro e B_c é o diâmetro do duto. A Figura 2.10 demonstra os termos necessários para o cálculo da razão de recalques.

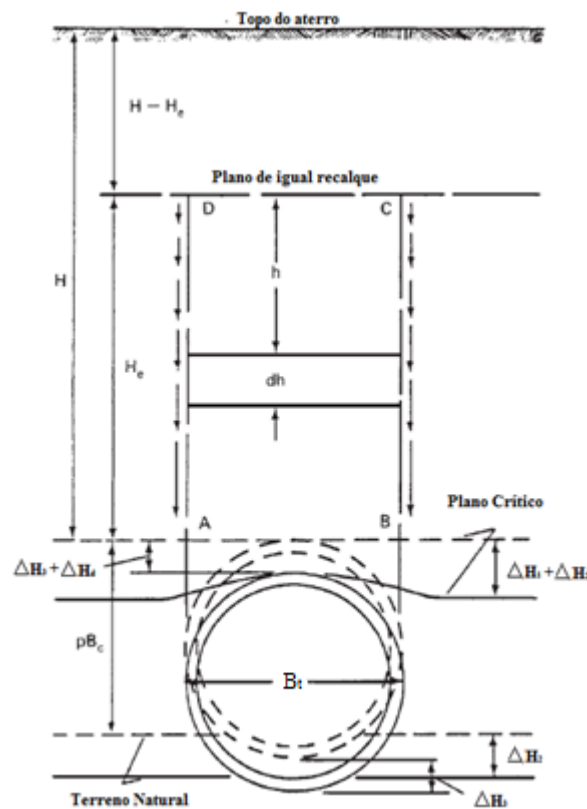


Figura 2.10 – Dutos salientes positivos para o método de Marston (modificado de Moser, 2008).

Na Figura 2.10: ΔH_1 é o recalque do plano crítico (m), no prisma externo, decorrente de uma compressão da camada com altura igual a ρB_c ; ΔH_2 é o recalque do solo de fundação no prisma externo (m); ΔH_3 é o recalque do solo de fundação no centro do duto (m) e ΔH_d é a deflexão vertical do duto (m). Os planos C e D correspondem os planos cisalhantes entre os prismas internos e externos do aterro. H_e é a altura de igual recalque, que corresponde a diferença de altura entre o plano crítico e o plano de igual recalque e H é a diferença de altura da superfície até o plano crítico. Assim, a razão de recalques é calculada a partir de:

$$r_{sd} = \frac{(\Delta H_1 + \Delta H_2) - (\Delta H_3 + \Delta H_d)}{\Delta H_1} \quad (2.11)$$

Na Equação 2.11, a subtração no numerador indica a diferença entre os recalques dos prismas externos e o interno do plano crítico. Como cada parte da operação de subtração depende de duas parcelas, deve-se fazer a divisão pelo recalque ΔH_1 , para se obter o número adimensional da razão de recalques.

Então, a razão de recalques será positiva se a soma dos recalques do solo adjacente ao duto (prisma externo) for maior que a dos recalques no centro do duto. Neste caso, as forças cisalhantes agem para baixo e causam um aumento da carga no duto enterrado. Caso a soma dos recalques do prisma interno mais a deflexão do duto seja maior que a soma dos recalques do solo adjacente ao duto, a razão de recalques será negativa, caracterizando o arqueamento positivo, condição em que o duto é caracterizado como instalação em vala. As forças de cisalhamento serão direcionadas para cima e resultarão numa redução da carga no duto. Então a primeira verificação feita é quanto à razão de recalques, devendo ser negativa para a ocorrência do arqueamento positivo.

A intensidade de transferência de carga das regiões mais deformáveis para as regiões mais rígidas varia com a profundidade. As forças cisalhantes caracterizadas na Figura 2.10, nos planos C e D são máximas no plano crítico e mínimas no plano de igual recalque, para instalações profundas. Assim, se não houver uma cobertura eficiente acima do duto, as forças cisalhantes de interface atingem a superfície do terreno, o que pode ocasionar uma depressão ou abaulamento superficial, caso o arqueamento seja positivo ou negativo, respectivamente.

Então, se a instalação apresentar cobertura suficiente, as forças cisalhantes se anulam no plano de igual recalque e a porção do solo de cobertura acima desse plano não contribui diretamente para a definição da carga sobre o duto, mas apenas com o peso próprio, sendo considerada somente como uma sobrecarga uniformemente distribuída.

A partir dos conceitos da razão de recalques e da altura de igual recalque é possível classificar as instalações em aterros de acordo em quatro condições: saliência total, saliência parcial, vala total ou vala incompleta.

Se a razão de recalque é positiva, ocorre a configuração em saliência. Se neste caso a altura de igual recalque for maior que a altura do aterro, a instalação é denominada saliência total. Se for menor que a altura do aterro é denominada saliência parcial. Nas instalações com razão de recalque negativa e altura de igual recalque maior que a altura do aterro, apresenta-se um sistema com vala total, já com o H_e menor, apresenta-se a vala incompleta.

Segundo Bueno & Costa (2012), valores de r_{sd} são relativamente difíceis de serem obtidos experimentalmente e os poucos disponíveis na literatura provêm basicamente do trabalho de Spangler (1950). A Tabela 2.4 fornece os valores típicos de r_{sd} propostos por Spangler (1982).

Tabela 2.4 – Valores típicos de r_{sd} para dutos em saliência positiva (modificado de Moser, 2008)

Material do duto	Condições de apoio	Razão de Recalque
	Rocha ou apoio inderformável	1
Rígido	Solo ordinário	0,5 a 0,8
	Material deformável com respeito ao solo adjacente	0 a 0,5
Flexível	Solo lateral pouco compactado	-0,4 a 0
	Solo lateral bem compactado	-0,4 a 0,8

Todos esses parâmetros afetam a equação da tensão vertical proposta por Marston, tornando-a diferente para os casos de dutos salientes:

$$\sigma_a = C_a \gamma B_a \quad (2.12)$$

$$C_a = \frac{(e^{\pm k_0 \text{tg} \phi \frac{2H}{B_d}} - 1)}{\pm 2k_0 \text{tg} \phi} \quad (2.13)$$

Assim, para as condições em aterro, apresenta-se a Equação 2.12, onde o subíndice a é utilizado para diferenciar a equação de cálculo para condição em vala. A Equação 2.13

representa o fator de carga para as condições de saliência total ou vala total. O sinal de menos é utilizado para a condição de vala total, já o sinal de mais é utilizado para a condição de saliência total.

$$C_a = \frac{(e^{\pm k_0 \text{tg} \phi \frac{2H}{B_d}} - 1)}{\pm 2k_0 \text{tg} \phi} + \left(\frac{H}{B_d} - \frac{H_e}{B_d} \right) e^{\pm k_0 \text{tg} \phi \frac{2H}{B_d}} \quad (2.14)$$

A Equação 2.14 é utilizada para as condições de saliência parcial ou vala incompleta. O sinal de mais é utilizado para o caso de saliência parcial e o sinal de menos para o caso de vala incompleta. H_e , como explicado, é a altura do plano de igual recalque (m). Caso os valores da altura de igual recalque e da altura do aterro sejam iguais, a segunda parte da Equação 2.14 se anula e esta se torna igual à Equação 2.13, transformando o cálculo para vala ou saliência total.

Moser (2008) explica que o coeficiente do fator de carga é dependente da relação entre a cobertura e o diâmetro do duto, do produto da razão de recalques e a razão de projeção do duto no aterro ρ , o K_0 e a tangente do ângulo de atrito.

Neste caso, o autor assume que o valor do produto $K_0 \text{tg} \phi$ é igual a 0,13 para a condição em vala e 0,19 para a condição de saliência. Assim, pode-se calcular a tensão vertical no topo do duto encontrando o valor do fator de carga graficamente e utilizando a Equação 2.12. A Figura 2.11 apresenta o gráfico para o cálculo do fator de carga.

Para o caso onde o duto é considerado flexível e há redistribuição das tensões através do arqueamento positivo, pode se calcular a carga que atinge somente o duto através de:

$$P_v = C_d \gamma_n B_d B_t \quad (2.15)$$

A Equação 2.15 utiliza a proporção entre as larguras da trincheira escavada e o diâmetro do duto. Assim, os valores da carga sobre o duto (P_d) sempre serão menores caso a rigidez deste seja igual ou menor que as laterais da vala escavada.

Pode-se, ainda, utilizar para aproximação de resultado, somente o cálculo da carga de solo diretamente acima do duto, sem considerar as forças horizontais devidas ao atrito das paredes da vala com o solo natural, neste caso, utiliza-se somente o cálculo considerado em:

$$\sigma_d = \gamma_n H \quad (2.16)$$

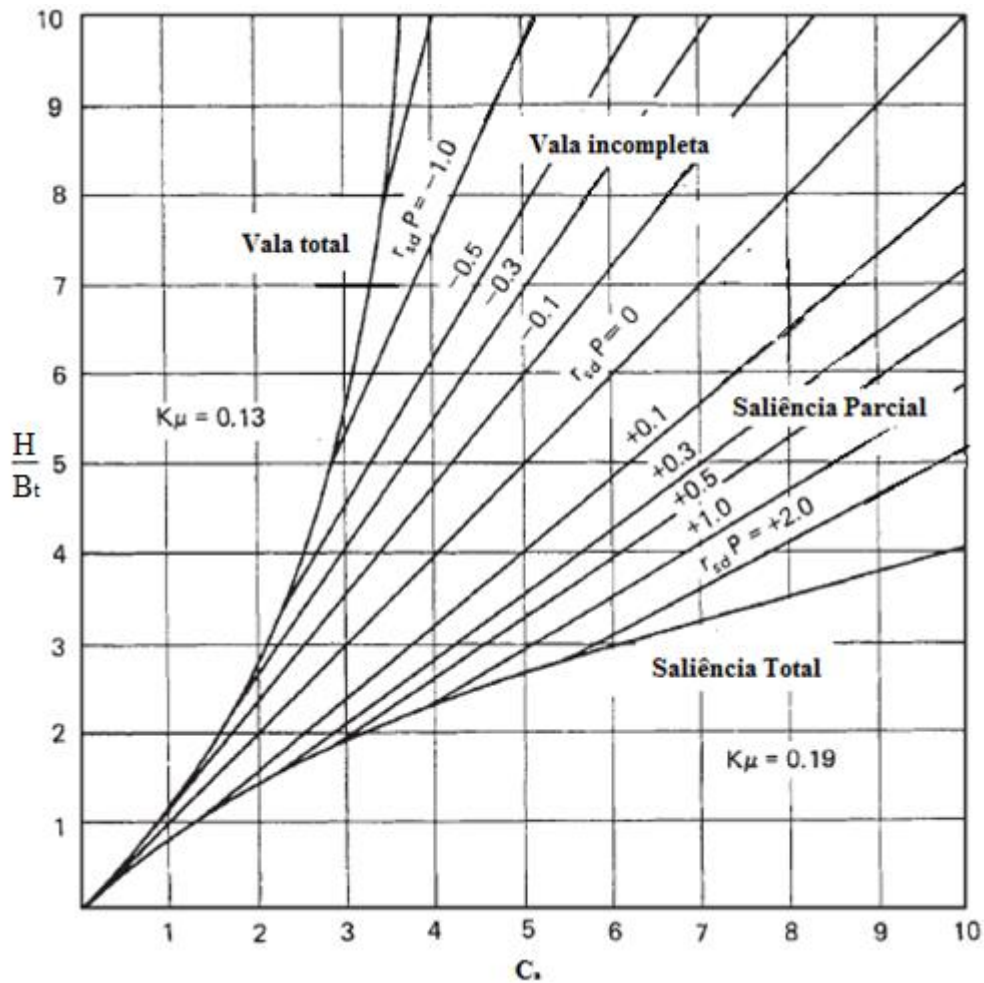


Figura 2.11 – Cálculo do fator de carga para dutos instalados em aterros (modificado de Moser, 2008).

A Equação 2.16 é um caso especial da equação de Marston para dutos em vala, onde no gráfico da Figura 2.9, o fator de carga e a divisão entre a altura da vala e a sua largura apresentam valores idênticos. Para a condição do duto em aterro, o carregamento devido somente ao prisma de solo acima do duto demonstra um carregamento igual ao método de Marston para aterro quando $r_{sd}p = 0$.

Normalmente, fazem-se instalações nas quais a largura da vala é inferior a duas vezes o diâmetro, por razões técnicas e econômicas. Neste caso a tensão vertical é calculada por:

$$\sigma_v = C_d \gamma_n B_d \frac{B_t}{B_d} \quad (2.17)$$

onde: γ_n é o peso específico do solo de aterro (N/m^3), C_d é o fator de carga de Marston (adimensional), B_t é o diâmetro do duto (m) e B_d é a largura da vala (m).

A partir da fórmula de Marston em 1913 e de uma série de ensaios em verdadeira grandeza, Spangler (1941) desenvolveu um método de determinação das deformações resultantes em dutos flexíveis. O método é fundamentado no conceito de que a resistência de um duto flexível provém, basicamente, das tensões passivas geradas à medida que as paredes laterais do duto se movem para fora, contra o solo. Spangler (1941) constatou que a interação solo-duto na linha central poderia ser quantificada por meio do módulo de reação do solo que representa uma relação linear entre a tensão passiva mobilizada do solo e o deslocamento naquele ponto.

O método de Spangler sofre algumas críticas por considerar que a deformação do duto sempre assume uma forma elíptica, sem considerar o encurtamento circunferencial do duto. Além disso, sempre adota que as deformações verticais serão maiores que as horizontais, sem considerar para isso os diferentes graus de compactação em diferentes sistemas ou a rigidez do solo natural da trincheira escavada, podendo dessa forma, as tensões não representarem a realidade. Ainda, em aterros bem compactados, as deformações podem ser muito pequenas e o duto pode romper por flambagem.

A distribuição de tensões admitida no método pode ser observada na Figura 2.12. As tensões horizontais são distribuídas parabolicamente sobre uma região do duto definida segundo um ângulo central de 100° . A distribuição de tensões como um todo é simétrica em relação a um plano vertical que passa pelo centro do duto. As máximas tensões horizontais desenvolvem-se na linha d'água e são iguais ao coeficiente de reação do solo multiplicado pela metade do aumento do diâmetro horizontal máximo ($\Delta X/2$). A tensão vertical que atinge o topo do duto é calculada pela teoria de Marston e atua uniformemente sobre toda a largura do duto.

A reação vertical que atua na base do duto é distribuída uniformemente em uma largura de apoio determinada pelo ângulo de berço (Θ). Quanto maior a área de apoio, menor é a resultante das tensões de contato. Assim, o cálculo utilizado para obtenção do deslocamento horizontal é demonstrado em:

$$\Delta X = F_k F_d \frac{P_d}{\frac{E_p I}{r^3} + 0,061 E_r} \quad (2.18)$$

onde: F_k é o fator de fluência (adimensional), F_d representa a constante de berço (adimensional), P_d é a força vertical calculada por Marston (N/m), r é o raio médio do duto (m), E_p é o módulo de elasticidade do material do duto (N/m²), I representa o momento de inércia da parede do duto por unidade de comprimento (m⁴/m) e E_r é o módulo de reação do solo de aterro (N/m²).

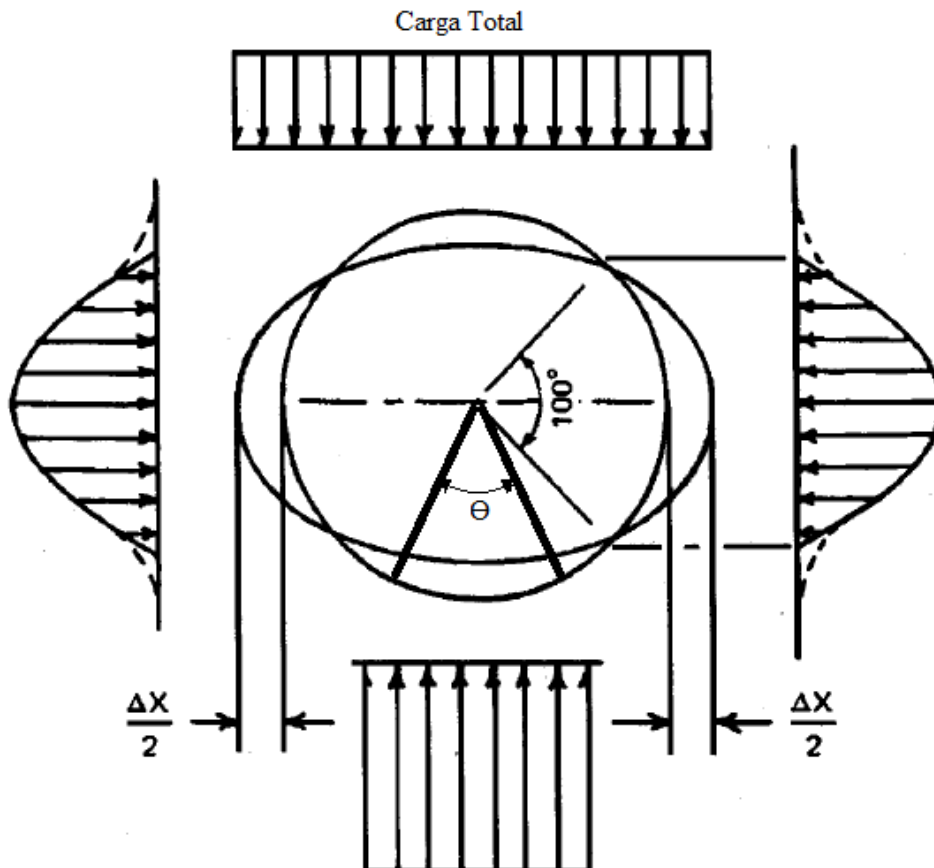


Figura 2.12 – Distribuição de tensões em dutos flexíveis (modificado de Moser, 2008).

Apesar de grande parte das deformações ocorrerem durante a fase construtiva, o fator de fluência (F_k) é adicionado à formulação para se determinar as deflexões do duto que aumentam ao longo do tempo, tornando o cálculo mais conservador quando se utiliza fatores maiores que um.

Os valores da constante de berço podem variar de 0,11 para 0° e 0,083 para 180°, sendo usualmente empregado o valor de 0,1 para um ângulo entre 60° e 90°.

O módulo de reação do solo não pode ser obtido diretamente de ensaios laboratoriais convencionais, mas apenas sob condições que promovam a interação do sistema solo-duto, sendo assim, de difícil obtenção. Diversas propostas foram feitas para se determinar o módulo de reação do solo, por meio de correlações ou algebricamente. No trabalho de Hartley & Duncan (1987), o módulo de reação do solo foi analisado para apenas três tipos de solos, porém generalizado para utilização em pesquisas, à medida que ocorrem poucas variações nos seus valores. Utilizando simulações numéricas e diversas fontes de literatura, produziu-se a Tabela 2.5, na qual se pode determinar o módulo com base na profundidade e o grau de compactação do sistema.

Tabela 2.5 – Valores do módulo de reação do solo (Modificado de Bueno & Costa, 2012).

Tipo de solo	Profundidade (m)	E' (MPa)			
		Grau de Compactação (Proctor Normal)			
		85%	90%	95%	100%
Solos finos com menos de 25% de areia (Argilas e Siltes)	0-1,5	3,5	4,8	6,9	10,3
	1,5-3	4,1	6,9	9,7	13,8
	3-4,5	4,8	8,3	11	15,9
	4,5-6	5,5	9	12,4	17,9
Solos grossos com finos (Areia siltosa ou argilosa)	0-1,5	4,1	6,9	8,3	13,1
	1,5-3	6,2	9,7	12,4	18,6
	3-4,5	6,9	10,3	14,5	22,1
Solos grossos com poucos finos (Areias e Pedregulhos)	4,5-6	7,6	11	16,5	25,5
	0-1,5	4,8	6,9	11	17,2
	1,5-3	6,9	10,3	15,2	22,7
	3-4,5	7,2	11	16,5	24,8
	4,5-6	7,6	11,7	17,2	26,2

2.9. Sobrecargas Atuantes em Condutos Enterrados

Certos tipos de falhas nos dutos indicam que somente em casos ideais os dutos são submetidos somente a cargas verticais devido ao solo da cobertura. Existem forças exteriores que são capazes de produzir tensões axiais ou cisalhantes nos dutos, além de incrementar as cargas verticais atuantes.

As principais causas estão relacionadas ao recalque diferencial do duto já instalado, às condições não uniformes de berço e ao movimento de forças externas. Moser (2008) cita,

ainda, o acréscimo de forças devido a deslizamentos nas regiões próximas à instalação, terremotos e ainda ao congelamento de solo.

O uso de dutos ou juntas flexíveis apresenta a vantagem de deformar e se movimentar, facilitando a redistribuição das cargas maiores existentes devido aos pontos de tensão concentrada. As juntas flexíveis também facilitam o escoamento do material, diminuindo o risco de uma ruptura rápida sem avisos.

Moser (2008) apresenta três exemplos de condições não uniformes dos dutos que podem gerar grandes concentrações de tensões nos dutos devido a condições de apoios com pequenas áreas, com grandes cargas ou momentos. A Figura 2.13 apresenta os casos estudados exemplificados pelo autor. No primeiro caso, a falta de apoio abaixo do duto está somente sob o trecho sem juntas, podendo ser exemplificado utilizando uma viga duplamente engastada. No segundo caso, a falta de apoio atinge as duas juntas e dessa forma, o caso pode ser exemplificado utilizando uma viga simplesmente apoiada nas pontas. Por fim, o terceiro caso apresenta três apoios simples que podem gerar grandes momentos de sinais inversos.

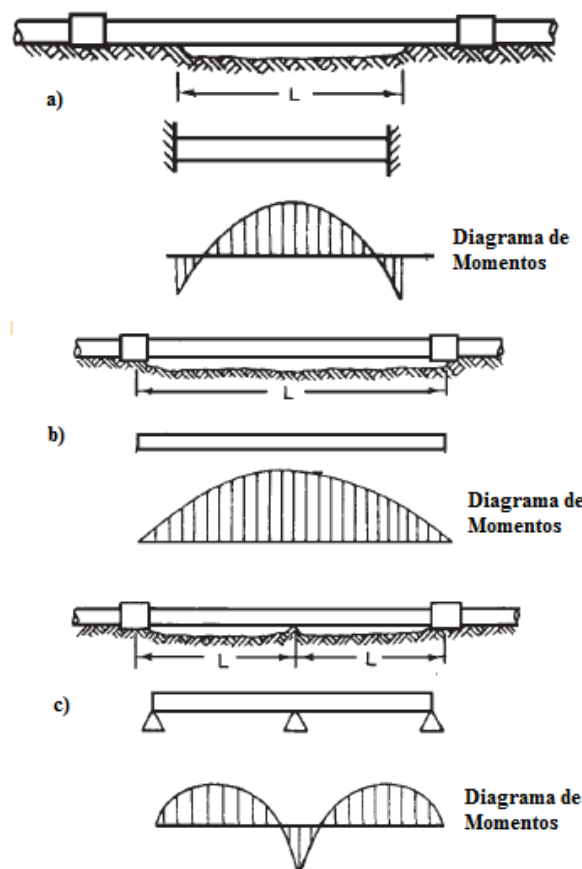


Figura 2.13 – Condições não uniformes de berço (modificado de Moser, 2008)

As condições não uniformes de berço ao longo da instalação do duto são resultadas da interação de materiais diferentes ou instáveis no solo natural, da escavação diferenciada em diferentes trechos, da compactação do solo executada de forma desigual ou ainda da possibilidade de fuga de material devido ao surgimento de água subterrânea.

Os recalques diferenciais que podem acontecer ao longo do duto podem ser ocasionados por tipos de solos de comportamentos diferentes adjacentes ao duto ou mesmo por instalações de estruturas vizinhas ao sistema. Durante as fases de projeto e construção, além da manutenção, devem ser previstos mecanismos que diminuam ou eliminem os recalques diferenciais que podem ocasionar o rompimento da estrutura inteira.

Os dutos enterrados podem estar sujeitos a cargas aplicadas no solo devido ao tráfego de veículos rodoviários ou ferroviários na superfície. Uma das soluções viáveis para um cálculo simples dessas sobrecargas é a utilização das formulações por Boussinesq.

Boussinesq calculou a distribuição de tensões em um meio elástico semi-infinito devido a uma carga pontual aplicada na superfície. Depois essa solução foi integrada para encontrar respostas de diferentes tipos de carregamentos, como a aplicação de uma carga em uma faixa larga, em uma placa ou mesmo em uma linha infinita. Todas essas soluções consideram o meio de propagação das cargas como elástico, homogêneo e isotrópico. O solo não pode ser considerado um meio com estas hipóteses, principalmente devido às modificações do meio adjacente a instalação do duto. No entanto, como aproximação ou ideia inicial, a solução de Boussinesq pode ser utilizada como base para estudos.

Moser (2008) sugere a aplicação da formulação de Boussinesq utilizando uma de integração para obter os fatores de carga necessários para calcular a distribuição de tensão sobre o duto. Essa integração é utilizada para calcular o acréscimo de carga devido a cargas concentradas e é dada por:

$$\sigma_v = \frac{C_d P_e F'}{L} \quad (2.19)$$

onde: C_d representa o fator de carga (adimensional), P_e representa a carga concentrada na superfície (N), F' é o fator de impacto que varia de acordo com o tipo de carga e a altura de cobertura do solo acima do duto (adimensional), L é o comprimento efetivo do conduto (m).

Já para cargas distribuídas, a solução encontrada pelo autor é demonstrada na Equação em:

$$\sigma_v = C_d P_e F' D_e \quad (2.20)$$

Neste caso a diferença é que o cálculo não se baseia no comprimento efetivo do conduto e sim no diâmetro externo deste.

Sabe-se que as cargas devido aos carregamentos na superfície que efetivamente afetam o duto dependem da altura da cobertura de solo acima do duto e da distância lateral do duto ao carregamento. Se o duto for instalado muito superficialmente, a carga total devido à soma do peso do solo e da sobrecarga pode apresentar tensões praticamente devidas às cargas superficiais.

Os efeitos dessa instalação superficial são demonstrados nas Equações 2.19 e 2.20 pela utilização do fator de impacto que é sempre maior ou igual a um. Os efeitos dos carregamentos pesados na superfície do solo, como os causados pelo tráfico de rodovias, ferrovias ou estruturas prediais, então, podem ser controlados com a utilização de uma cobertura com altura mínima acima do duto.

Marston (1913) apresentou também uma formulação para o caso em que há um acréscimo de carga devido a sobrecargas na superfície. Para a demonstração do efeito do acréscimo de carga no comportamento do duto, a carga total por área (Q) na superfície é adicionada a formulação tradicional com uma multiplicação pelo fator de carga, demonstrada em:

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_d}{2Ku'} (1 - e^{-2Ku'(HB_d)}) + Q(e^{-2Ku'(HB_d)}) \quad (2.21)$$

Percebe-se que pela Equação 2.21, quanto maior a cobertura de solo acima do duto, mais a carga atuante sobre este se deve ao peso de solo e menos a sobrecarga que está na superfície. Além disso, instalações muito rasas estão sujeitas a distribuições de tensões altamente desuniformes, com a concentração de cargas no topo do duto.

Como a Equação 2.21 apresenta dois termos que apresentam influência de um logaritmo Neperiano, deve-se fazer a diferenciação dos termos, não podendo ser utilizado o gráfico da Figura 2.7 para o cálculo do fator de carga C_u referente à parte da sobrecarga. Assim pode-se reescrever a Equação 2.21 utilizando dois fatores de cargas diferentes. Essa formulação é apresentada em:

$$\sigma_v = C_d \gamma B_d + Q C_u \quad (2.22)$$

Assim, Marston (1913), a partir de suas análises com diferentes tipos de solos e condições de saturação, além de diferentes soluções propõe a Tabela 2.6, onde os valores de fatores de carga da sobrecarga na Equação 2.19 são apresentados. Para mesmas alturas de cobertura e diferentes tipos de solos e condições não se alteram muito estes valores de fatores de carga.

Tabela 2.6 – Fatores de carga impostos para a sobrecarga (modificado de Moser, 2008).

H/Bd	Areia e Solo Superficial Úmido	Solo Superficial Saturado	Argila Úmida	Argila Saturada
0	1	1	1	1
0,5	0,85	0,86	0,88	0,89
1	0,72	0,75	0,77	0,8
1,5	0,61	0,64	0,67	0,72
2	0,52	0,55	0,59	0,64
2,5	0,44	0,48	0,52	0,57
3	0,37	0,41	0,45	0,51
4	0,27	0,31	0,35	0,41
5	0,19	0,23	0,27	0,33
6	0,14	0,17	0,2	0,26
8	0,07	0,09	0,12	0,17
10	0,04	0,05	0,07	0,11

Percebe-se que independente dos tipos de solo estudados, a sobrecarga diminui para razões entre a altura do aterro e sua largura acima de 3. Quando o valor da altura do aterro é dez vezes maior que a sua largura, a sobrecarga estudada por Marston (1913) atinge valores próximos de 10% do total no duto. Assim, podemos estipular instalações seguras sabendo os valores da sobrecarga, da área atingida e também da altura e largura de instalação.

Para evitar qualquer problema relativo a sobrecargas devido às rodovias e ferrovias, como uma ruptura prematura, é necessário que o duto disponha de rigidez à flexão suficiente para suportar as forças e os momentos que se desenvolvem no topo, nas regiões do ombro e da zona do reverso.

Então, as instalações rasas que sofrem efeitos de sobrecargas atuantes podem atingir ruptura principalmente por deformação excessiva no topo, ocasionando uma reversão da

curvatura ou flambagem, principalmente com um carregamento assimétrico que induz grandes deformações na região do ombro da estrutura.

2.10. Norma para Instalação de Dutos Enterrados NBR 12712 (ABNT, 2002)

A Associação Brasileira de Normas Técnicas atualizou em 2002 a última versão da Norma Brasileira 12712 (ABNT, 2002), cujo tema é Projeto de Sistemas de Transmissão e Distribuição de Gás Combustível. Ela foi escrita por especialistas do Comitê Brasileiro de Gases Combustíveis.

A norma objetiva fixar as condições mínimas exigíveis para projeto, especificação de materiais e equipamentos, fabricação de componentes e ensaios dos sistemas de transmissão e distribuição de gás combustível por dutos.

A Norma 12712 (ABNT, 2002) aplica-se somente aos sistemas que apresentam os componentes fabricados em aço. Assim, ela é aplicada a todo sistema de transmissão e distribuição, para gasodutos de transmissão, gasodutos de distribuição, ramais, estações de compressão, de lançamento, de redução e controle, de medição e reservatórios tubulares de gás.

Além disso, os tipos de gases cobertos pela norma são os gases natural, de refinaria, manufaturado, biogás e gás liquefeito de petróleo na fase vapor. Este último pode apresentar a mistura com ar ou não. Assim, todos esses tipos de gases são derivados de petróleo e podem contaminar a região em volta da instalação caso ocorra à ruptura do duto.

Entre as definições importantes para a norma estão: faixa de domínio, que é área de terreno de largura definida, ao longo da diretriz do gasoduto situado fora da área urbana, legalmente destinada à sua instalação e manutenção, ou faixa destinada pela autoridade competente, aos gasodutos na área urbana; A interferência, que é qualquer construção, aérea ou subterrânea, localizada na passagem do gasoduto; A interferência paralela, que é um trecho da diretriz de um gasoduto que está próximo e segue numa direção paralela à determinada faixa de domínio de estrada, rua, rodovia, ferrovia ou rede elétrica; E por último o conceito de travessia, que é a passagem aérea, subterrânea ou submersa do duto, através de rios, lagos, açudes, regiões permanentemente ou eventualmente alagadas, grotas e ravinas.

Para a execução do projeto de sistemas de transmissão e distribuição de gás, a Norma 12712 (ABNT, 2002) especifica que devem ser previamente realizados estudos, tais como a caracterização do gás, levantamento das condições ambientais, levantamento de dados geomorfológicos e climáticos, seleção da diretriz do duto, balanço econômico da oferta/consumo do gás, determinação do diâmetro, determinação dos teores de contaminantes como os gases sulfídrico e carbônico, além da seleção técnico-econômica dos materiais a serem utilizados.

Durante a operação, a Norma 12712 (ABNT, 2002) especifica que podem acontecer várias situações nas quais deve haver o devido estudo e cuidado, tais como a possibilidade de condensação de frações pesadas do gás, possibilidade de polimerização do gás, possibilidade de formação de água livre no transporte, elevação da batimetria e correntes em travessias de rios, canais e baías, além do ataque químico do solo.

O primeiro critério que a Norma 12712 (ABNT, 2002) determina para a instalação dos dutos é a classificação de locação. Segundo a Norma, este é um critério fundamental para o cálculo da espessura da parede do gasoduto, a determinação da pressão de ensaio e a distribuição de válvulas intermediárias. Esta classificação se baseia na unidade de classe de locação que é a área que se estende por 1600 metros ao longo do eixo (diretriz) do gasoduto e por 200 metros para cada lado da tubulação, a partir de sua linha de centro.

A classe de locação é determinada pelo número de edificações destinadas à ocupação humana, existentes na unidade de classe de locação. Assim, o parâmetro traduz o grau de atividade humana capaz de expor o gasoduto a danos causados pela instalação de infraestrutura de serviços, tais como drenagem pluvial, esgoto sanitário, cabos elétricos e telefônicos, tráfegos rodoviário e ferroviário.

A Classe 1 ocorre em regiões onde existam, dentro da unidade de classe de locação, dez ou menos edificações unifamiliares destinadas à ocupação humana. A Classe 2 ocorre em regiões onde existam, dentro da unidade de classe de locação, mais de dez e menos de 46 edificações unifamiliares destinadas à ocupação humana.

Existem, dentro da unidade de Classe de locação 3, 46 ou mais edificações unifamiliares destinadas à ocupação humana, e/ou regiões onde o gasoduto se encontre a menos de 90 metros de edificações que sejam ocupadas por 20 ou mais pessoas para uso normal, tais como: igrejas, cinemas e escolas ou áreas externas de uso eventual como campos de futebol, praças

públicas e quadras de esporte. A Classe de locação 4 ocorre em regiões onde haja, dentro da unidade, a predominância de edificações com quatro ou mais andares, incluindo o térreo, destinadas a ocupação humana.

No Brasil, existem diversos exemplos onde a instalação de dutos para transporte de gás estão instalados dentro da classe de locação 4 ou casos em que o projeto inicial previa uma classe de locação mais baixa e a expansão urbana transformou a área adjacente à instalação. Um exemplo que pode ser dado é o caso da cidade estrutural e o gasoduto Brasil Central em Brasília. O gasoduto foi instalado adjacente à rodovia DF-095 e ao longo das décadas de 90 do século passado e a primeira década deste houve uma forte expansão urbana intensa na área próxima a rodovia, com a instalação da cidade do automóvel e a invasão do aterro controlado do jôquei. Neste caso, o gasoduto além de estar sob a influência da sobrecarga da rodovia, sofre ataque químico do solo contaminado pelo aterro e a sobrecarga devido aos prédios residenciais e comerciais próximos.

Como a instalação do gasoduto pode alcançar vários quilômetros, existem locais de divisas entre as classes de locação. A Norma especifica que as classes 2, 3 e 4 terminem a 200 metros das edificações mais próximas.

Pela Norma 12712 (ABNT, 2002), a segunda determinação que deve ser feita é a espessura da parede requerida, para tubos e demais componentes de tubulação, para resistirem à pressão interna. Essas espessuras devem ser calculadas pela forma:

$$e = \frac{P_e B_t}{2S_y F_d F_e T} \quad (2.23)$$

onde: e é a espessura requerida da parede; P_e é a pressão de projeto; B_t é o diâmetro externo; S_y é a tensão mínima de escoamento especificada para o material da parede do duto; F_d é o fator de projeto determinado pela Tabela 2.7; F_e é o fator de eficiência da junta que normalmente é igual a 1, e T é o fator de temperatura determinado pela Tabela 2.8.

Tabela 2.7 – Cálculo do fator de projeto (modificado da NBR 12712, 2002)

Classe de locação	Fator de projeto
1	0,72
2	0,6
3	0,5
4	0,4

Além disso, se for esperada ação corrosiva do gás, deve ser previsto um valor adicional de espessura, a fim de compensar a perda de material que se processará durante a vida útil do gasoduto. A depender também do diâmetro do duto, deve ser atendida uma espessura mínima para que haja a rigidez necessária para os dutos. A Tabela 2.9 mostra a relação entre a espessura mínima dos dutos do gasoduto, das estações de compressores e o diâmetro externo da tubulação.

Tabela 2.8 – Cálculo do fator de temperatura (modificado da NBR 12712, 2002)

Temperatura de projeto (°C)	Fator de Temperatura
Até 120	1
150	0,966
180	0,929
200	0,905
230	0,87

Por fim, a Norma 12712 (ABNT, 2002) traz os requisitos para a profundidade de aterramento e de afastamento além de recomendações para instalações próximas a rodovias, ferrovias e linhas elétricas.

A Norma estabelece a cobertura mínima para determinar a profundidades de escavação dos dutos com base nas classes de locação do duto. Para a Classe 1, a Norma determina uma cobertura de 0,75 metros e para as classes 2, 3 e 4, além de instalações sob valas de drenagem em rodovias e ferrovias deve ser feita uma cobertura de 0,90 metros. Um caso especial são os gasodutos instalados em leitos de rios e canais navegáveis com os quais, a instalação deve ter uma cobertura de 1,20 metros.

Quanto aos afastamentos de segurança a Norma determina que para assentamento de gasodutos em vias públicas, deve-se levar em consideração a máxima pressão de operação e o diâmetro externo do duto. Os gasodutos a serem implantados em áreas urbanas, independentemente das suas características de operação, quando assentados sob as pistas de rolamento das vias públicas, devem manter o maior afastamento possível do alinhamento das habitações. Devem existir no mínimo 0,30 metros de afastamento entre qualquer gasoduto enterrado e outras instalações subterrâneas não integrantes da instalação principal.

Para os cruzamentos, a Norma NBR 12712 determina que, para a seleção de locais de cruzamentos e travessias, deve-se evitar locais com trechos acidentados ou trechos com curvas acentuados. O eixo do cruzamento ou travessia deve ser preferencialmente perpendicular ao eixo da interferência, de modo a obter o menor comprimento possível.

Tabela 2.9 – Espessuras mínimas de gasodutos (modificado da NBR 12712, 2002)

Diâmetro Externo (mm)	Espessura dos dutos do Gasoduto (mm)	Espessura dos dutos da estação de compressores (mm)
10,3	1,7	2,4
13,7	2,2	3,0
17,1	2,3	3,2
21,3	2,8	3,7
26,7	2,9	3,9
33,4	3,4	4,5
42,2	3,6	4,9
48,3	3,7	5,1
60,3	3,9	5,5
73,0	4,0	5,5
88,9	4,0	5,5
101,6	4,0	5,7
114,3	4,0	6,0
141,3	4,8	6,6
168,3	4,8	6,4
219,1	4,8	6,4
273,1	4,8	6,4
323,9	5,2	6,4
355,6	5,6	6,4
406,4	5,6	6,4
457,2 a 558,8	6,4	7,9
609,6 a 812,8	6,4	9,5
711,2 a 762,0	7,1	9,5
863,6 a 914,4	7,9	12,7
1016,0 a 1066,8	8,7	12,7
1117,6 a 1168,4	9,5	12,7
1219,2 a 1270,0	10,3	12,7
1320,8 a 1371,6	11,1	12,7
1422,4	11,9	12,7
1473,2 a 1524,0	12,7	15,9
1574,8 a 1625,6	14,3	15,9

A Norma considera que a sobrecarga de tráfego transmitida ao duto através do solo não necessita ser considerada em qualquer instalação com profundidade de enterramento superior a 3,00 metros, onde a distância mínima entre a superfície da rodovia e o topo do gasoduto deve ser de 1,20 metros.

Nos cruzamentos e travessias sem a proteção de um tubo-camisa, a carga de terra e a sobrecarga de tráfego devem sempre ser consideradas para o cálculo da tensão de flexão atuante na parede do duto condutor, o qual deve ter sua espessura verificada para atender essa condição.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo, apresentam-se as propriedades dos materiais utilizados e casos estudados utilizando as teorias analíticas previamente apresentadas, além da junção das teorias de Boussinesq, Kirsch e Einstein & Schwartz (1979), além da utilização da Norma 7188 (ABNT, 1984) para o cálculo do carregamento rodoviário.

A seguir, apresenta-se o Método dos Elementos Finitos utilizado para os cálculos numéricos de diversos casos de dutos enterrados para o desenvolvimento deste trabalho. Depois, descreve-se o PLAXIS® e suas funcionalidades, programa utilizado para os cálculos numéricos e estudo dos casos de dutos enterrados.

3.1. Metodologia das Análises Analíticas

As primeiras análises realizadas para avaliar o comportamento mecânico e ambiental dos dutos enterrados foram feitas com o método de Marston-Spangler. Além disso, optou-se pela utilização do método de Kirsch, que é largamente utilizado para túneis em meio infinito, caso próximo ao analisado em dutos distantes da superfície, e o método de Einstein & Schwartz (1979). O método de Kirsch é baseado na teoria de furos em placas metálicas e o método de Einstein & Schwartz (1979) baseou-se na teoria de Burns & Richard para análises uma abertura circular profunda num meio homogêneo e elástico. Além desses métodos, complementou-se a análise com a interação de rodovias e ferrovias utilizando as fórmulas de Boussinesq para acréscimo de tensões.

A análise de Kirsch permite avaliar as tensões tangenciais, radiais e cisalhantes de toda a parede do duto, além da região do maciço em volta do duto após o reaterro. Deve-se lembrar, que por simetria, as duas laterais do duto são consideradas idênticas, assim como o teto e o piso, porém a aplicação do método de Kirsch é correta apenas para regiões onde a distância aos limites do maciço sejam maiores que 3 vezes o tamanho do raio. Portanto são necessárias primordialmente duas análises, a do teto e a de uma das paredes.

As formulações propostas por Kirsch são expressas da seguinte forma:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \cdot Pz \cdot [(1 + K_o)(1 - \alpha^2) + (1 - K_o)(1 + 3\alpha^4 - 4\alpha^2) \cos 2\theta] \quad (3.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \cdot Pz \cdot [(1 + K_o)(1 + \alpha^2) - (1 - K_o)(1 + 3\alpha^4) \cos 2\theta] \quad (3.2)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2} \cdot Pz \cdot (1 - K_o) \cdot (1 - 3\alpha^4 + 2\alpha^2) \cdot \text{sen} 2\theta \quad (3.3)$$

onde: Pz representa o peso específico do material multiplicado pela altura de solo (kPa), K_o é o coeficiente de empuxo lateral no repouso (adimensional), α é o raio normalizado (adimensional), ou seja, a divisão entre a distância do centro do duto ao ponto do maciço estudado pelo raio do duto, assim, quando $\alpha = 1$, o ponto de análise está localizado na interface duto-envoltória. Por essa análise, considera-se que a espessura da parede do duto é insignificante em comparação com a dimensão do maciço.

O duto analisado pelo método de Einstein & Schwartz é considerado elástico, com espessura t e capaz de resistir momentos. São utilizados dois parâmetros adimensionais de rigidez relativa entre o material do duto e o solo. O primeiro é o coeficiente de Compressibilidade, que é a medida da rigidez relativa sujeita a um carregamento uniforme e simétrico que representa a rigidez circunferencial do sistema:

$$C^* = \frac{E_s r (1 - \nu_p^2)}{E_p A_p (1 - \nu_s^2)} \quad (3.4)$$

onde: E_s é o módulo de deformabilidade do solo (N/m^2), ν_s é o coeficiente de Poisson do material do solo (adimensional), E_p é o módulo de deformabilidade do material do duto (N/m^2), ν_p é o coeficiente de Poisson do material do duto (adimensional), A_s é a área média transversal do duto por unidade de comprimento (m) e r é o raio do duto (m).

O segundo coeficiente é o de flexibilidade, que é a medida de rigidez relativa do sistema maciço-duto sujeita a um carregamento não simétrico (sentidos inversos de tensões vertical e horizontal) e representa a rigidez à flexão do sistema:

$$F^* = \frac{E_s r^3 (1 - \nu_p^2)}{E_p I (1 - \nu_s^2)} \quad (3.5)$$

onde: I é o momento de inércia do duto por unidade de comprimento (m^4/m).

A seguir, calculam-se os seguintes fatores:

$$a_0 = \frac{C^* F^* (1 - \nu_s)}{C^* + F^* + C^* F^* (1 - \nu_s)} \quad (3.6)$$

$$a_2 = \frac{(F^*+6)(1-\nu_s)}{2F^*(1-\nu_s) + 6(5-6\nu_s)} \quad (3.7)$$

$$b_2 = \frac{C^*(1-\nu_s)}{2[C^*(1-\nu_s) + 4\nu_s - 6\beta - 3\beta C^*(1-\nu_s)]} \quad (3.8)$$

$$\beta = \frac{(6+F^*)C^*(1-\nu_s) + 2F^*\nu_s}{3F^* + 3C^* + 2C^*F^*(1-\nu_s)} \quad (3.9)$$

$$a_3 = \beta b_2 \quad (3.10)$$

Esses fatores são utilizados nas equações de tensões de contato, deslocamentos e esforços do duto para os casos em que os deslocamentos são considerados livre ou nulo no duto.

Para o caso de deslocamento livre na interface maciço-duto:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} .Pz. [(1+K_o)(1-a_o) - (1-K_o)(3-6a_2) .\cos 2\theta] \quad (3.11)$$

$$\frac{u_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1+K_o)a_o - (1-K_o)[(5-6\nu)a_2 - (1-\nu)]2 \cos 2\theta \quad (3.12)$$

$$\frac{\nu_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1-K_o)[(5-6\nu)a_2 - (1-\nu)]\text{sen}2\theta \quad (3.13)$$

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2} (1-K_o)(1-a_o) + \frac{1}{2} (1-k_o)(1-2a_2)2 \cos 2\theta \quad (3.14)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2} (1-K_o)(1-2a_2)2 \cos 2\theta \quad (3.15)$$

Para o caso de deslocamento nulo na interface maciço-duto:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} .Pz. [(1+K_o)(1-a_o) - (1-K_o)(1-6a_2 + 4b_2) .\cos 2\theta] \quad (3.16)$$

$$\frac{u_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1+K_o)a_o - \frac{1}{2} (1-K_o)[4(1-\nu)b_2 - 2a_2]2 \cos 2\theta \quad (3.17)$$

$$\frac{\nu_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1-K_o)[a_3 + (1-2\nu)b_2]\text{sen}2\theta \quad (3.18)$$

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2} (1-K_o)(1-a_o) + \frac{1}{2} (1-k_o)(1-2a_3) \cos 2\theta \quad (3.19)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4} (1-K_o)(1-2a_2 + 2b_2) \cos 2\theta \quad (3.20)$$

Assim, ao aumentar a rigidez relativa do duto pelo aumento do módulo de deformabilidade do duto ou da relação entre a espessura e o raio do duto, crescem as forças de contato e os esforços do duto, força axial (T) e Momento(M). dutos muito flexíveis não apresentam momento.

A primeira análise está baseada em duto de aço de grande relação entre o diâmetro e a espessura, já que o diâmetro do duto utilizado foi de um metro e a parede do duto foi definida como um centímetro, cumprindo as requisições da Norma 12712 (ABNT, 2002) para

espessuras mínimas. Neste sistema, foi determinado que o peso específico seco do solo compactado na região da envoltória é igual a 18 kN/m³ e a distância da superfície do solo aterrado até o teto do duto igual a 0,90 metros, cumprindo o requisito da altura mínima de cobertura da Norma 12712 (ABNT, 2002) para dutos sob valas de drenagem de rodovias e ferrovias. Além disso, o K₀ do solo compactado foi estabelecido igual a dois, devido a pouca profundidade da instalação e a compactação confinada do solo da envoltória.

Para o método de Boussinesq, utilizou-se a análise da interação de quatro cargas pontuais de 75 kN distanciadas dois metros entre si simulando a passagem de dois veículos-tipo 450 kN, com três eixos. Utilizou-se também a interação de carga de uma faixa larga sobre o maciço com valores de 5 e 120 kPa, como se prevê que seja o comportamento de uma rodovia e ferrovia, respectivamente, sobre o solo que comporta o duto. Para a análise, o centro do duto foi locado diretamente sobre o centro da rodovia e neste caso, os ângulos teta e beta das representações esquemáticas da Figura 3.1 são iguais a zero.

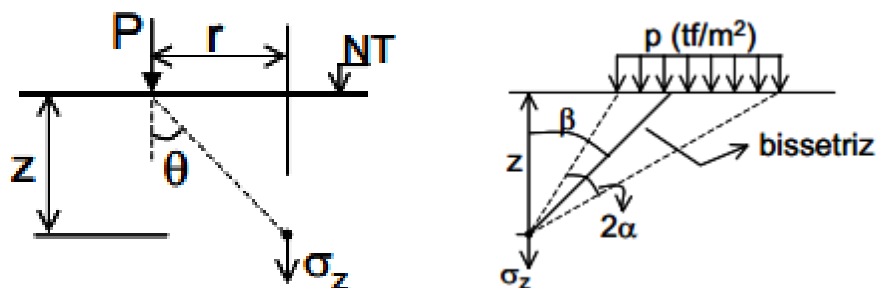


Figura 3.1 – Representação esquemática de acréscimo de carga pontual e faixa larga por Boussinesq (modificado de Cavalcante, 2006).

A formulação propostas por Boussinesq para acréscimo de carga vertical devido uma carga pontual é:

$$\sigma_z = \frac{3P_z}{2\pi z^2} \cos^5 \theta \quad (3.21)$$

As formulações propostas por Boussinesq para cargas em faixa larga são:

$$\sigma_z = \frac{P_z}{\pi} (\text{sen}2\alpha \cdot \cos 2\beta + 2\alpha) \quad (3.22)$$

$$\sigma_x = \frac{P_z}{\pi} (2\alpha - \text{sen}2\alpha \cdot \cos 2\beta) \quad (3.23)$$

$$\tau_{xz} = \frac{P_z}{\pi} (\text{sen}2\alpha \cdot \text{sen}2\beta) \quad (3.24)$$

Para análise, estipularam-se dois tipos de carregamentos: rodoviário e ferroviário. Para o caso rodoviário utilizou-se as condições estipuladas na Norma 7188 (ABNT, 1984) e para o caso ferroviário utilizou-se a Norma 7189 (ABNT, 1983). Baseado nas fórmulas de Boussinesq verificadas anteriormente, utilizou-se um peso específico para o solo compactado de 18 kN/m³, igual ao valor do exemplo anterior.

Utilizando as teorias de Kirsch, Boussinesq e Einstein & Schwartz (1979), optou-se por determinar a influência da rodovia nas tensões que ocorrem em volta do duto, porém o valor de tensão distribuída é muito baixo (5 kPa), verificado somente nas análises numéricas. Assim, utilizaram-se quatro carregamentos pontuais de 75 kN, considerando dois veículos de 450 kN, com espaçamento de 2 metros para as cargas radiais acima do duto para o caso de Kirsch.

Para avaliar a influência da ferrovia nas tensões que ocorrem em volta do duto pelo método de Kirsch e Einstein & Schwartz (1979), foi utilizado um carregamento distribuído de 120 kPa para a bitola de 1,00 metros, em duas vias com 3,00 metros de largura, assim o total da largura carregada é de 6,00 metros, considerando dois veículos de transporte de minério de ferro. A Figura 3.2 apresenta os esquemas de carregamentos utilizados nas análises.

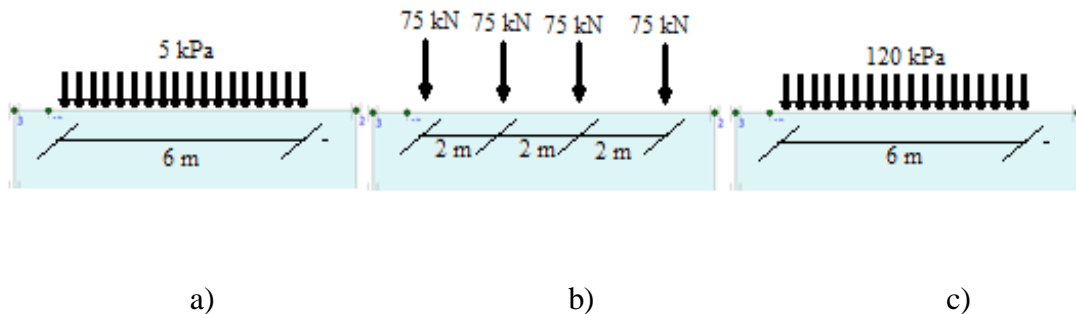


Figura 3.2 – Esquemas dos carregamentos no maciço: a) rodoviário distribuído; b) rodoviário pontual; c) Ferroviário.

Foram calculadas as tensões tangenciais para a parede e para o teto em diferentes profundidades de instalação do duto. Assim, de acordo com o tamanho da cobertura de solo acima da estrutura, a tensão atuante devido ao peso do solo e a influência do bulbo de pressões calculado por Boussinesq é alterada. Como o duto está centrado abaixo da rodovia, o

ângulo β é igual à zero. A profundidade foi medida até uma distância de dez metros e o coeficiente de empuxo lateral inicial utilizado foi de dois, como nos exemplos sem carregamentos, simulando o efeito da compactação da vala.

Além disso, foram feitos os estudos utilizando os métodos de Marston-Spangler para a comparação com o método de Kirsch, Boussinesq e Einstein & Schwartz (1979), utilizando os mesmo dados de solo, estrutura do duto, e carregamentos externos utilizando a Norma 7188 (ABNT, 1984) e a Norma 7189 (ABNT, 1983).

3.2. Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos é, atualmente, um dos métodos numéricos mais consolidados para aplicação em estudos de Engenharia Civil, utilizado em diversas aplicações. É um método que é constantemente aprimorado para atender aspectos particulares das suas aplicações, adaptando-se a novas tecnologias e estudos como modelos constitutivos dos materiais, representação da sequência construtiva e a diversificação de carregamentos externos e internos de estruturas.

Em Geotecnia, o método é particularmente importante devido às diversas condições quanto aos tipos de materiais utilizados, diversas condições de contorno, de geometria, de acoplamento de estudos mecânicos e fluxos, além de carregamentos externos diferenciados.

Na formulação do Método dos Elementos Finitos para problemas de condutos enterrados é, assim como em outras análises, representado o modelo real por uma malha de elementos finitos conectados por nós. O vetor dos deslocamentos nodais e o vetor de forças nodais equivalentes estão relacionados através de uma matriz de rigidez numa equação de equilíbrio, que pode ser formulada por meios energéticos ou de equações diferenciais.

Cada elemento da matriz de rigidez é função da geometria, do material, da função adotada para cada elemento finito. O tamanho da matriz de rigidez é proporcional ao número total de nós do modelo e do número de graus de liberdade de cada nó. As contribuições de cada nó são adicionadas à matriz de rigidez global. Assim, pode-se estabelecer um sistema de equações para o problema, cuja solução fornece as variáveis nodais procuradas.

Quando o cálculo do sistema analisado considera não linearidades físicas ou geométricas, é necessário subdividir o carregamento total em incrementos de carga para a atualização da

matriz durante o processamento. É necessário estabelecer um processamento iterativo de convergência, aproximando as não linearidades em pequenas análises lineares. A convergência é o resultado que mostra a aproximação do procedimento linear ao valor real.

Assim, para regiões onde ocorrem as maiores variações de incógnitas do sistema, é necessário que se utilize elementos menores, para convergência das funções aproximadoras. Para problemas simétricos, como o de dutos enterrados, a divisão do modelo pelo plano de simetria é necessária para reduzir o número de nós e elementos, reduzindo os cálculos e tempo de processamento.

Assim, a utilização do Método de Elementos Finitos para análise de dutos enterrados, de acordo com Watkins & Anderson (2000) traz as vantagens do estudo da sequência construtiva do aterro, da consideração de não linearidade físicas e geométricas, além da heterogeneidade das propriedades do solo. Pode apresentar ainda o estudo do escorregamento ou da aderência da interface entre o solo e duto, a determinação dos valores de tensões de deformações em cada elemento do sistema, a determinação de regiões mais críticas e consideração da relação não linear entre tensão e deformação do solo.

Os estudos de dutos enterrados desenvolvidos pelo Método dos Elementos Finitos devem apresentar a correta geração do modelo, onde normalmente são utilizados modelos bidimensionais assumindo o estado plano de deformação. São utilizados na modelagem três tipos básicos de elementos: Solo, Viga e Interface, demonstrados na Figura 3.3 com a malha utilizada nos casos analisados .

O elemento de solo é um elemento plano, podendo ser triangular ou quadrilátero, assim, de acordo com a situação apresentada pode ser requisitado o refinamento da malha e diminuição do elemento para o cálculo do elemento. Por se tratar da representação do solo, a utilização do comportamento mecânico não linear é necessária pela utilização das propriedades físicas estabelecidas pelos modelos constitutivos utilizados.

O elemento de viga é utilizado para simular o conduto. Assim, é um elemento linear normalmente com comportamento elástico-linear e composto por dois nós, os quais possuem três graus de liberdade. Por ser um elemento linear, após a convergência do sistema, além dos deslocamentos, são obtidos a força normal, cortante e o momento do elemento.

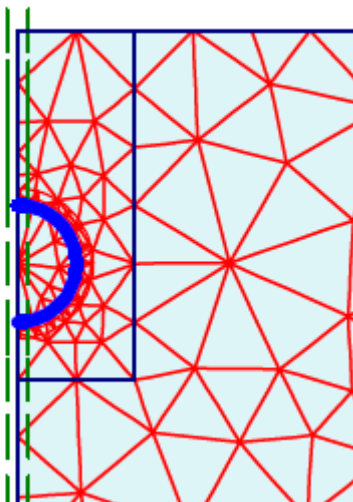


Figura 3.3 - Elementos utilizados na análise de dutos enterrados.

O elemento de interface é utilizado para agregar o comportamento mecânico do conduto e do solo adjacentes, seja para simular o atrito ou o escorregamento que ocorre entre os dois materiais. É um elemento normalmente sem dimensão, composto de molas de comportamento elastoplástico, que permitem o deslocamento relativo entre os nós localizados na mesma coordenada.

3.3. Modelagem Numérica com o Programa Computacional PLAXIS®

O Plaxis (Finite Element Code For Soil and Rock Analyses, Version 8.2) desenvolvido pela Universidade de Delft, Holanda, é um programa que apresenta várias metodologias de elementos finitos desenvolvidas para aplicações a diversos problemas geotécnicos inerentes a diversas situações. Pode se utilizar elementos em duas ou três dimensões para a análise.

A forma de compatibilizar o problema real com a simulação numérica, apesar de apresentar algumas limitações, é feita de forma simples no pré-processamento, onde são executadas diversas rotinas até a análise final. Algumas críticas são feitas ao programa, já que este não permite o acesso ao arquivo de entrada e de saída de dados (exceto pela interface do mesmo), análise de resultados intermediários e mudança nas técnicas de solução, assim, apresenta menor capacidade de generalização para diversos tipos de problemas.

As leis constitutivas que podem ser utilizadas pelo usuário para simular os elementos de viga e de solo são: modelo elástico linear, modelo de Mohr-Coulomb, modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico, modelo de amolecimento e modelo que considera a deformação dependente do tempo (creep).

Para cada novo projeto a ser analisado, o primeiro passo no programa é a criação do modelo geométrico que consiste na representação do problema real através de pontos, linhas e áreas fechadas. Deve-se executar o modelo geométrico considerando as camadas de solo, objetos estruturais, as fases de construção e os carregamentos. Outra consideração importante é a utilização de modelos com dimensões adequadas para que os limites não influenciem o resultado do problema. A Figura 3.4 mostra a interface principal do programa, onde é realizada a criação do modelo geométrico.

Além da área principal de desenho, a Figura 3.4 demonstra a barra de ferramentas, onde é possível acessar ao modelo de cálculos, ao programa de saída de resultados, ao programa onde são geradas as curvas de análises, além das opções tradicionais de novo projeto, abrir, salvar, imprimir e desfazer. Já na barra de elementos é possível criar elementos de linha, de viga, de interface, molas, ancoragens, túneis ou fixar as condições de contorno. Também é possível estipular cargas distribuídas, cargas únicas, descrever deslocamentos, estabelecer as propriedades dos materiais, gerar a malha e estabelecer as condições iniciais da análise.

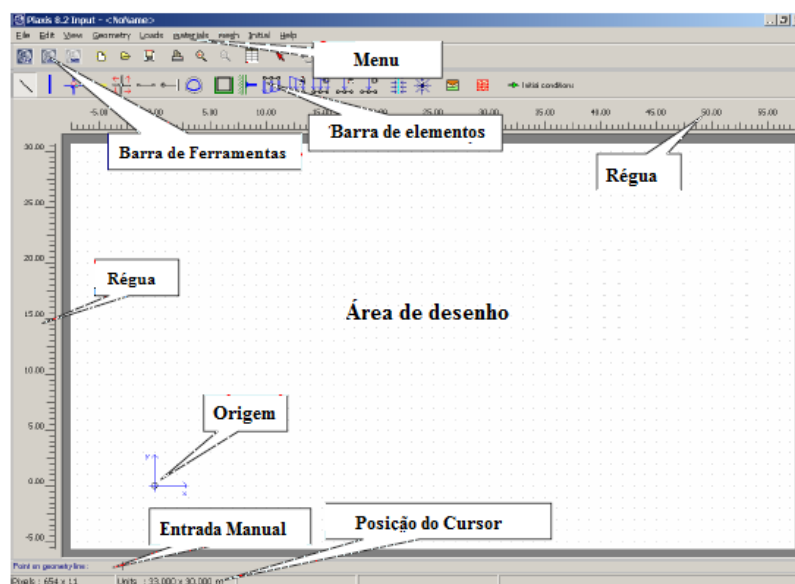


Figura 3.4 – Janela principal do Plaxis®.

Após a criação do modelo geométrico, o modelo dos elementos finitos pode ser gerado, a depender da resolução da malha e de pontos a serem analisados pelo usuário. No caso da versão 8.2, as áreas são divididas em elementos triangulares, com a análise através de elementos de 6 ou 15 nós. No caso de análises mais refinadas, são utilizados elementos de 15 nós. Além dos deslocamentos dos nós, as tensões e deformações são calculadas em pontos no interior do elemento.

Após a criação da malha e estabelecimento dos refinamentos desta em regiões críticas, é necessário estabelecer as condições iniciais de nível freático e fluxo, configuração geométrica e o estado das tensões naturais. O estabelecimento de algumas das condições iniciais pode ser feito automaticamente pelo programa ou pelo usuário.

Depois da criação do modelo geométrico, da malha de cálculo e das condições iniciais pode-se proceder ao modelo de cálculos, com os dados de entrada já salvos. O programa de cálculo é utilizado para definir e executar as fases de cálculo necessárias ao modelo estudado. Podem-se definir também as formas de cálculo a serem utilizadas, as partes ativas e inativas do modelo geométrico em cada fase, e em alguns casos, alterar os dados de entrada necessários para a análise do modelo geométrico.

A Figura 3.5 demonstra a janela do programa de cálculo, onde são estabelecidas as fases, a forma de cálculo e os dados de cálculo. Por fim, podem-se selecionar nós ou pontos de tensão dos elementos para geração de curvas de análise.

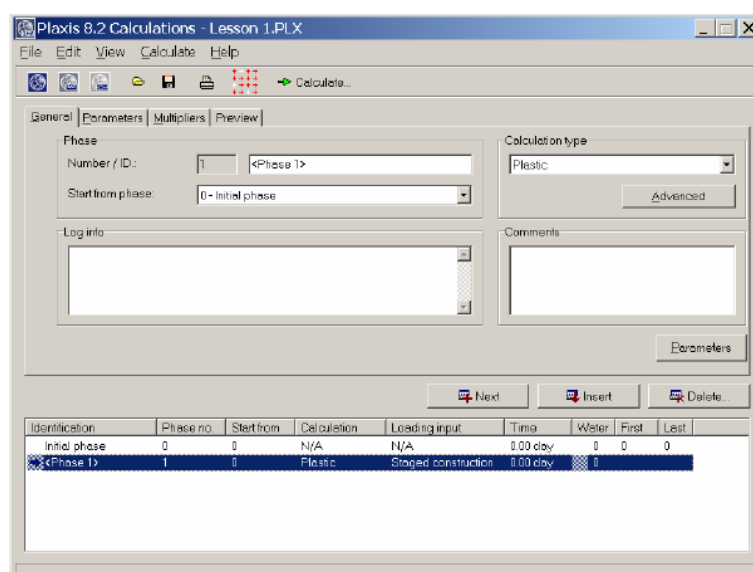


Figura 3.5 – Janela de cálculo do Plaxis®.

Durante a execução do cálculo, uma nova janela aparece contendo informações sobre o progresso de cada fase de cálculo. São mostradas a curva de carregamento-deslocamento, o nível dos sistemas de carregamentos e o progresso do processo de iteração. Após o fim do processo de cálculo, a informação de que o cálculo foi finalizado com sucesso é gerada e podem ser visualizados os valores finais de deslocamento, tensão, deformação de cada fase analisada, além de curvas determinadas pelo usuário no programa de saída.

A primeira análise que é demonstrada pelo programa é a malha deformada (cuja escala é alterada para assegurar que a deformação é visível ao usuário), mas, além disso, é possível escolher imagens que demonstrem os deslocamentos e tensões principais, além da direção de magnitude de todos os deslocamentos. As tensões efetivas também podem ser demonstradas, assim como o fluxo de água no solo, em todo o modelo geométrico ou em seções selecionadas pelo usuário. Nos elementos de viga são demonstrados a tensões normais, cisalhantes, momentos fletores e deslocamentos.

3.4. Metodologia das Análises Numéricas

As análises numéricas realizadas no PLAXIS® serviram de base para entendimento do programa, comparação com as análises analíticas e estudo do comportamento mecânico dos dois diferentes dutos explicitados na Tabela 3.1. O duto 1 é fabricado em aço corrugado, solução que serve para a instalação de bueiros e galerias, canalização de córregos e rios, cobertura de correias transportadoras além de passagem de pedestres abaixo de pontes e viadutos. O duto 2 é um duto fabricado em aço utilizado para gasodutos, o qual também possui diâmetro externo igual a 1 metro e espessura de 0,009 metros.

Tabela 3.1 – Dutos analisados nas análises numéricas.

	Diâmetro Externo (m)	Espessura (m)	E (kPa)	I (m⁴/m)	A (m²/m)	v	Peso (kN/m)
Duto 1 - Aço corrugado	1,00	0,002	2,10x10 ⁸	9,63x10 ⁻⁸	1,97x10 ⁻³	0,35	0,154
Duto 2 - Aço	1,00	0,009	2,10x10 ⁸	6,08x10 ⁻⁸	9,00x10 ⁻³	0,33	0,71

Por apresentar uma espessura maior, o segundo duto apresenta um peso por metro (kN/m) maior. Os dois dutos por serem fabricados em aço apresentam a mesma rigidez (kPa), mas por terem formas e dimensões maiores apresentam momentos de inércia diferentes (m^4/m) e áreas diferentes.

A escolha de 1 metro de diâmetro serve de comparação com as análises analíticas. Para a análise utilizou-se apenas um modelo para os dois dutos. Esta medida foi tomada, pois nas simulações realizadas no PLAXIS® troca-se apenas o material do qual o duto é composto, permanecendo as suas dimensões. Para a análise do duto um foi escolhido o aço corrugado que apresenta 0,1 metros de distância entre as ondulações das chapas, como mostra a Figura 3.6.

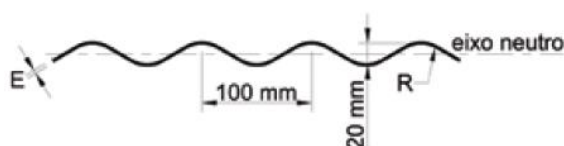


Figura 3.6 – Chapa corrugada MP100 (modificada do manual da Armco®)

Todas as análises foram realizadas utilizando os dois dutos em diversas situações com base nas características do solo 1 e solo 2 da Tabela 3.2. O solo um pode ser classificado como uma argila que apresenta uma coesão maior e coeficiente de permeabilidade menor que o solo dois. O solo dois pode ser classificado com uma areia com baixa coesão e coeficiente de permeabilidade maior. Por utilizarem os mesmos dados, as análises utilizando apenas o solo um podem ser comparadas com as análises analíticas realizadas no Capítulo 4.

Tabela 3.2 – Tipos de solos utilizados nas análises numéricas

	Peso específico natural (kN/m^3)	Peso específico saturado (kN/m^3)	K_x (m/dia)	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ ($^\circ$)
Solo 1	18	19	0,001	3400	0,33	5,5	24
Solo 2	16,5	20	1	80000	0,3	1	31

Como base de comparação das análises analíticas foram utilizados dois coeficientes de empuxo no repouso. O primeiro leva em consideração apenas a fórmula de Jaky utilizada no PLAXIS®, $K_0 = 1 - \text{sen}\varphi$, onde φ representa o ângulo de atrito do solo. O segundo coeficiente de empuxo no repouso utilizado foi $K_0 = 2,0$.

Para as análises, foi utilizado um problema de deformação plana, no qual se analisou somente a metade da malha. O modelo geométrico na região do duto foi separado em duas regiões: a primeira onde está instalado o duto representa a vala de instalação considerando que ela é escavada e depois aterrada. Nesta região o duto está instalado com 0,50 metros de distância da borda da direita e da borda do fundo. Na segunda região são apresentadas as áreas adjacentes à vala. Como forma de limitar-se a influência das bordas no comportamento do duto, utilizou-se um distanciamento de dez metros para a lateral e para o fundo.

Na Figura 3.7 estão demonstradas as três alturas de cobertura utilizadas: a) 1,50 m, b) 4,50 m e c) 6,50 m e as dimensões das regiões analisadas.

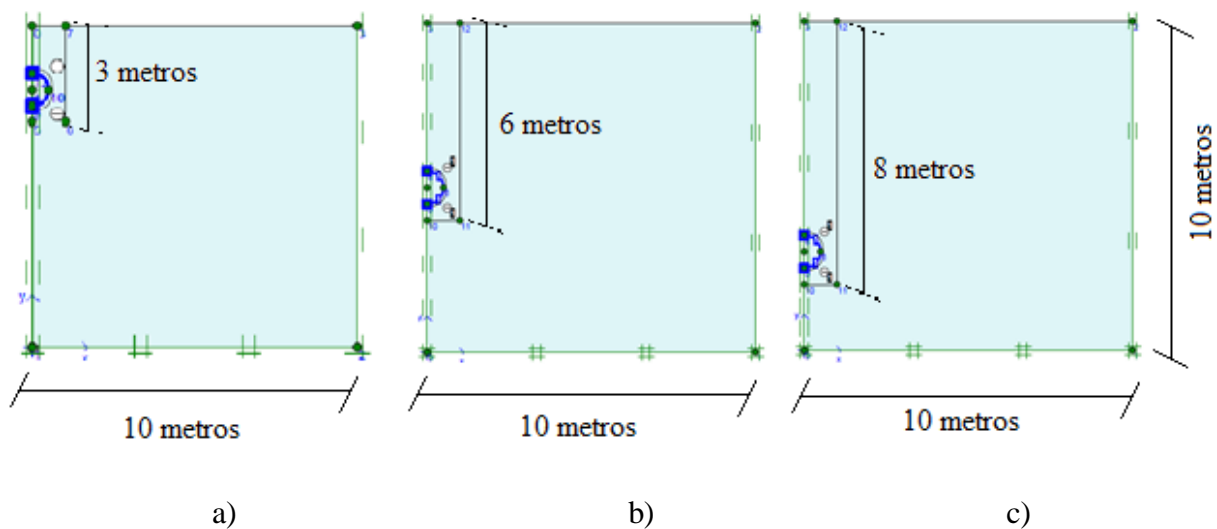


Figura 3.7 – Três alturas analisadas para o duto em solo homogêneo: a) $H=1,50$ m; b) $H=4,50$ m; c) $H=6,50$ m.

Nas análises no PLAXIS®, foram utilizadas três fases de cálculo, como demonstradas na Figura 3.8, onde são analisadas para a altura de cobertura de 6,50 metros. A parte (a) representa o maciço homogêneo sem perturbação (duto inativo representado na cor cinza). A parte (b) apresenta a segunda fase, onde o duto é ativado e a região do solo no interior da

estrutura é desativado, simulando a instalação do duto. Já a terceira fase de cálculo, apresentada na parte (c), apresenta uma compressão na parte superior do duto devido a sua interação com o solo após a instalação.

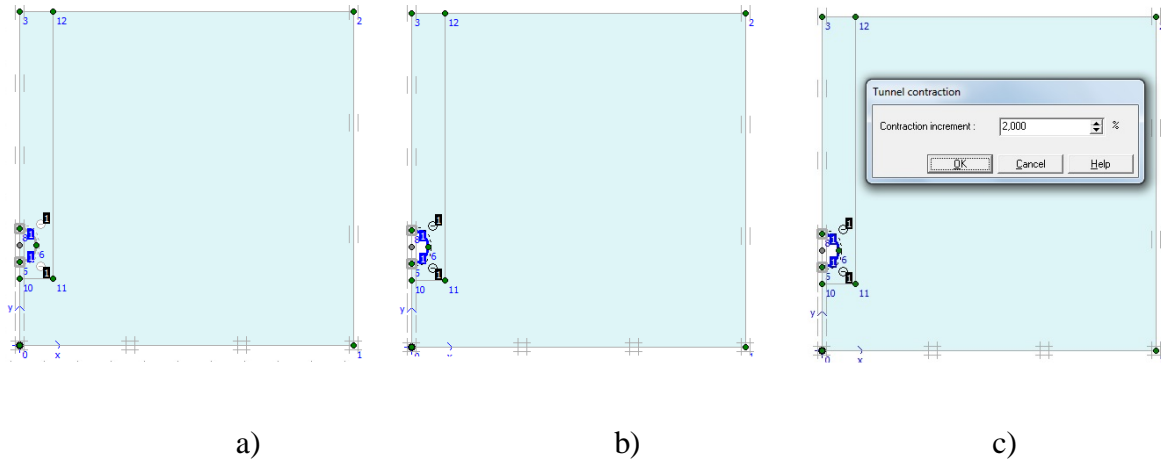


Figura 3.8 – Três etapas analisadas em solo homogêneo: a) terreno natural; b) instalação do duto; c) contração da estrutura.

Foram realizadas 34 simulações, alterando-se os parâmetros de K_0 , altura de cobertura, tipos de solos e de dutos. Assim, foi possível estudar as diferenças dos comportamentos mecânicos dos dutos em situações com e sem influência das cargas superficiais. Assim, foram estudados dez tipos de casos, demonstrados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Resumo dos casos analisados

Caso	Tipo de Duto	Solo da Vala	Solo da envoltória	K_0	Contração	Observação
1	Duto 1	Solo 1	Solo 1	0,593/2	5%	-
2	Duto 2	Solo 1	Solo 1	0,593/2	5%	-
3	Duto 1	Solo 1	Solo 1	2	2%	-
4	Duto 1	Solo 1	Solo 2	2	5%	-
5	Duto 1	Solo 1	Solo 2	2/0,485	5%	-
6	Duto 1	Solo 1	Solo 2	2/0,485	5%	Nível freático
7	Duto 1	Solo 1	Solo 1	0,593/2	5%	Rodovia
8	Duto 1	Solo 1	Solo 2	2/0,485	5%	Rodovia
9	Duto 1	Solo 1	Solo 2	2/0,485	5%	Ferrovia
10	Duto 1	Solo 1	Solo 2	2/0,485	5%	Ferrovia

No primeiro caso, utilizou-se o duto 1 e somente o solo 1 para toda a região analisada, além disso, foi adotada a contração do duto após a instalação de 5%. Foram feitas seis análises diferentes, nas quais se utilizaram os dois K_0 e as três alturas de coberturas propostas.

No segundo caso, utilizou-se o duto 2, somente solo 1 e a contração de 5% do duto. Foram realizadas quatro análises, onde na cobertura com 1,5 metros de altura, utilizaram-se os dois coeficientes de empuxo no repouso, e nas demais coberturas, utilizou-se somente $K_0 = 2$.

No terceiro caso, foram feitas três simulações com o duto 1, solo 1 e $K_0 = 2$. Neste caso, a contração de 2% foi utilizada para as três alturas de cobertura.

A partir do quarto caso, utilizou-se o solo 2 para o maciço não escavado. Assim, foram feitas três simulações com mudança nas alturas de cobertura, utilizando o duto 1, $K_0 = 2$, e contração de 5%.

No quinto caso, utilizou-se o K_0 calculado pela fórmula de Jaky para a parte do modelo geométrico que corresponde o terreno não escavado e o $K_0 = 2$ para o solo do interior da vala, simulando a compactação após a instalação do duto. Neste caso, utilizou-se somente o duto um e a contração de 5%. Foram realizadas três análises com as três alturas de cobertura.

No sexto caso, utilizaram-se todas as características das análises realizadas do quinto caso, mas com a presença do nível freático natural na altura do terreno. Estudou-se assim, o efeito da instalação de dutos submersos, quando apresentam grandes riscos de contaminação.

No sétimo caso, adicionou-se acima do nível do terreno uma carga diretamente aplicada, simulando o efeito de uma rodovia sobre o comportamento mecânico do duto enterrado. Foram feitas três análises do modelo geométrico utilizando as hipóteses do primeiro caso.

No oitavo caso, utilizou-se o modelo geométrico estudado no quinto caso com a adição da sobrecarga devido à rodovia acima do duto. Estudou-se então o efeito da rodovia em casos de diferentes tipos de solo na instalação.

No nono caso, utilizou-se o modelo geométrico do oitavo caso com a sobrecarga devido à ferrovia acima do maciço. Utilizou-se três alturas de cobertura e pode-se comparar o efeito da sobrecarga e da altura de cobertura na instalação do duto.

No último caso utilizou-se uma escavação no solo 2, porém com 100 kPa de coesão, para comparar o efeito da instalação em fissuração acima do duto.

4. ANÁLISES DOS MÉTODOS ANALÍTICOS PARA DUTOS ENTERRADOS

Neste capítulo apresentam-se as teorias analíticas de Kirsch, Einstein & Schwartz (1979) e Boussinesq para análise de dutos e túneis enterrados e de carregamentos em meios elásticos lineares, respectivamente. A seguir apresentam-se os cálculos utilizados para o carregamento rodoviário, considerando a Norma 7188 (ABNT, 1984) e os cálculos utilizados para o carregamento ferroviário, considerando a Norma 7189 (ABNT, 1983) e os resultados encontrados para a tensão e deformação utilizando as teorias de Marston-Spangler.

4.1. Tensões Radiais e Tangenciais pelo Método de Kirsch para Dutos

As primeiras análises foram feitas utilizando o duto de diâmetro de 1 metro com espessura de 0,01 metros. O peso específico seco do solo compactado é igual a 18 kN/m^3 e a cobertura apresenta-se entre 0,90 metros e 10 metros. Além disso, adotou-se o K_0 do solo compactado igual a 2.

Assim, as Figuras 4.1 e 4.2 mostram a variação das tensões tangenciais e radiais ao longo da parede e do teto para uma tensão devido ao maciço de $16,2 \text{ kPa}$, valor da multiplicação de 0,90 metros pelo peso específico do solo. Foram utilizados os valores de $K_0 = 2,0$ e o raio de duto igual a 0,5 metros. Deve-se lembrar de que o método desenvolvido por Kirsch, por ser feito a partir da adaptação da teoria de furos em placas metálicas, considera o material do maciço como elástico linear e que a tensão atuante depende apenas do estado de carregamento do meio infinito e da relação entre as tensões horizontais e verticais do maciço.

A Figura 4.1 mostra valores de tensões para espaçamentos maiores que 0,90 metros referentes ao espaçamento entre o teto e o nível natural do terreno, para demonstrar o que acontece com as tensões radiais e tangenciais caso o estado de carregamento fosse o mesmo, mas o duto fosse instalado em maiores profundidades, já que o método exige pelo menos uma distância de 3 raios para os limites do maciço.

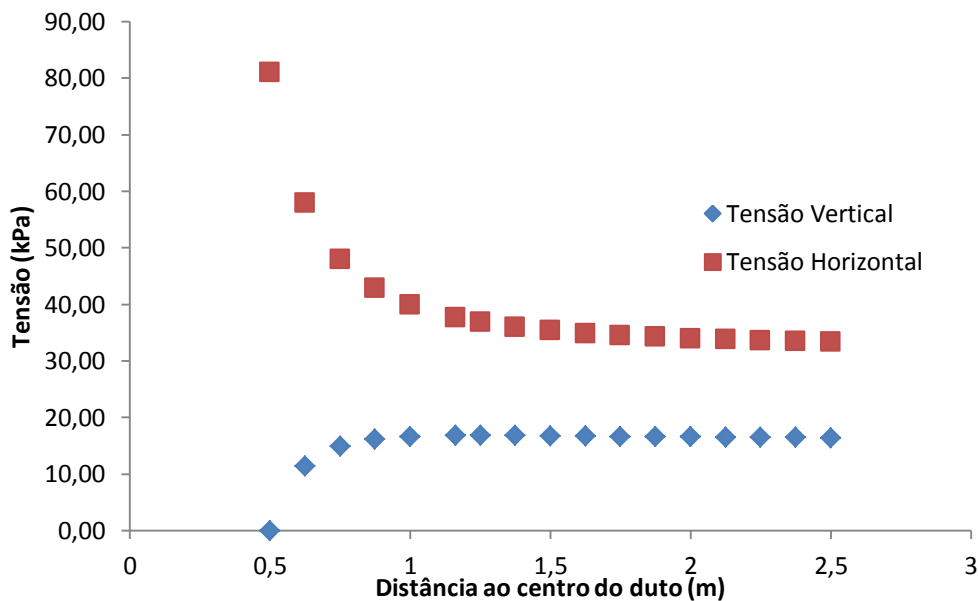


Figura 4.1 – Tensões no teto do duto utilizando o método de Kirsch, $K_0 = 2$.

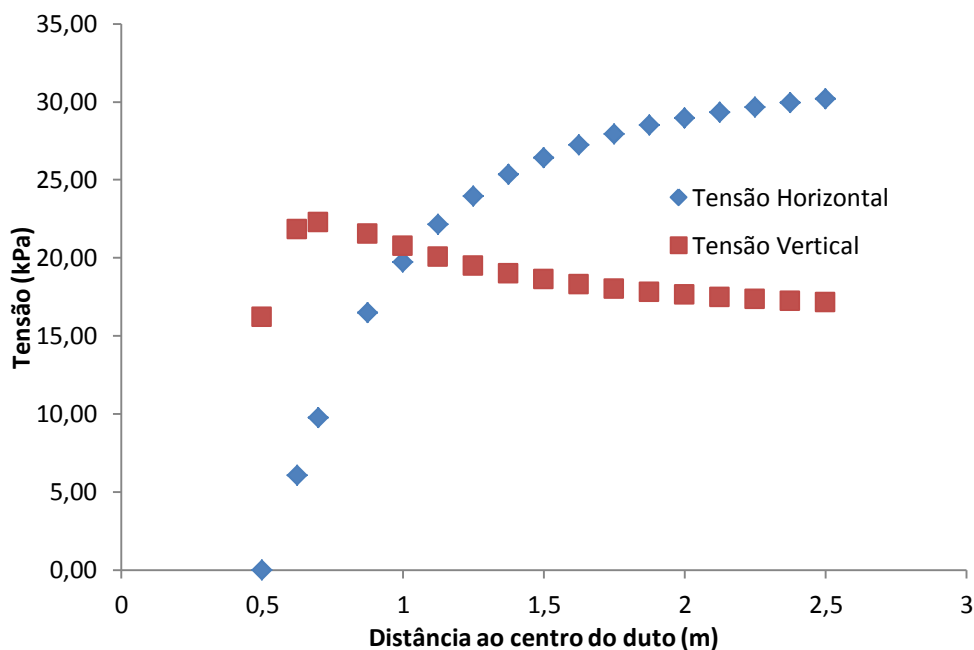


Figura 4.2 – Tensões na lateral do duto utilizando o método de Kirsch, $K_0 = 2$.

Nota-se para o teto, que a tensão horizontal parte do zero e atinge 16,9 kPa no limite de 0,90 metros para o teto do duto (1,4 metros para o centro do duto). Esta tensão retorna aos 16,2 kPa do maciço natural a grandes distâncias, não sendo portanto uma grande variação. No entanto, sabe-se que a tensão horizontal no nível do terreno é igual à zero, quando não há

sobrecarga na região. Já a tensão vertical parte de um pico de 81 kPa e após aproximadamente 0,50 metros retorna para o valor de 32,4 kPa, que é o resultado da multiplicação de K_0 pela tensão natural na altura do teto do duto. Pode-se perceber que sobre o maciço diretamente acima do duto, a tensão horizontal apresenta valores altos provocados pela sustentação do arco do duto. Essas tensões são transmitidas para as laterais do maciço, de forma a sustentar o teto da estrutura.

Percebe-se então que o pico da tensão horizontal no teto do duto ocorre a uma distância muito próxima, dentro da faixa de 0,50 metros ao redor do duto. Estes valores são válidos para $K_0 = 2,0$.

Percebe-se, pela Figura 4.2, que para a lateral do maciço, com a inversão dos sentidos em relação ao teto, a tensão horizontal parte do zero na borda do túnel para 30 kPa em uma distância aproximadamente 5 vezes maior que o raio do duto. Assim, após 2 metros de distância da lateral do duto, a influência deste no maciço ainda pode ser percebida, já que neste ponto a tensão horizontal é menor que 32,4 kPa referentes a tensão do maciço natural. A tensão vertical apresenta um pico de 22,24 kPa a uma distância de apenas 0,23 metros da parede do duto e aproximadamente 0,50 metros retorna para o valor equivalente do maciço natural. Assim, a presença do duto não afeta as tensões verticais do maciço mesmo com um metro de distância para o centro deste.

Foi medida também a variação que ocorre nas tensões horizontais e verticais do teto e da parede quando o coeficiente de empuxo no repouso é igual a 1, como demonstrado na Figura 4.3, onde é apresentado o gráfico da variação desses valores para a parede, idênticos aos do teto. Neste caso, tem-se que a máxima tensão tangencial tanto para a parede quanto para o teto ocorrem na borda do duto com valor igual a 32,4 kPa. Mesmo os pontos com 2 metros de distância à parede ou ao teto, ainda não apresentam os valores de tensões tangenciais e radiais equiparados com as tensões naturais e assim, ainda sentem a influência do duto.

Para uma avaliação da interação da carga que ocorre na superfície do maciço com o duto, deve-se levar em conta esses picos de tensões horizontais e verticais que ocorrem nas laterais e no teto do duto, respectivamente. A propósito desta variação dos picos de tensão em relação ao parâmetro K_0 foram realizadas as análises demonstradas na Figura 4.4.

Na Figura 4.4, percebe-se que há uma variação das distâncias dos picos de tensão radial no teto e de tensão tangencial na parede com a variação do parâmetro K_0 . Os valores das

ordenadas estão normalizados com o raio do duto, assim para K_0 igual a 2, o pico de tensão vertical na lateral do duto acontece aproximadamente a 0,70 metros do centro deste, ou seja, apenas a 0,20 metros da parede do duto. Já o pico de tensão vertical acima do teto para o mesmo $K_0 = 2$, ocorre a uma distância aproximadamente 250 % maior que o raio do duto, ou seja, bem perto do limite dos 0,90 metros de cobertura acima do duto, valor que confere com os resultados encontrados na Figura 4.1. Para a tensão horizontal no teto, as distâncias acima do raio normalizado de 2,8 superam a altura de 0,90 metros do cobrimento do duto.

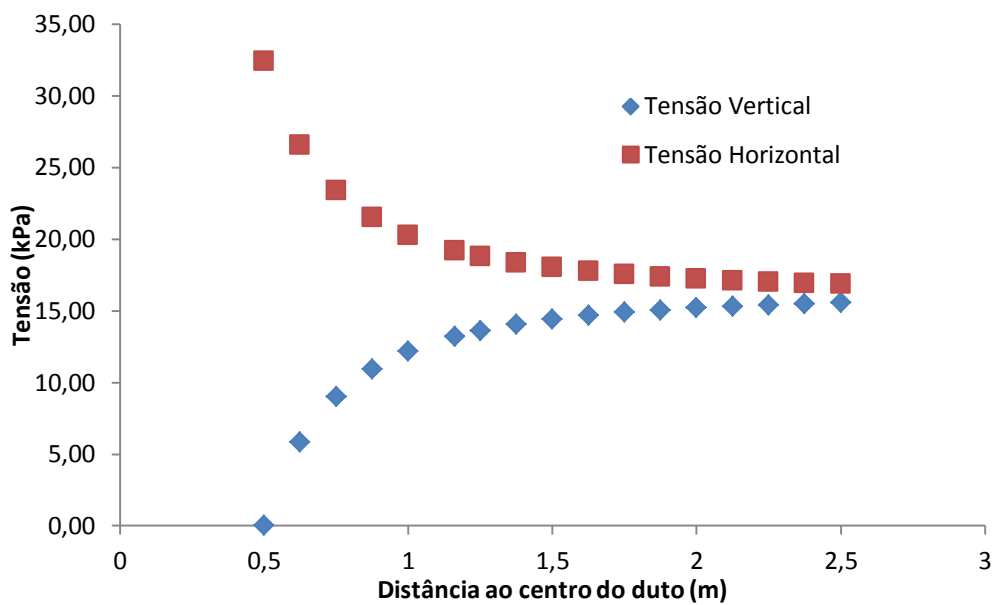


Figura 4.3 – Tensões na lateral do duto utilizando o método de Kirsch, $K_0 = 1$.

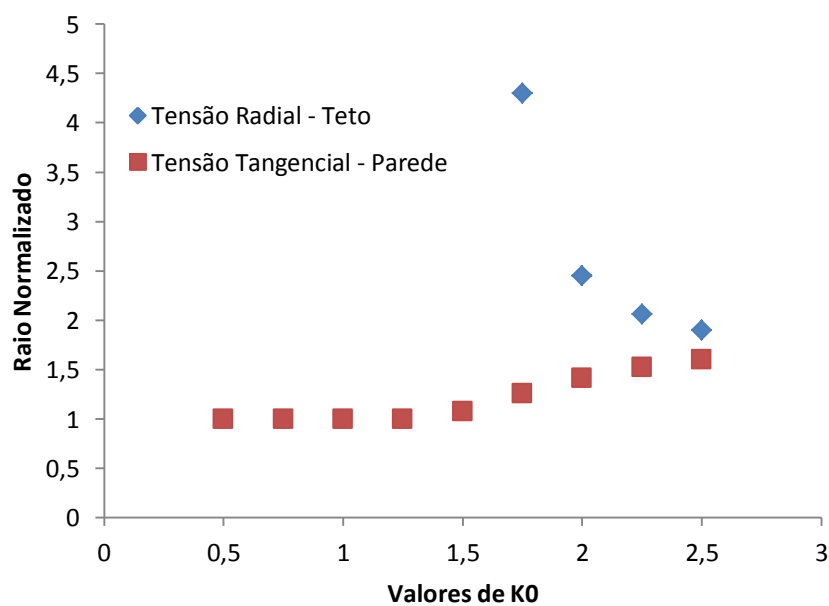


Figura 4.4 – Variações das distâncias dos picos de tensão com a mudança de K_0 .

Como conclusão dessa análise, a depender das condições de escavação e de aterro, deve-se estudar não só a parede do duto, mas também toda a região em volta do duto. Esta região pode apresentar limitações na capacidade de suporte tanto quanto no contato do maciço com a estrutura de transporte e no contato da vala com o maciço natural. Percebe-se que mesmo para pontos bem distantes das laterais do duto, há influência deste no comportamento mecânico do maciço onde a estrutura está instalada, podendo alterar estruturas adjacentes ou mesmo afetar o ambiente próximo.

4.2. Acréscimo de Tensões pelo Método de Boussinesq

Nas Figuras 4.5 e 4.6 são consideradas as análises conjuntas dos métodos de Kirsch e Boussinesq utilizando a tensão vertical calculada acima do duto e o acréscimo de carga devido a uma rodovia acima do duto. Primeiro utilizou-se o acréscimo de 5 kPa determinado pela Norma 7188 (ABNT, 1984), porém as tensões percebidas no duto praticamente não diferiram das análises sem acréscimo. Assim, foram utilizadas 4 cargas pontuais de 75 kN distanciadas em 2 metros simulando o carregamento de dois veículos-tipo 450 kN, com três eixos. A Figura 4.5 demonstra os acréscimos de tensões para as alturas de cobertura entre 0 e 10 metros. Percebe-se que a região onde ocorrem os principais acréscimos está aproximadamente a 1,20 metros abaixo da rodovia, como estabelecido pela Norma 12712 (ABNT, 1984).

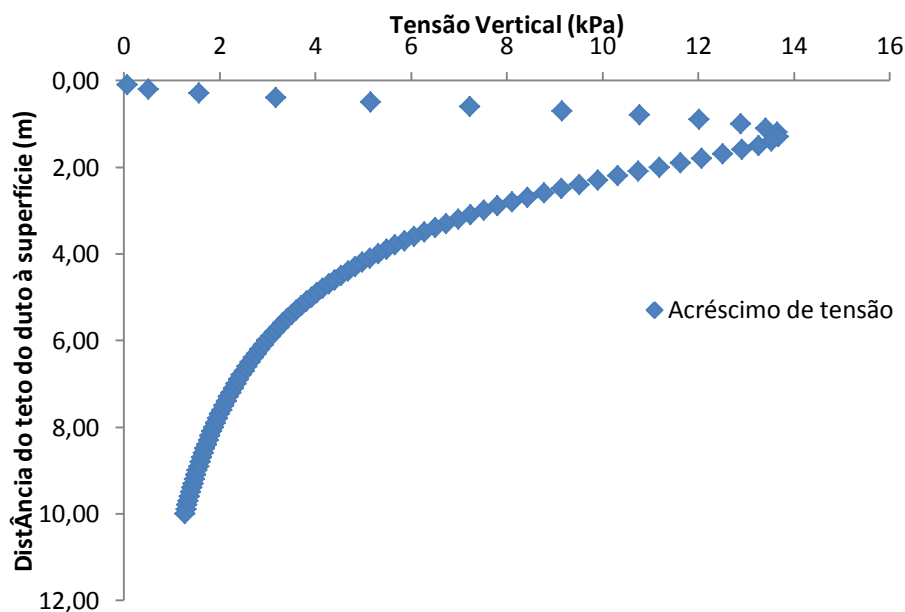


Figura 4.5 – Acréscimos de tensões verticais devido a rodovia acima do duto

Adotou-se também o cálculo de picos de tensões verticais acima do duto, considerando que na parede do duto a tensão vertical é zero e a soma dessas tensões com os acréscimos calculados por Boussinesq. A Figura 4.6 demonstra esta análise. Percebe-se que mesmo utilizando os carregamentos pontuais com valores mais altos, grande parte das tensões no duto se devem as tensões naturais, a não ser para poucas distâncias de cobertura.

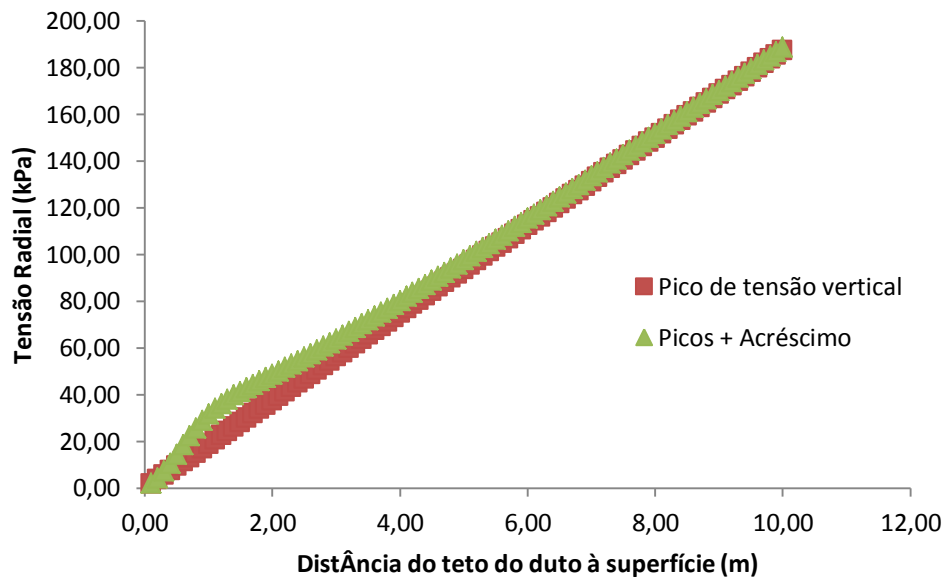


Figura 4.6 – Comparação dos acréscimos de tensões devido a rodovia e picos de tensões naturais no teto

Assim, partiu-se para análise utilizando uma ferrovia acima do duto, onde os valores dos carregamentos são maiores. Assim, utilizou-se um trem-tipo para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro TB-360. Neste caso, utilizou-se uma tensão de 120 kPa distribuída por 4,00 metros, considerando a passagem de dois trens lateralmente acima do duto e dois dormentes de 2,00 metros dispostos lateralmente com a bitola métrica.

Na primeira análise avaliaram-se as tensões horizontais no teto e verticais na lateral do duto sem considerar o acréscimo de carga na superfície, como forma de demonstrar a influência do maciço do comportamento da estrutura. Depois foi feita uma análise utilizando somente o método de Kirsch, na qual a tensão P_z utilizada é a soma da tensão que varia com a profundidade com a tensão distribuída na superfície de 120 kPa. E por fim, foi feita uma análise considerando a soma das teorias de Boussinesq e Kirsch, onde se estuda a influência

do bulbo de pressões na estrutura do duto. As Figuras 4.7 e 4.8 demonstram essas análises para o teto e a lateral respectivamente.

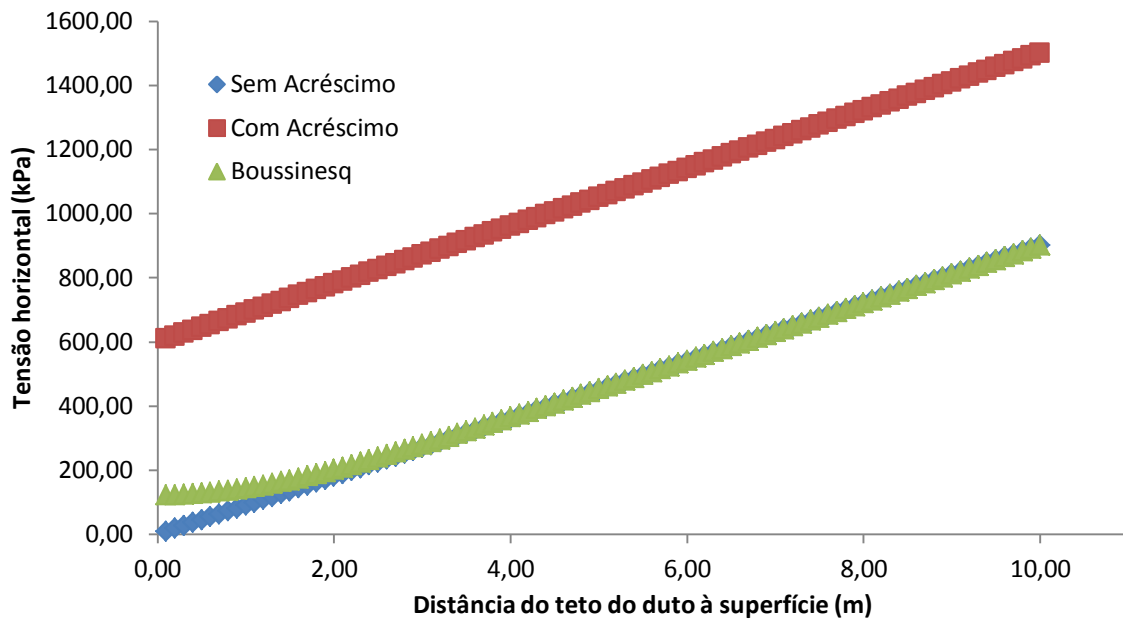


Figura 4.7 – Tensões horizontais no teto com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 2$.

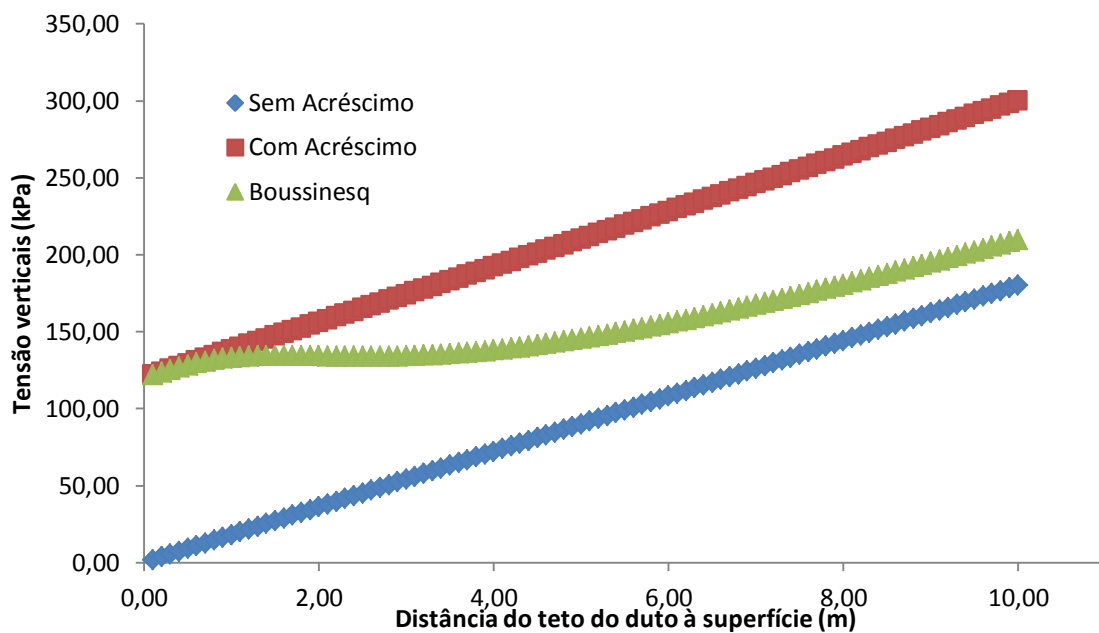


Figura 4.8 – Tensões verticais na lateral com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 2$.

Deve-se lembrar de que as tensões tangenciais têm sentidos diferentes quando medidas no teto ou na parede. No teto elas se apresentam na horizontal e o acréscimo de tensão devido

à ferrovia deve ser o acréscimo horizontal, já o acréscimo de tensão tangencial na região lateral deve ser o vertical. As medições das tensões radiais devem ser desconsideradas, já que pelo método de Kirsch, seus valores são iguais a zero tanto na parede quanto no teto, a partir da suposição que o interior do duto faz o transporte em pressão atmosférica.

Na Figura 4.7, percebe-se que para o duto colocado a dois ou mais metros de profundidade, a carga atuante é devida principalmente ao maciço, como se percebe pela aproximação das curvas com e sem utilização do método de Boussinesq. Já para a parede, a tensão total sobre o duto ainda depende do esforço realizado na superfície, mesmo se a estrutura for instalada há dez metros de profundidade. Ainda, nesta distância da superfície, a carga devida à presença da ferrovia representa aproximadamente 14% da carga total agindo sobre a parede do duto.

As Figuras 4.7 e 4.8 demonstram que apesar do bulbo de pressões atuar somente no teto em poucas profundidades, o solo das laterais é diretamente afetado pelas pressões verticais mesmo em grandes profundidades. Neste exemplo, não são consideradas as transferências de cargas devido ao arqueamento positivo em dutos flexíveis e intermediários, no qual, devido à diferença das rigidezes dos materiais do duto e da envoltória há a transferência de carga acima do duto diretamente para a envoltória. Este resultado demonstra que o comportamento do solo nas laterais do duto é diretamente afetado quando se apresenta um carregamento na superfície do solo acima do duto.

Mesmo para $K_0 = 1$, como nas Figuras 4.9 e 4.10, aproximadamente 8% do valor total da tensão vertical na parede é devido ao carregamento da superfície em dez metros de profundidade. Portanto, por esta análise é importante determinar qual é participação de cada parcela na carga total do duto em diferentes condições de maciço, e intensidade de carregamento, K_0 , raio do duto, peso específico seco da envoltória, e condições geométricas de instalação do duto.

Para a análise da importância de diferentes parâmetros nos resultados do comportamento do duto, utilizando as mesmas características para os exemplos anteriores, o K_0 foi gradualmente modificado e a influência da carga da ferrovia na tensão total da parede foi avaliada sempre a dez metros de profundidade. A análise da Figura 4.11 mostra que apenas para valores de K_0 acima de 2,75, mesmo com grandes profundidades, a influência do carregamento devido à ferrovia na parede do duto é maior que o carregamento do maciço

natural. Assim, o comportamento de tensões é principalmente devido às tensões naturais mesmo para grandes carregamentos como os ferroviários.

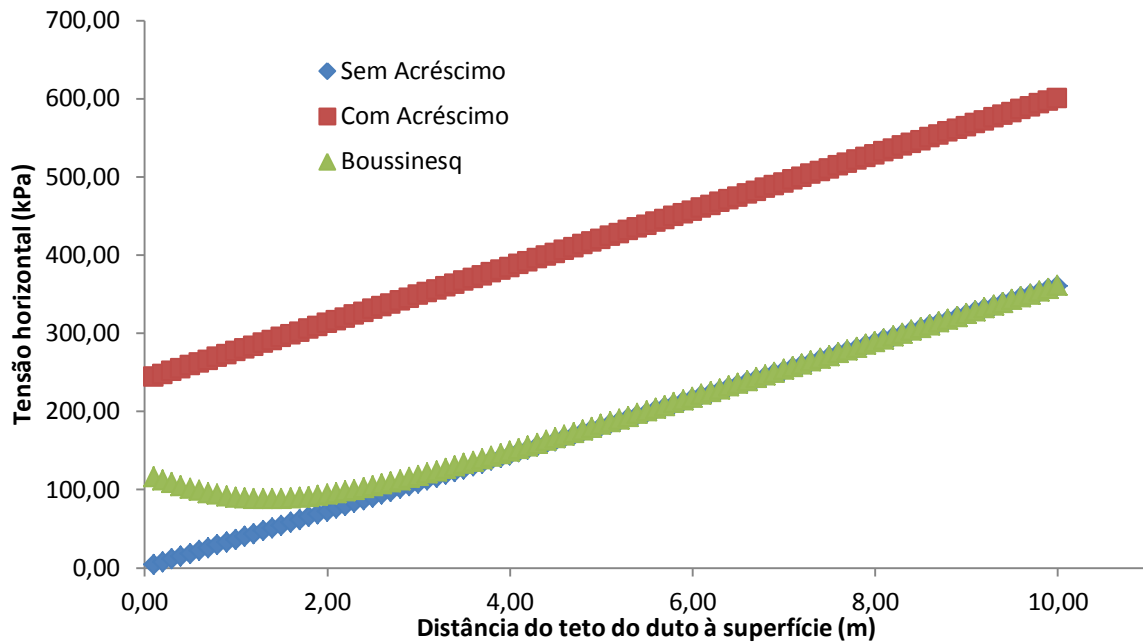


Figura 4.9 – Tensões horizontais no teto com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 1$.

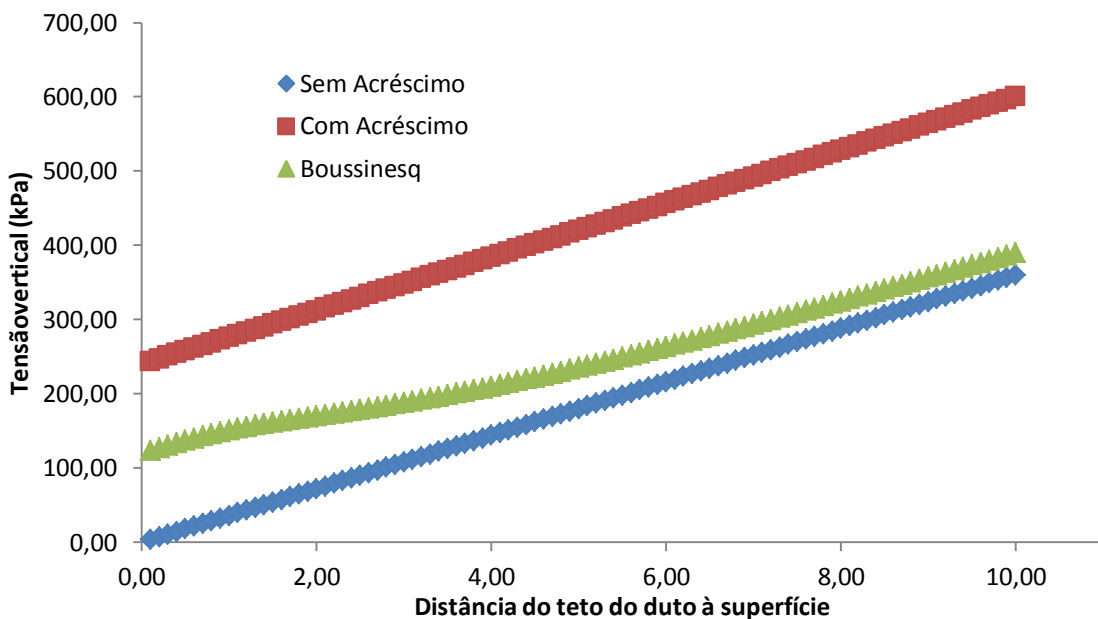


Figura 4.10 – Tensões verticais na lateral com acréscimo devido à ferrovia, $K_0 = 1$.

Deve-se lembrar de que para todos os cálculos utilizando as teorias de Kirsch e Boussinesq, determinou-se as tensões tangenciais na parede e no teto, e nestes casos, o

diâmetro do duto não interfere nos valores finais. Assim, para dutos de pequenos ou grandes diâmetros, os valores finais das tensões verticais na parede do duto dependem principalmente do peso específico do maciço, do coeficiente do empuxo e em poucos casos do acréscimo de tensões. A dimensão do duto interfere somente no comportamento do maciço adjacente à estrutura, no qual, quanto maior o diâmetro, maior a distância de influência da instalação no comportamento do solo.

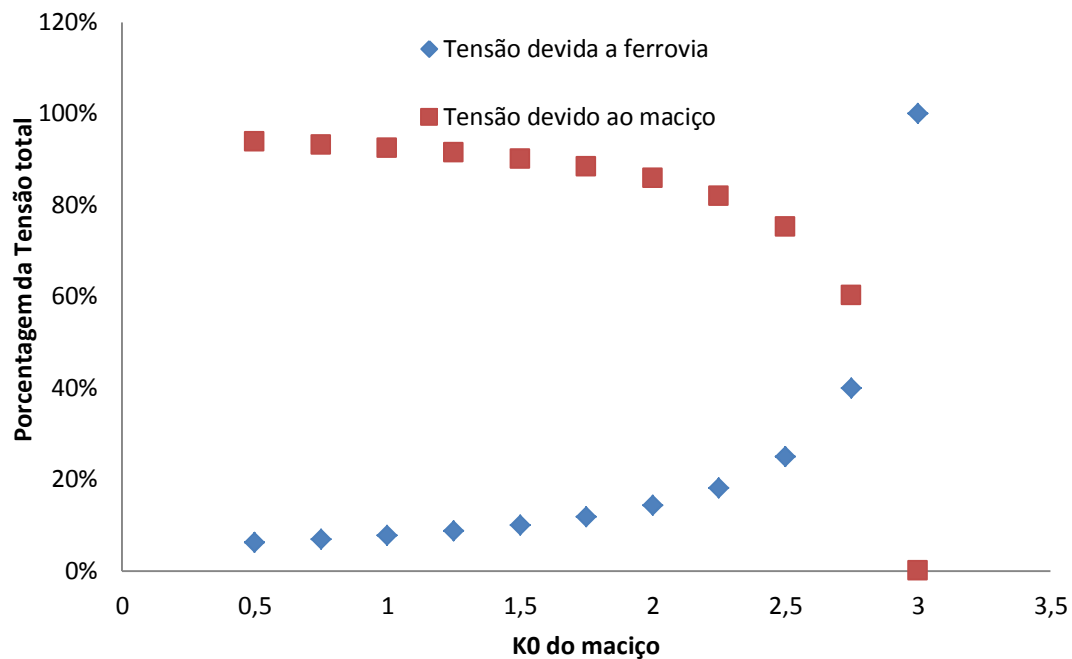


Figura 4.11 – Porcentagem do carregamento total devido a carga na superfície, com variação do K_0 do maciço.

Assim, deve-se avaliar o que ocorre no ponto de pico de tensão vertical na lateral com uma distância aproximadamente 40% maior do que o raio no sentido horizontal, como demonstrado na Figura 4.2, com a presença do carregamento na superfície. Esta análise é demonstrada na Figura 4.12.

Pode-se perceber que a análise com um raio 40% maior que o raio do duto, correspondendo a uma distância de aproximadamente 0,70 metros do centro do duto, a influência da ferrovia no maciço é menor que nos casos anteriores. Neste caso o ponto de medição do pico ainda se encontra diretamente abaixo da ferrovia e então a pequenas distâncias da superfície a sobrecarga ainda é grande, mas esta influência diminui rapidamente

em alturas de cobertura maiores que 3,00 metros. Assim, a influência da ferrovia no duto instalado com 10 metros de profundidade é apenas 11% da tensão vertical no ponto a 0,20 metros da lateral do duto.

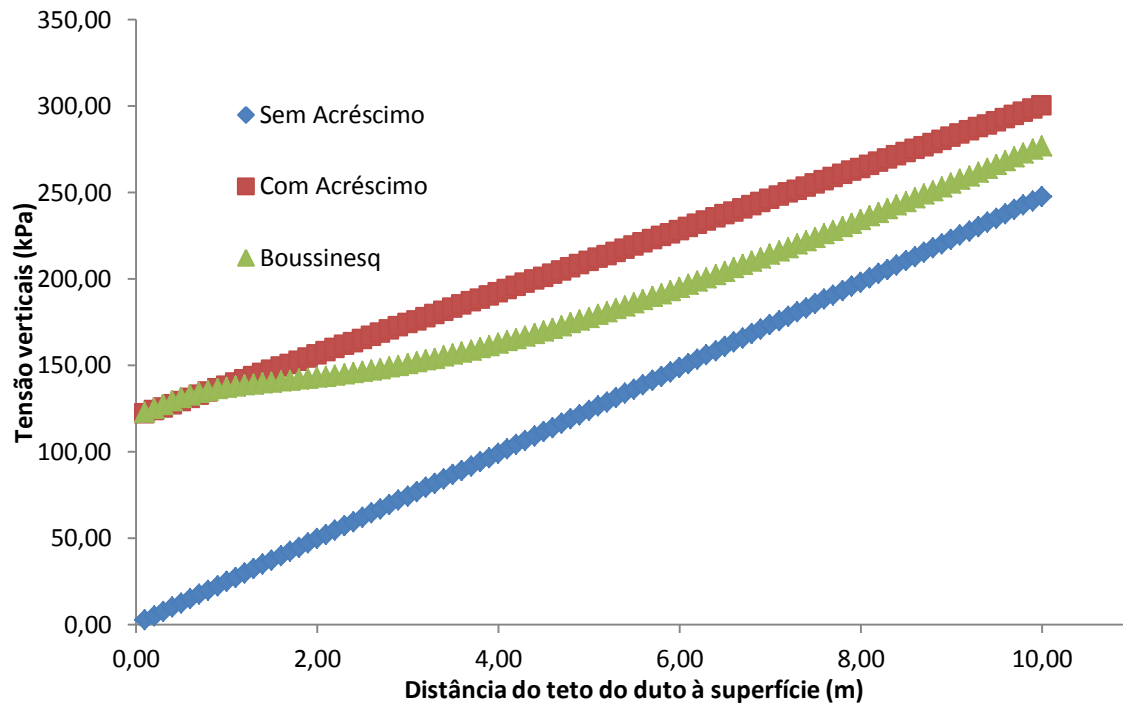


Figura 4.12 – Picos de tensões verticais no maciço lateral ao duto e acréscimo devido a ferrovia

Depois de feita a análise com o duto centrado no eixo da rodovia e avaliação do impacto das cargas superficiais nessas estruturas, calculou-se os casos em que os dutos estão colocados nas bordas das ferrovias. Para isso, foi feita a medição do acréscimo de cargas calculadas por Boussinesq quando o duto está distante do eixo do carregamento em 1 metro, 2,00 metros, 3,00 metros e 4,00 metros, em diferentes profundidades. Ou seja, quando o duto está ainda abaixo da ferrovia, quando ele está centrado na borda da rodovia e quando ele está totalmente fora do carregamento. A Figura 4.13 mostra somente os acréscimos calculados por Boussinesq.

Pode-se ver pela Figura 4.13 que os acréscimos de cargas em dutos fora do carregamento da ferrovia em pequenas profundidades são baixos, mas que se o duto estiver colocado há dois ou mais metros de profundidade, ele já sofre influência da sobrecarga na ferrovia, devido ao espreadimento do bulbo de pressões em maiores profundidades. Pode-se perceber também que

a influência da distância de instalação do duto em relação à ferrovia não interfere muito para grandes profundidades, onde todos os distanciamentos do eixo da ferrovia se mostraram com valores próximos e menores que 30 kPa, valor 25 % menor que o carregamento original. Para analisar a relação do acréscimo de cargas em diferentes posições com relação à tensão devida ao maciço, foi feita a Figura 4.14, onde o $K_0=2$.

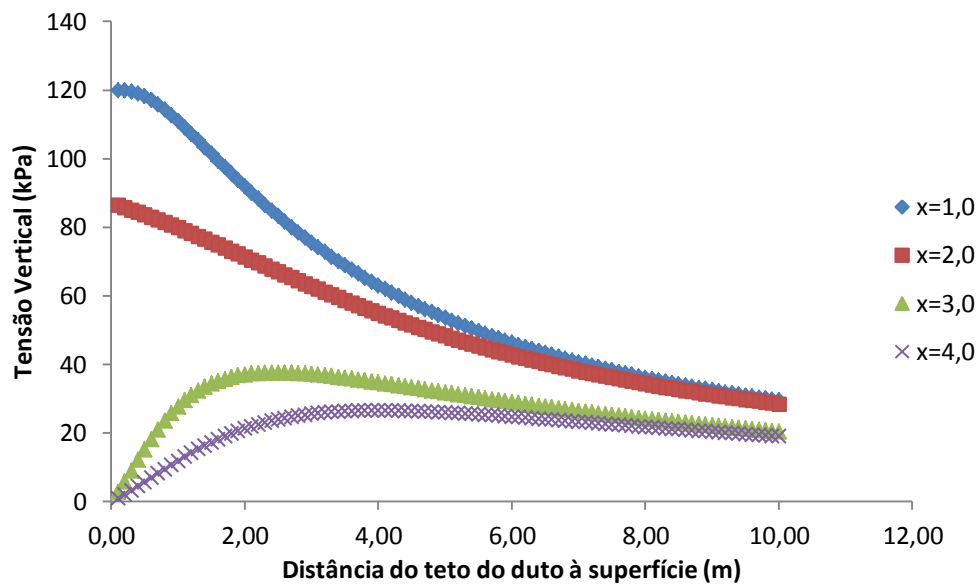


Figura 4.13 – Acréscimo de cargas na lateral em dutos excêntricos a rodovia.

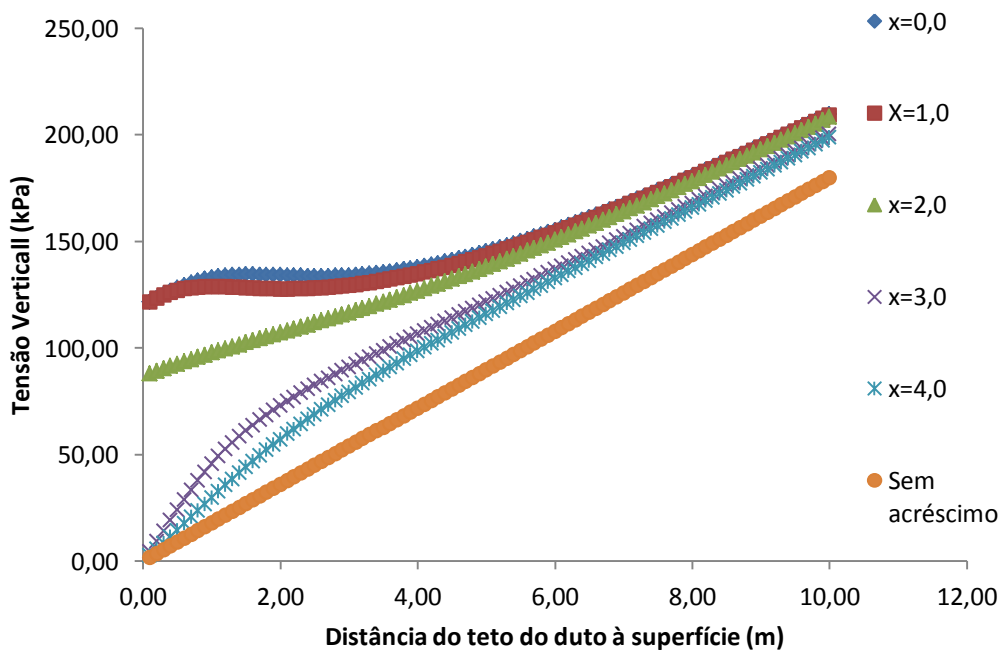


Figura 4.14 – Relação entre os carregamentos em dutos excêntricos a rodovia, $K_0 = 2$.

Percebe-se pela Figura 4.14 que o acréscimo de cargas devido à ferrovia, em diferentes posições do duto ao longo do eixo horizontal, difere pouco quando o duto está localizado abaixo do carregamento. Mas quando o duto está localizado fora da ferrovia, o acréscimo de cargas diminui bastante, diferenciando pouco se está em 3,00 metros ou mesmo a 4,00 metros. Assim, em grandes profundidades a influência da ferrovia no sistema ainda é percebida, porém com pequenos valores de tensão vertical. Grande parte da carga total em grandes profundidades é principalmente devido ao maciço em volta do duto.

Realizou-se uma última análise para este caso, adotando-se o coeficiente de empuxo no repouso é igual a 1. A Figura 4.15 demonstra esse caso, onde, a influência do maciço é maior como demonstrado na Figura 4.8. Percebe-se que mesmo para os dutos instalados abaixo da ferrovia, com o aumento da profundidade de instalação, as tensões acompanham a linha de tensões sem consideração do acréscimo.

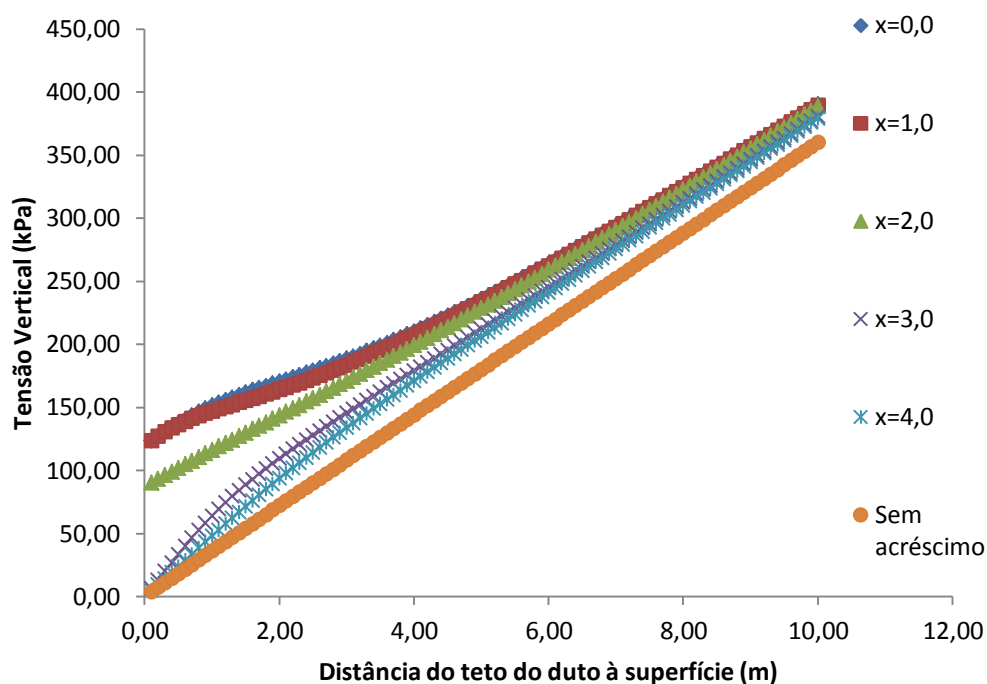


Figura 4.15 – Relação entre os carregamentos em dutos excêntricos a rodovia, $K_0 = 1$.

Deve-se lembrar, porém, que quando o duto não está centrado no eixo da ferrovia, as cargas sobre a estrutura não são mais idênticas dos dois lados do duto, portanto uma das paredes do duto deve sofrer maior carregamento devido às rodovias e ferrovias do que a outra,

diferenciando a análise. Este efeito é potencialmente importante quando é feito o cálculo considerando o arqueamento de tensões.

4.3. Método de Einstein & Schwartz (1979)

Pela análise do método proposto por Einstein & Schwartz, pode-se analisar a influência das propriedades mecânicas do duto e do solo no comportamento de tensões e deformações após a instalação deste. Os valores utilizados são os adotados nas Tabelas 3.1 e 3.2 para o duto 1 e o solo 1. Assim, os valores dos coeficientes de compressibilidade e flexibilidade são respectivamente 0,003985 e 2989. A altura de cobertura foi variada entre 0,90 metros e 10 metros e foram medidas as tensões, forças e deslocamentos nas paredes e nos tetos para os casos considerados em que o deslocamento é nulo ou livre. Na primeira análise, demonstrada nas Figuras 4.16, 4.17e 4.18 foi considerado o coeficiente de empuxo no repouso igual a 0,593, que é igual ao valor encontrado pela fórmula de Jaky para um ângulo de atrito de 24°. Nestes primeiros casos foram desconsiderados os acréscimos devido à ferrovia. A Figura 4.16 demonstra as tensões no suporte.

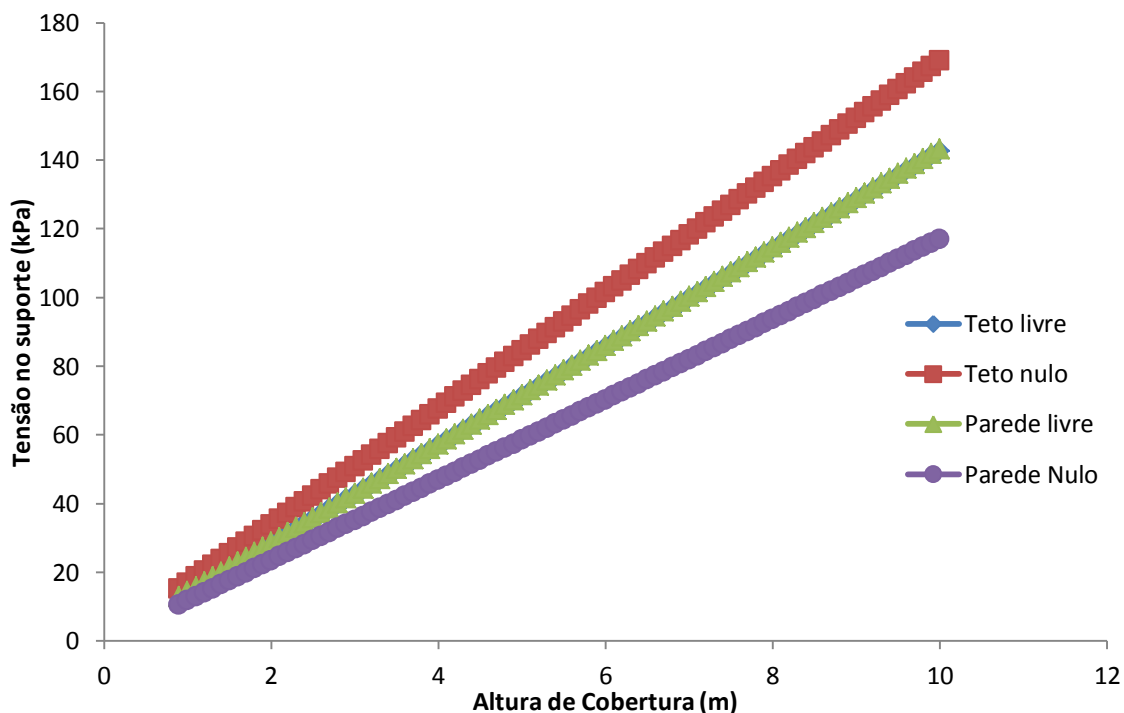


Figura 4.16 – Tensões no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$.

Percebe-se que os valores encontrados para as tensões no teto e na parede são idênticos para o caso onde o deslocamento é considerado livre. Porém, quando há restrição do deslocamento, as tensões aumentam no teto e diminuem na parede, principalmente para valores maiores de carregamentos em maiores profundidades. A Figura 4.17 demonstra as forças axiais medidas no suporte

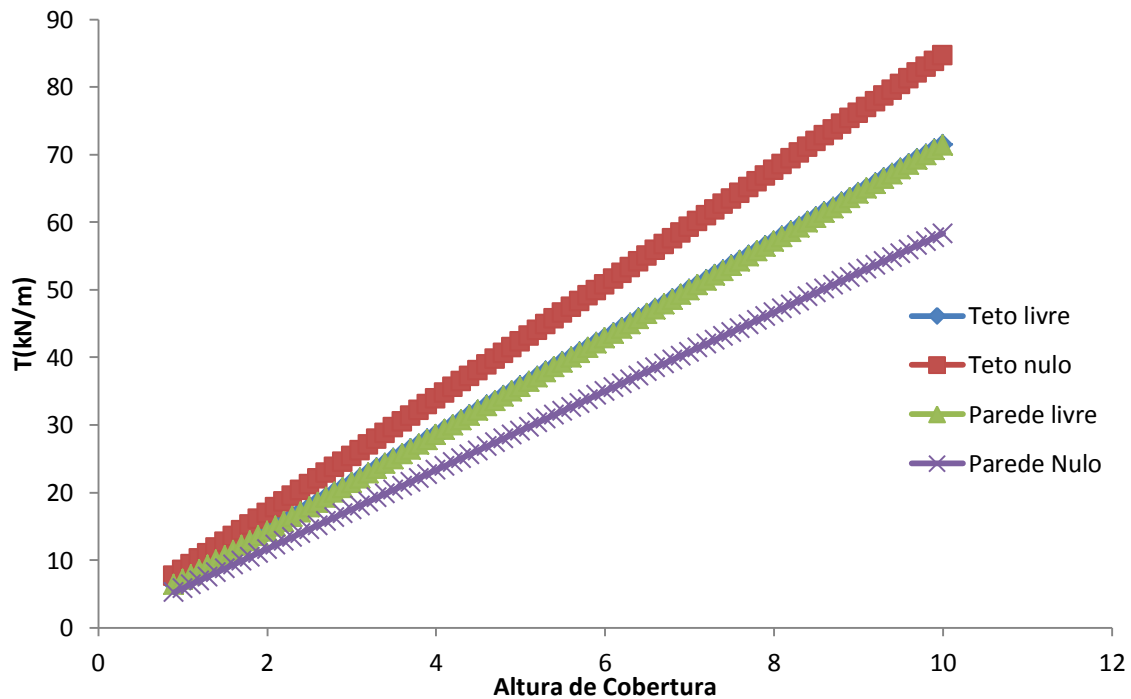


Figura 4.17 – Força axial no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$.

Assim como para a análise para a tensão no suporte, as forças axiais no teto e na parede são idênticas para o caso onde o deslocamento é livre. Já com deslocamento nulo, as forças axiais são maiores no teto e diminuem na parede. A Figura 4.18 demonstra os deslocamentos medidos no teto e na parede.

A partir da Figura 4.18, percebe-se que os deslocamentos apresentam-se com sentidos inversos, com diminuição do diâmetro do duto no teto e aumento deste na linha d'água. Os deslocamentos são proporcionais e maiores para maiores profundidades de instalação. Para o caso em que os deslocamentos são considerados livres, há um pequeno aumento da deformação do duto.

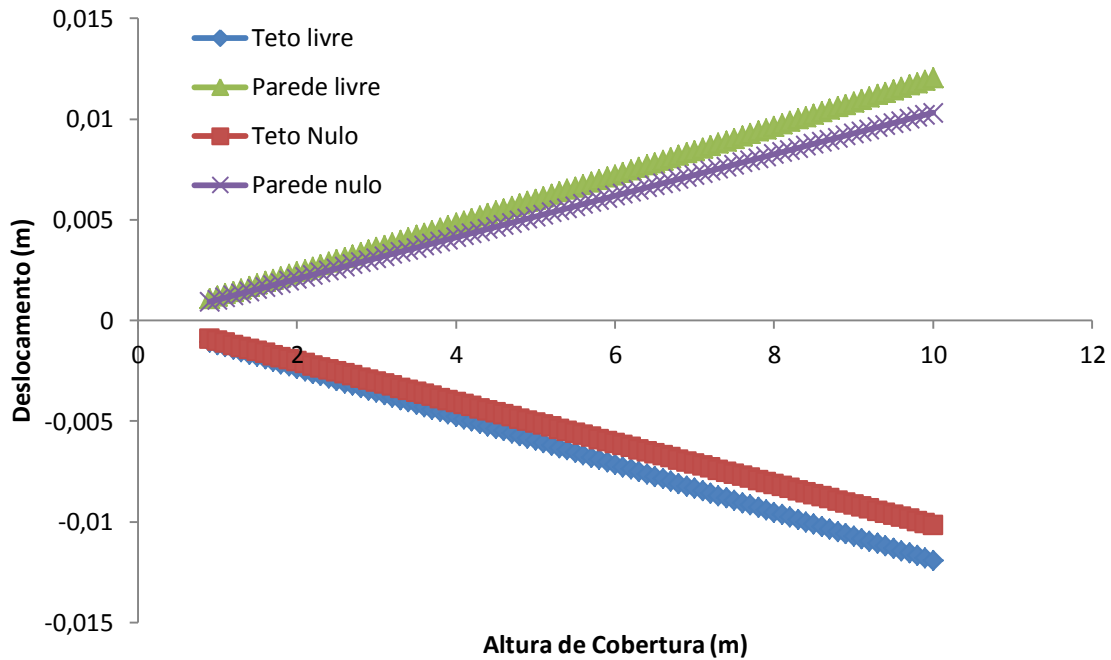


Figura 4.18 – Deslocamentos no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$.

Na segunda análise, demonstrada nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21 foi considerado o coeficiente de empuxo no repouso igual a 2, foi feita a análise com $K_0 = 1$ também, porém os valores de tensão, força axial e deslocamento são idênticos para a parede e teto para os casos com deslocamento nulo e livre. Também foram desconsiderados os acréscimos devido à ferrovia. A Figura 4.19 demonstra as tensões no suporte.

Assim como a análise com $K_0 = 0,593$, as tensões encontradas para a parede e o teto livre são bem próximas. Pela diferenciação do K_0 , percebe-se o aumento das tensões na parede e diminuição das tensões no teto para deslocamentos nulos, ao contrário do caso com $K_0 = 0,593$. Os valores encontrados são maiores que os valores calculados para 0,593. A Figura 4.20 apresenta as forças axiais calculadas para $K_0 = 2$.

Assim como para a análise para a tensão no suporte, as forças axiais no teto e na parede são idênticas para o caso onde o deslocamento é livre. Já com deslocamento nulo, as forças axiais são maiores na parede e diminuem no teto, os valores encontrados são maiores que os valores da Figura 4.18, com $K_0 = 0,593$. A Figura 4.21 demonstra os deslocamentos medidos no teto e na parede.

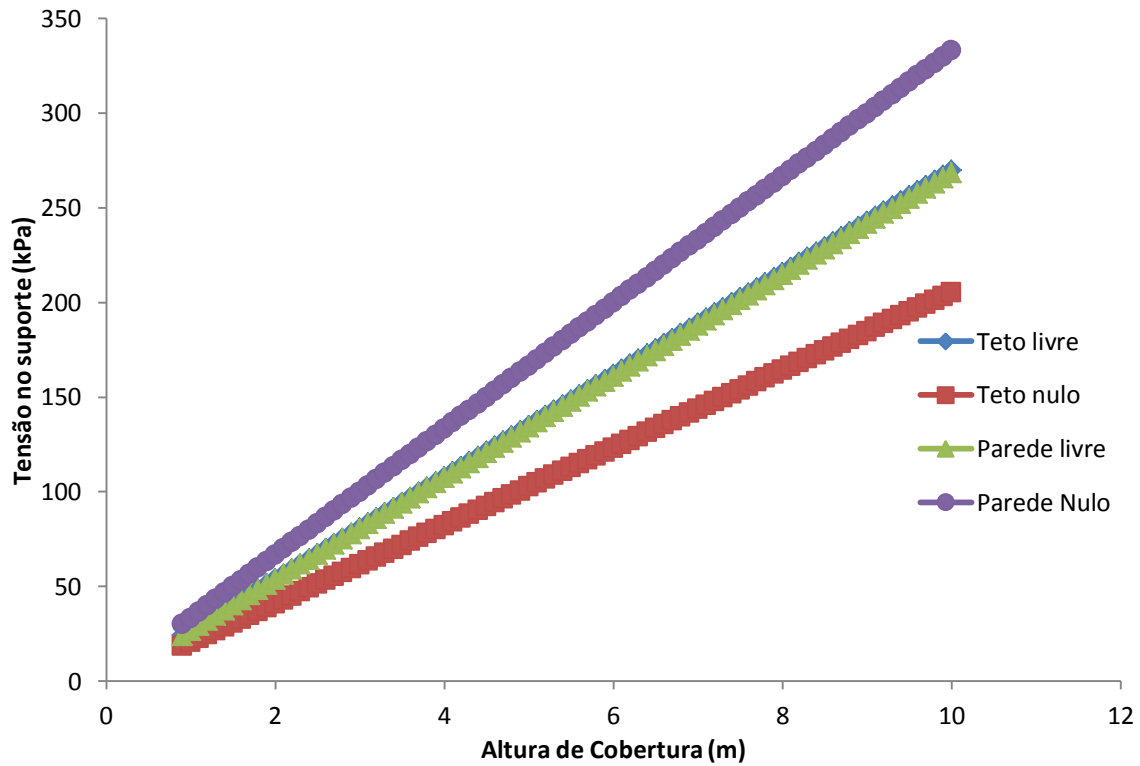


Figura 4.19 – Tensões no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$.

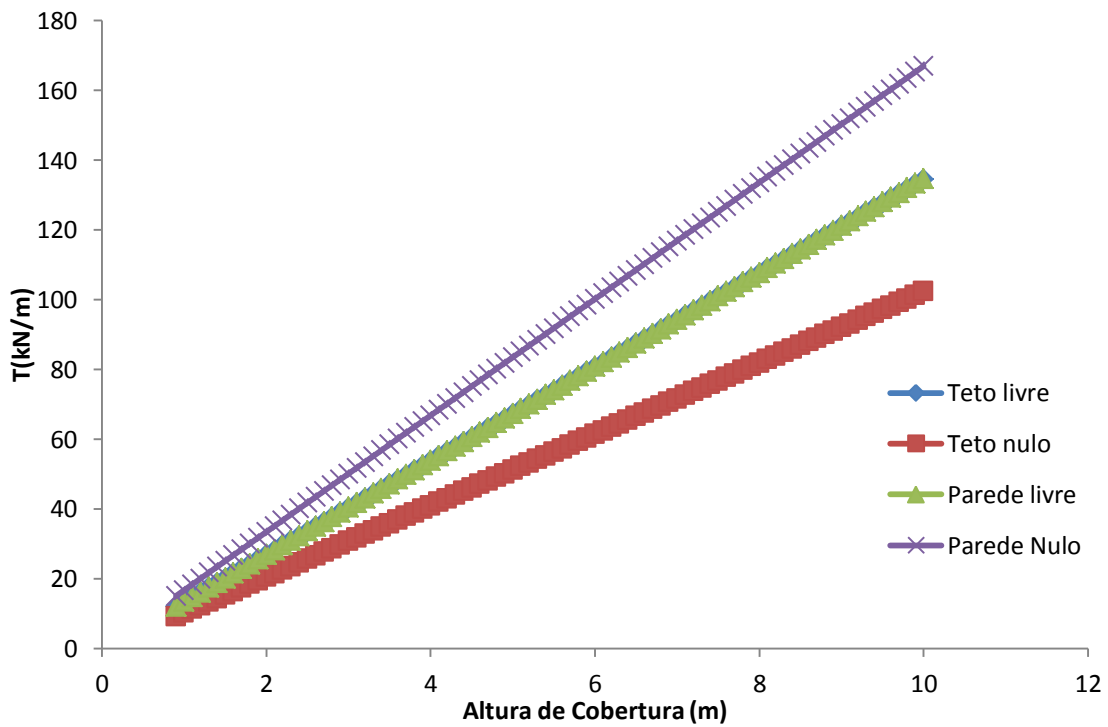


Figura 4.20 – Força axial no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$.

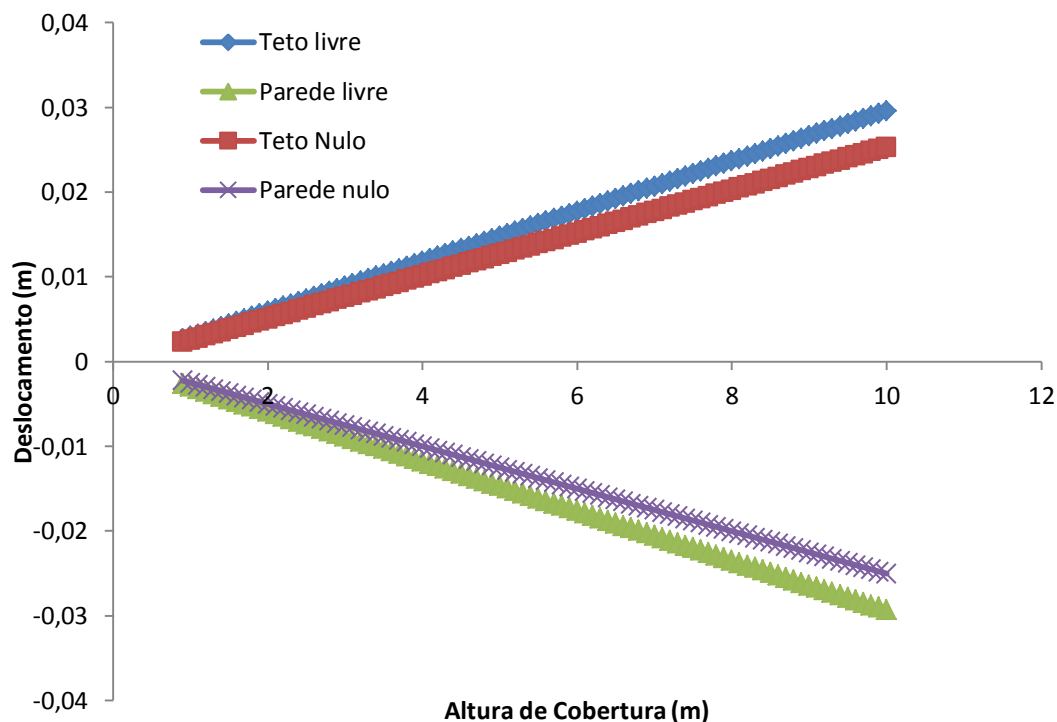


Figura 4.21 – Deslocamentos no suporte por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$.

A partir da Figura 4.21, percebe-se que os deslocamentos apresentam-se com sentidos inversos e ao contrário do $K_0 = 0,593$, ocorre a diminuição do diâmetro na linha d'água e aumento do diâmetro no teto. Os deslocamentos são proporcionais e maiores para maiores profundidades de instalação e assim como as tensões e forças axiais os valores são maiores que os encontrados com o coeficiente de empuxo no repouso calculado por Jaky. Para o caso em que os deslocamentos são considerados livres, há um pequeno aumento da deformação do duto.

A seguir, na terceira análise, demonstrada nas Figuras 4.22 e 4.23 foram considerados os carregamentos ferroviários calculados por Boussinesq com a utilização dos dois coeficientes de empuxo no repouso já estudados. A Figura 4.22 demonstra as tensões verticais no teto e horizontais na parede considerando o caso com deslocamentos livre, além dos valores sem acréscimo, previamente encontrados, para o caso com $K_0 = 0,593$.

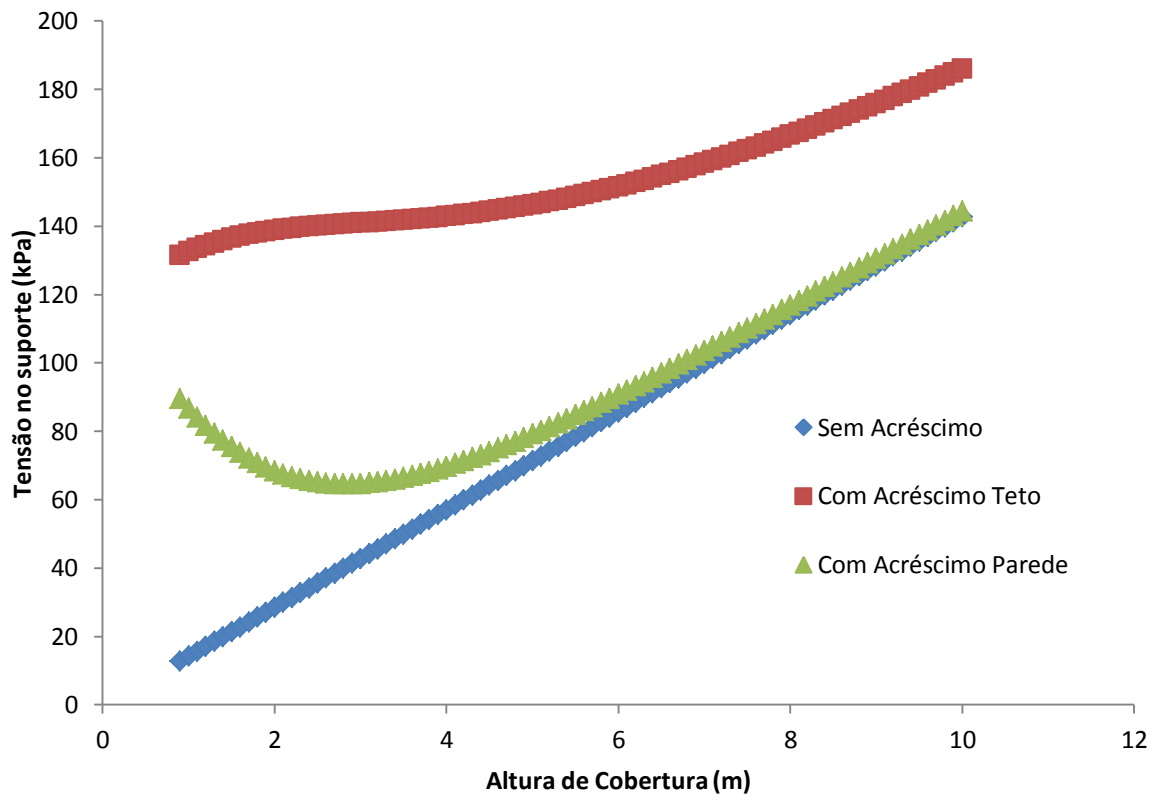


Figura 4.22 – Tensões no suporte com acréscimo por Einstein & Schwartz. $K_0 = 0,593$.

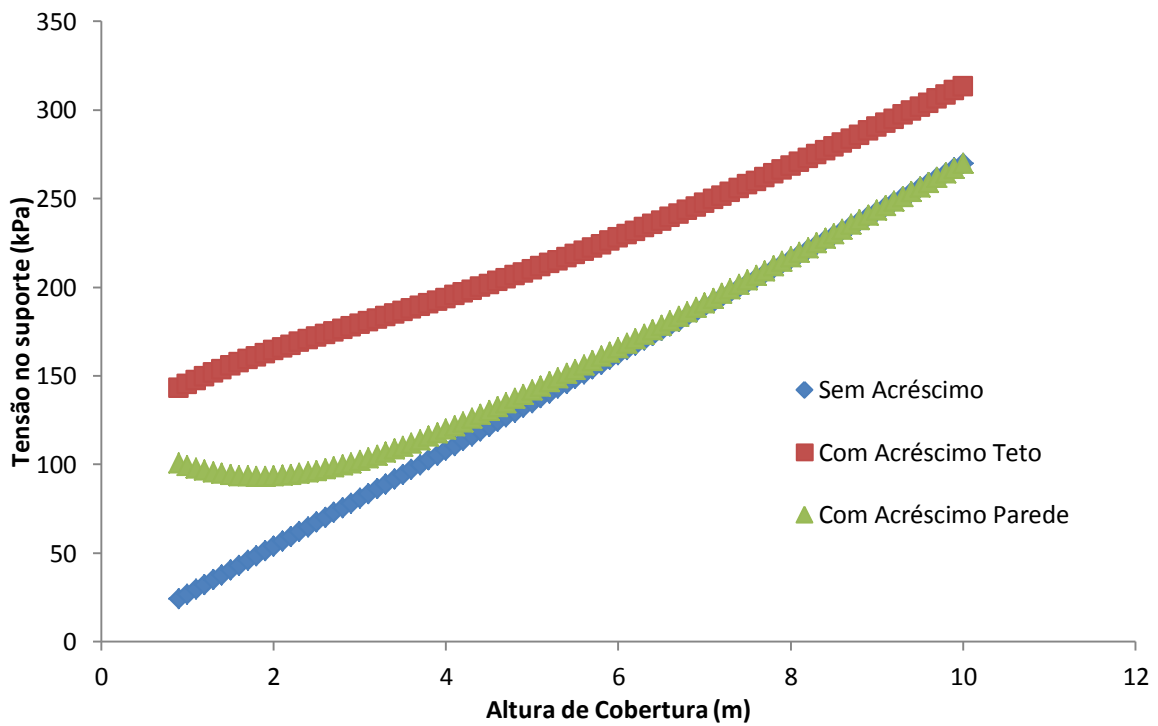


Figura 4.23 – Tensões no suporte com acréscimo por Einstein & Schwartz. $K_0 = 2$.

Percebe-se que para a parede, em alturas de cobertura maiores que 4 metros as tensões desenvolvidas no duto são praticamente devido ao maciço. Porém, para alturas menores, as tensões nas paredes são altas devido o carregamento de 120 kPa. Já no teto, as tensões desenvolvidas, mesmo para grandes alturas de cobertura ainda apresentam grande influência do acréscimo devido à ferrovia. Para a parede a menor tensão se apresenta quando a altura de cobertura é igual a 3 metros. Já para o teto, a menor tensão é quando o duto está instalado à 0,90 metros.

A Figura 4.23 demonstra as tensões verticais no teto e horizontais na parede considerando o caso com deslocamentos livre, além dos valores sem acréscimo, previamente encontrados, para o caso com $K_0 = 2$

Percebe-se que os valores de acréscimo de tensão são proporcionalmente menores que os valores das tensões naturais. Os valores máximos de tensão para o caso $K_0 = 2$ são maiores que os encontrados para $K_0 = 0,593$. Para a parede, também em alturas de cobertura maiores que 4 metros, as tensões desenvolvidas são praticamente devido o maciço. Já no teto, mesmo com dez metros de alturas de cobertura, as tensões desenvolvidas apresentam 16 % de tensões devido o carregamento superficial.

Para a parede a menor tensão se apresenta quando a altura de cobertura é igual a 1,8 metros. Já para o teto, a menor tensão é quando o duto está instalado a 0,90 metros.

4.4. Método de Marston-Spangler

As primeiras análises feitas utilizando o método de Marston-Spangler não consideraram o carregamento na parte superior do maciço. Foram analisadas as tensões para diferentes alturas de cobertura. Como a teoria de Marston considera o ângulo de atrito, o valor adotado para esse índices foi 24° . Além disso, foram adotados 2,00 metros de largura para a vala, 1 metro de diâmetro externo do duto, além de 0,002 metros de espessura da parede. A altura de solo foi variável entre 0,90 e 10 metros.

Para o atendimento do cálculo para o fator de carga de acordo com a Figura 2.9 foi utilizado o coeficiente de empuxo no repouso igual a 0,593, valor calculado pela fórmula de Jaky. Mas também foi utilizado o coeficiente igual a 1 e a 2 para comparação dos resultados

encontrados. A Figura 4.24 mostra as análises de tensão vertical utilizando os três coeficientes.

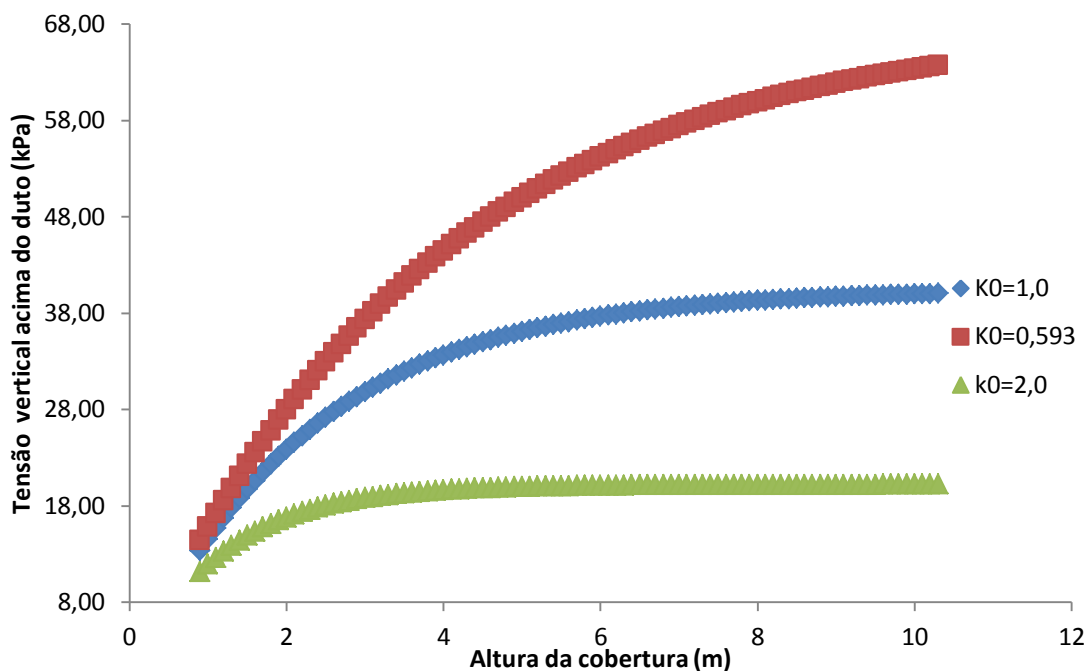


Figura 4.24 – Tensões verticais acima do duto calculadas pelo método de Marston.

Pela análise da Figura 4.24 percebe-se que o método desenvolvido por Marston, é mais adequado para as tensões naturais são calculadas por Jaky, ou mesmo menores que 1, já que neste caso as tensões verticais são maiores que as horizontais. No exemplo da Figura 4.24 para $K_0 = 2$ após dez metros da altura de cobertura as tensões desenvolvidas acima do duto encontram um limite próximo de 20 kPa. Já os coeficientes de empuxo nos repouso menores apresentam valores maiores de tensão.

Os valores de tensão encontrados para a altura de cobertura utilizando 0,9 metros são menores que os calculados pela formulação proposta por Kirsch (32,4 kPa para $K_0 = 1$ e 16,2 para $K_0 = 2$) e Einstein & Schwartz (12,9 kPa para $K_0 = 0,593$ e 24,3 kPa para $K_0 = 2$). Mesmo com o acréscimo de altura, as tensões calculadas não são próximas aos valores encontrados pela análise de Kirsch e Einstein & Schwartz (1979). Percebe-se assim que as teorias previamente calculadas levam a cálculos conservadores de tensão.

A Figura 4.25 demonstra os valores de deslocamentos calculados pela teoria de Spangler para os três K_0 adotados. Utilizou-se o fator de fluência igual a 1,5, constante de berço igual a

0,1 e módulo de reação do solo igual a 3,5 para argila com altura de cobertura de 0,90 metros. O módulo de elasticidade utilizado é de $2,10 \times 10^8$ kPa e o momento de inércia é $9,63 \times 10^{-8}$ m⁴/m para o aço.

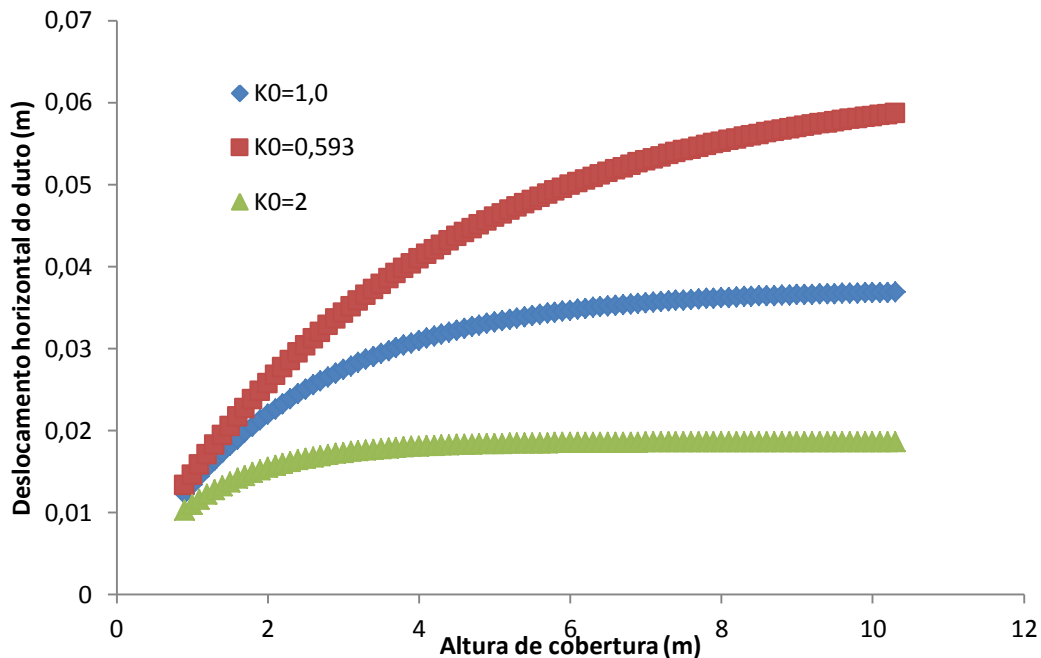


Figura 4.25 – Deslocamentos horizontais do anel do duto calculadas por Spangler

Pela análise da Figura 4.25, percebe-se que os deslocamentos horizontais alcançados quando as tensões naturais utilizam coeficientes de empuxo no repouso menores encontram valores maiores. As tensões horizontais na lateral do duto são maiores com $K_0 = 2$ e não permitem a deformação do anel do duto. Os valores alcançados pelas deformações variam com a altura de cobertura entre 3 % e 12% do raio do duto para $K_0 = 0,593$, 3% e 7% para $K_0 = 1$ e 2% e 4% para $K_0 = 2$.

Deve-se entender que pela utilização do fator de fluência igual a 1,5 as deformações equivalem àquelas geradas depois de passado um grande período de tempo da instalação da obra. Utiliza-se um fator de fluência igual a 1 quando se determina que grande parte das deformações ocorre antes da instalação do duto ou logo após o fim da compactação da vala.

As Figuras 4.26, 4.27 e 4.28 apresentam as tensões encontradas acima do duto com a consideração do acréscimo de carga no método de Marston. A formulação utilizada foi baseada na Equação 2.18 e no acréscimo de carga no valor de 120 kPa de ferrovia com base

na Norma 7189 (ABNT, 1983). Além disso, as figuras também apresentam as tensões encontradas anteriormente na Figura 4.24 para comparação das análises.

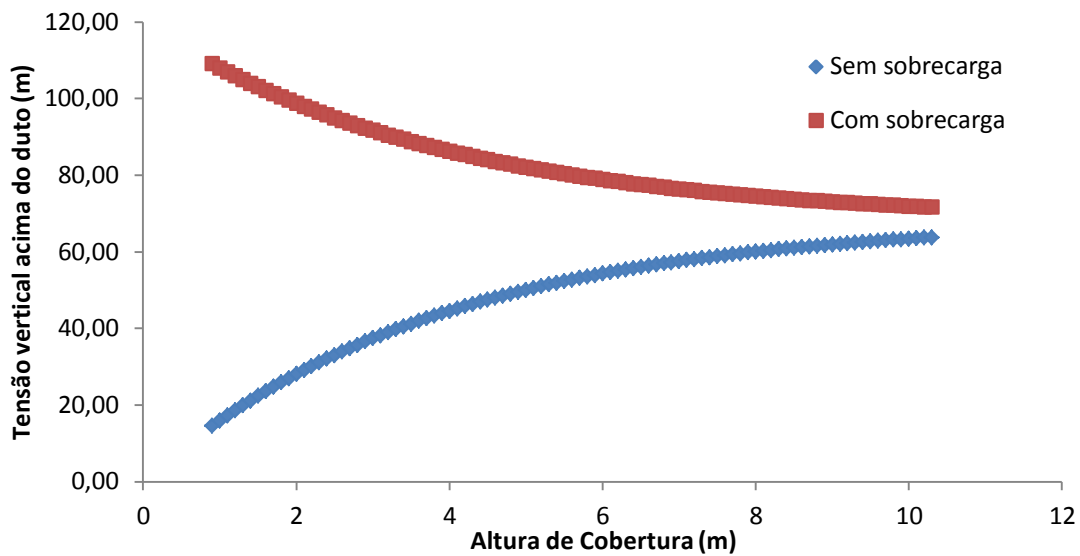


Figura 4.26 – Tensões naturais e com sobrecarga pelo método de Marston. $K_0 = 0,593$.

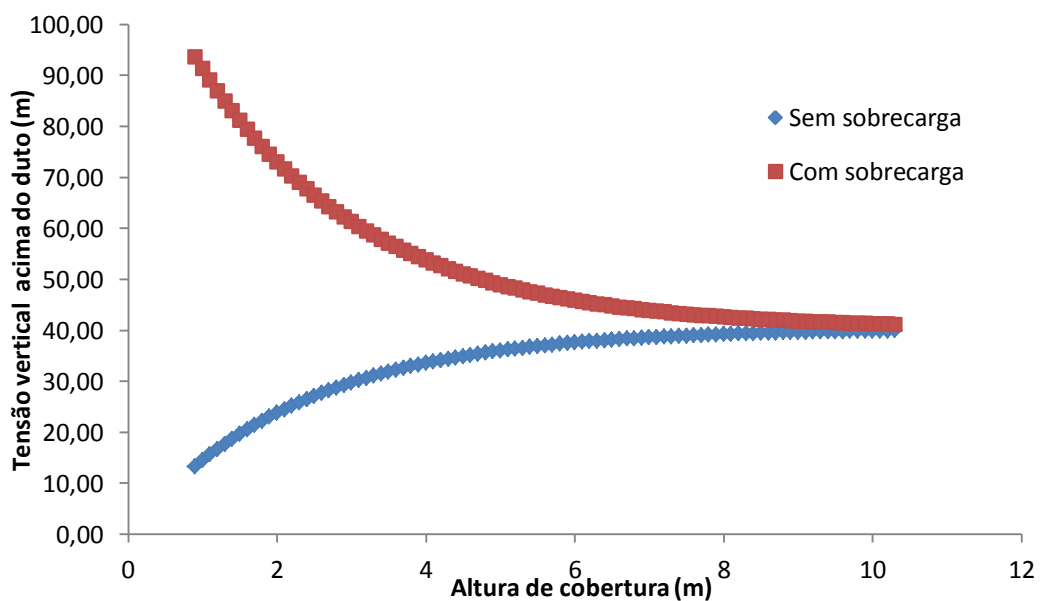


Figura 4.27 – Tensões naturais e com sobrecarga pelo método de Marston. $K_0 = 1$.

Na análise considerando $K_0 = 0,593$, as tensões alcançadas utilizando o efeito da sobrecarga e da coesão alcançam 94,63 kPa a mais se comparados somente as tensões acima do duto devido o maciço de solo para a cobertura com 0,9 metros. Quando a altura de

cobertura é 10 metros a tensões desenvolvidas se devem principalmente ao maciço já que a diferença entre os dois carregamentos é de apenas 7,91 kPa.

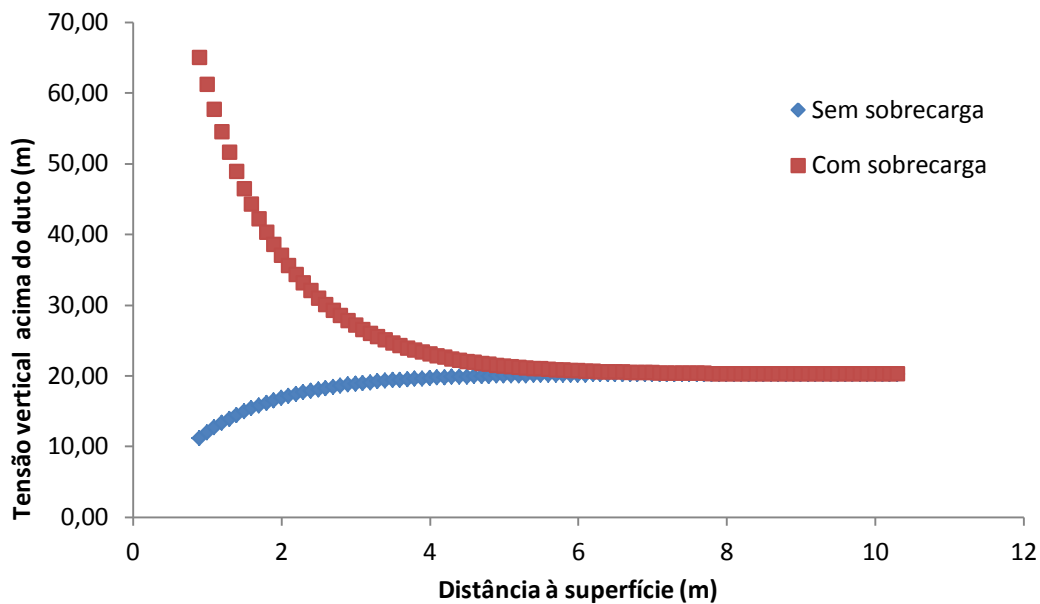


Figura 4.28 – Tensões naturais e com sobrecarga pelo método de Marston. $K_0 = 2$.

Na análise considerando $K_0 = 1$, a tensão acima do duto devido a sobrecarga na altura de 0,90 metros acima do duto é de 80,39 kPa., porém as tensões devidas à ferrovia decrescem rapidamente e a partir de 5,5 metros de altura, as tensões da soma da sobrecarga e da tensão natural são somente 10 kPa maiores. Na análise considerando $K_0 = 2$, a tensão acima do duto devido a sobrecarga na altura de 0,9 metros acima do duto é de 53,85 kPa. A partir de 3,00 metros de altura, as tensões da soma da sobrecarga e da tensão natural são somente 8,7 kPa maiores. Assim, a partir de 3 metros a interação da ferrovia no duto praticamente não é perceptível, equivalendo as recomendações praticadas na Norma 12712 (ABNT, 2002).

Os valores de deformações horizontais encontrados utilizando os valores de tensão para a sobrecarga devido à ferrovia estão entre 20% e 13% do raio para a análise com K_0 calculado por Jaky, 17 % e 8% para o K_0 igual a 1 e as deformações calculadas com $K_0 = 2$ variam entre 12% e 4% do raio. Ao contrário das análises sem sobrecarga, as maiores deformações se apresentam com menores coberturas devido à interação com a ferrovia.

5. ANÁLISE DE MÉTODOS NUMÉRICOS

Neste capítulo apresentam-se as análises numéricas utilizando o Método de Elementos Finitos. Foram realizados nove casos utilizando dois tipos de dutos e dois tipos de materiais para o solo da envoltória do duto.

5.1. Caso 1

As seis análises iniciais foram feitas utilizando o duto um e a contração após a instalação de 5% do raio, alterando-se os coeficientes de empuxo no repouso utilizados e as alturas de cobertura do terreno. Assim, foram analisadas qualitativamente e quantitativamente as deformações e tensões no maciço com 1,50, 4,50 e 6,50 metros de cobertura acima do duto.

As hipóteses dos estudos dos nove primeiros casos levam em conta que não foi executada a escavação na primeira fase de simulação no modelo numérico. Assim, foi utilizada a deformação máxima encontradas nas análises analíticas pelos métodos de Einstein & Schwartz (1979) e Marston-Spangler. Porém, como demonstrado pela análise de Einstein & Schwartz (1979), a deformação gera uma forma elíptica no duto. Para simular o efeito da escavação e compactação confinada do solo da vala, utilizou-se o $K_0 = 2$. E por fim, utilizou-se para todos os casos o valor de 0,7 para o fator de redução do atrito entre o duto e o solo adjacente.

A partir das análises adotadas nos estudos analíticos de Kirsch, Einstein & Schwartz (1979) e Marston & Spangler, pode-se escolher as três alturas de medição do duto (1,5 m; 4,5 m e 6,5 m). A medida que para alturas de cobertura maiores apresentam maiores tensões derivadas principalmente pelo maciço, casos de difícil aplicação na prática.

A Figura 5.1 apresenta as malhas deformadas e o zoom da região dos dutos após as simulações para altura de cobertura de 1,50 metros e os dois coeficientes de empuxo no repouso adotados para toda a malha utilizando um aumento de escala de 50 vezes. Percebe-se que a influência do coeficiente de empuxo no repouso é extremamente importante, podendo modificar consideravelmente a resposta do sistema. Na primeira parte da Figura 5.1, com K_0

= 0,593, a malha deformou principalmente para a direção vertical, já na segunda parte, com $K_0 = 2,0$ a deformação da malha ocorreu principalmente para a direção horizontal. Isto ocorreu após a instalação do duto próximo à superfície, à medida que as altas tensões no sentido horizontal antes da instalação fazem o maciço soerguer após a retirada do solo no interior do duto.

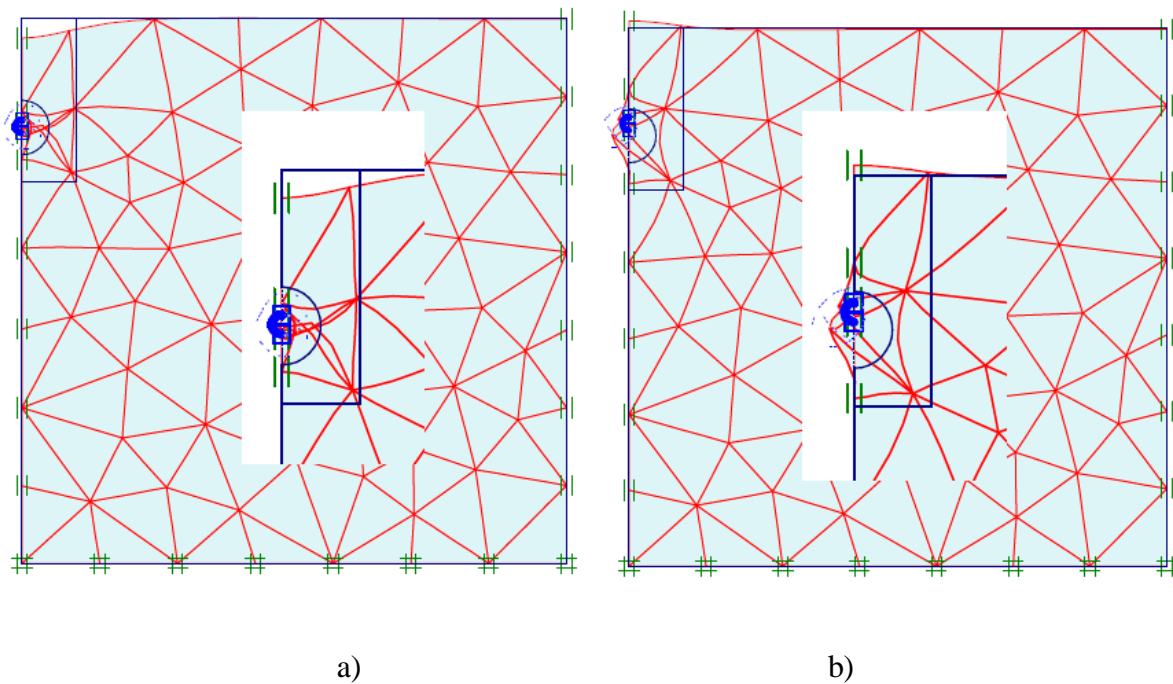


Figura 5.1 – Malha deformada para o caso 1, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

A Figura 5.2 apresenta as direções de deslocamentos totais e o zoom da região da instalação do duto, após a instalação do duto e sua contração. Também mostra que o coeficiente de empuxo no repouso antes da instalação do duto é importante para a definição das tensões e deslocamentos do sistema. Assim, a compactação da vala após a instalação do duto é de suma importância para o comportamento deste. Percebe-se quando o coeficiente de empuxo no repouso é abaixo de 1,0, a instalação do duto influencia principalmente o comportamento na região acima da instalação. Já quando o coeficiente de empuxo no repouso é 2,0 a instalação age nas laterais do duto, inclusive em áreas distantes, podendo alterar o comportamento mecânico de estruturas vizinhas.

Apesar dos deslocamentos se apresentarem em direções diferentes, os valores máximos que ocorrem nas áreas próximas ao duto alcançou valores próximos, com 1,28 cm para a

instalação com K_0 calculado pela fórmula de Jaky e 1,70 cm para a deformação da análise utilizando $K_0 = 2,0$.

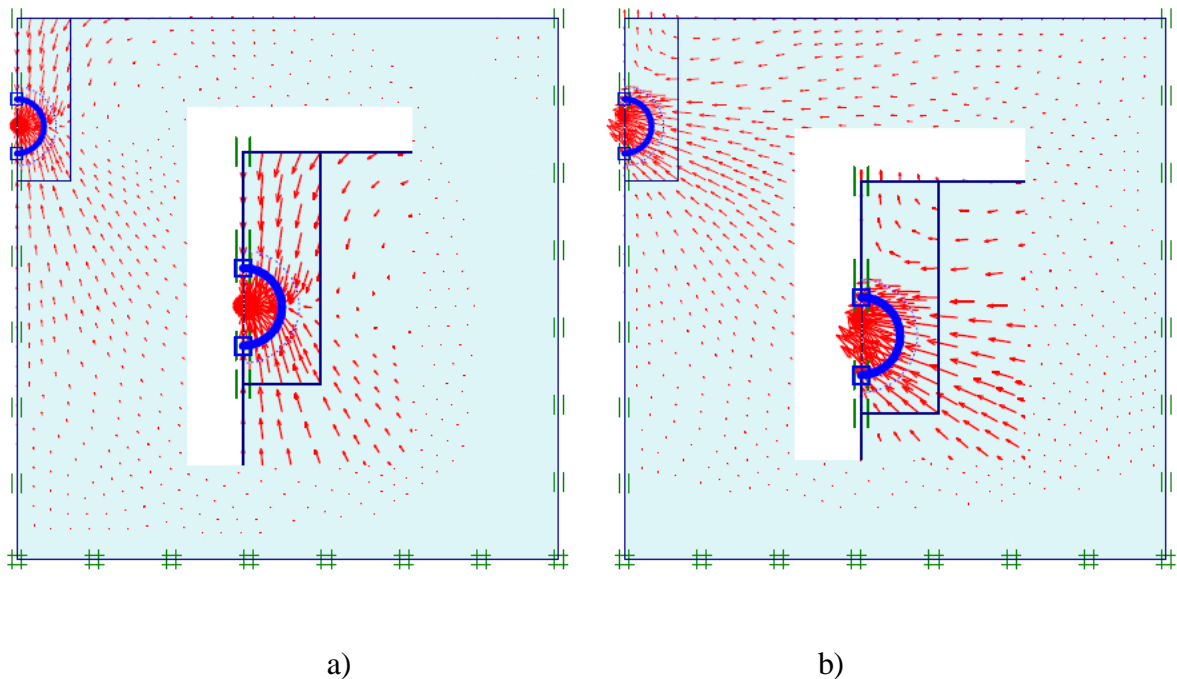


Figura 5.2 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 1, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

A Figura 5.3 apresenta as tensões principais geradas pela instalação do duto e o zoom da região da instalação do duto. Utiliza-se o conceito de tensão total para a demonstração das análises, já que nível freático adotado está abaixo da instalação. Percebem-se as diferenças entre as análises utilizando os dois coeficientes de empuxo no repouso, já que na primeira parte da Figura 5.3, a tensão principal maior é apresentada na direção vertical, ao contrário da segunda parte.

Nas duas partes, percebe-se que devido à influência do duto, as direções das tensões principais na região em volta do duto são modificadas para as direções radiais e tangenciais, como previsto pelas teorias das análises analíticas. A parte (a) apresenta tensão principal no fundo do modelo geométrico de aproximadamente 179 kN/m^2 na direção vertical, já a parte (b) apresenta tensão principal no fundo do modelo geométrico na direção horizontal de aproximadamente 356 kN/m^2 .

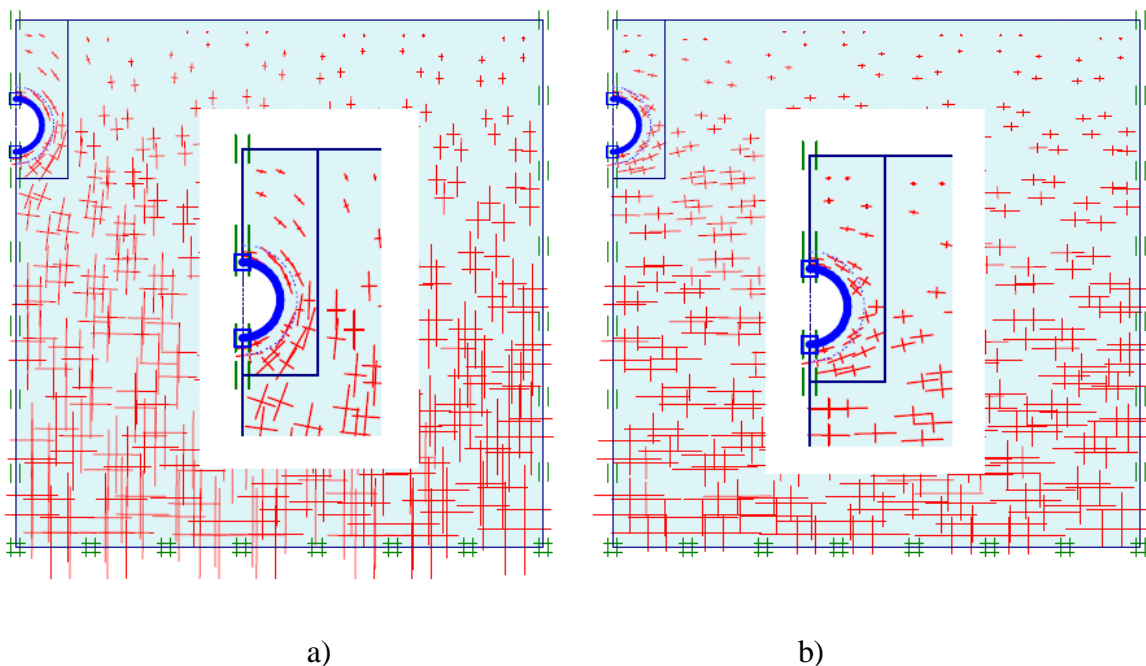


Figura 5.3 – Tensões principais para o caso 1, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

Assim, em pequenas profundidades a presença do duto praticamente não altera o comportamento do maciço localizado abaixo deste. Na parte (a), a tensão vertical máxima verificada na lateral do duto é de compressão com $57,49$ kPa à $0,50$ metros, já na região acima do duto a tensão horizontal apresenta um valor máximo de $17,11$ kPa à $0,25$ metros acima da estrutura. Na parte (b), a tensão vertical máxima na lateral do duto é de compressão com $50,19$ kPa e acontece na borda do duto, já na região acima do duto a máxima tensão horizontal apresenta um valor máximo de $62,80$ kPa à $0,30$ metros acima da estrutura.

Para a parte (a) da Figura 5.3, as regiões diretamente acima e abaixo do duto apresentam tensões principais menores que as tensões do terreno natural. Na parte (b), há o aumento da tensão vertical na borda do duto, e as regiões abaixo e acima do duto permanecem praticamente inalteradas. Percebe-se que, como previsto pelas teorias de Marston- Spangler e Kirsch ocorrem alívios de tensões verticais acima do duto e elevações na região lateral do duto, além do acréscimo de tensões horizontais nas regiões acima e abaixo do duto.

Ainda foram estudadas as forças cisalhantes presentes no duto. Para o $K_0 = 0,563$ a força cisalhante máxima apresenta um valor de $1,49$ kN/m. Para o $K_0 = 2$, a força cisalhante

máxima apresenta um valor de 6,92 kN/m. Para os dois coeficientes utilizados, as forças cisalhantes máximas estão na região do reverso do duto, abaixo da linha d'água.

A segunda análise do caso 1 foi feita utilizando as mesmas considerações da primeira análise com a instalação do duto um apresentando uma cobertura de 4,50 metros. A Figura 5.4 apresenta as malhas deformadas após a instalação da estrutura utilizando os dois K_0 estudados em uma escala 50 vezes maior que a real, além do zoom na região da instalação do duto. Com o aumento da altura da cobertura, a influência da instalação na região da superfície do modelo geométrico é menor se comparada a cobertura de 1,50 metros. A primeira parte da Figura 5.4, com a utilização do $K_0 = 0,593$, apresenta a deformação vertical acima do duto, mas em comparação a Figura 5.1, a deformação é menor. A segunda parte, assim como na Figura 5.1, mostra que a influência do K_0 maior que 1 deforma a malha principalmente na direção horizontal.

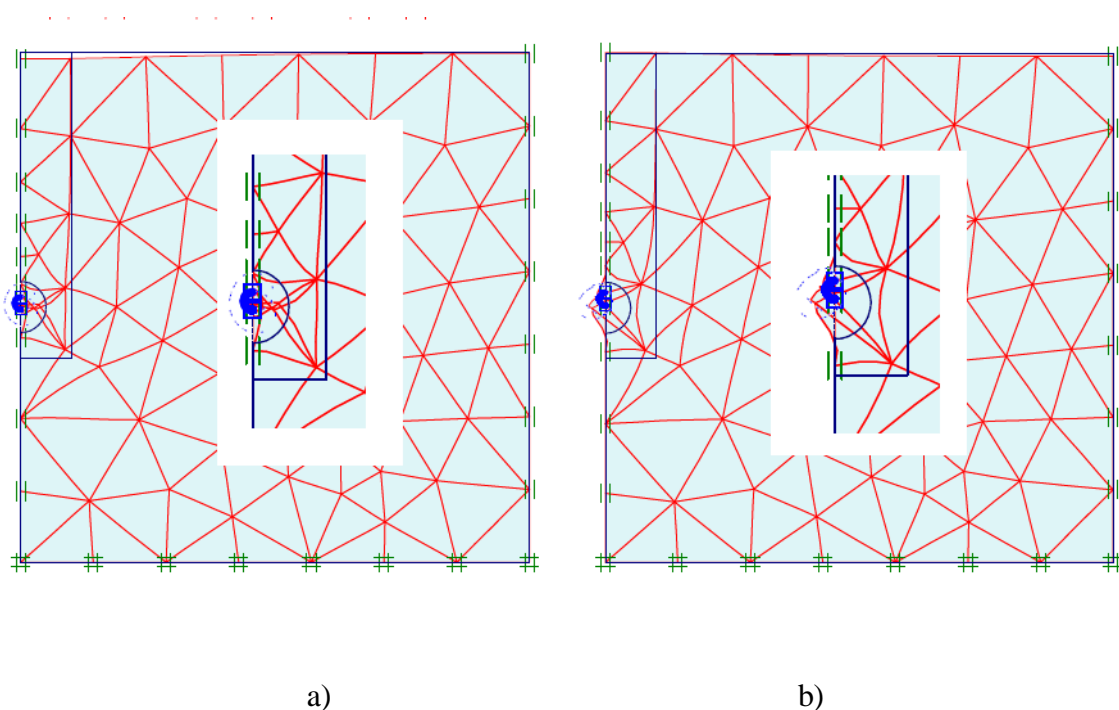


Figura 5.4 – Malhas deformadas para o caso 1, $H = 4,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

A Figura 5.5 apresenta os deslocamentos totais e o zoom da região do duto da segunda análise, utilizando também os dois coeficientes de empuxo no repouso: a) $K_0 = 0,593$ e b) $K_0 = 2,0$. Assim como na Figura 5.2, a diferença entre os dois coeficientes tornam diferentes as direções de deslocamentos. Nas análises em que a direção da tensão principal maior é vertical

como na primeira parte ocorrem deslocamentos principalmente na região acima do duto. Já quando a tensão principal maior é horizontal, a instalação do duto provoca deslocamentos em toda a região de instalação, podendo influenciar estruturas vizinhas.

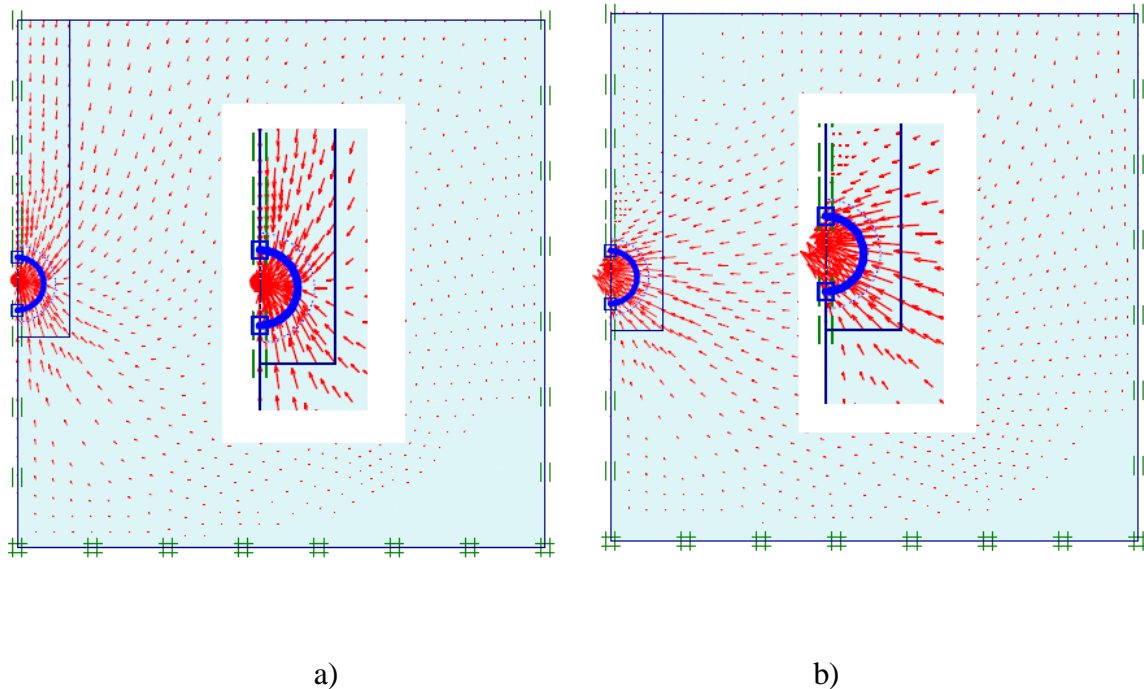


Figura 5.5 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 1, $H = 4,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

Em relação à primeira parte da Figura 5.5, percebe-se que a influência do duto nos deslocamentos superficiais para a altura de 4,50 metros é menor que a primeira análise com 1,50 metros. Apesar dos deslocamentos se apresentarem em direções diferentes, os valores máximos na área próxima ao duto alcançaram 1,39 cm para a instalação com K_0 calculado por Jaky e 1,59 cm para a deformação do $K_0 = 2,0$.

Assim, pelos valores de deslocamentos máximos calculados, nota-se que o aumento da altura de cobertura do solo aumenta a deformação vertical quando as tensões verticais são maiores, por apresentar maior peso de solo acima do duto. Já quando as tensões horizontais são maiores, o maior peso de solo diminui o deslocamento horizontal por aumentar a rigidez do duto. Os deslocamentos máximos, em comparação àquelas estudadas nas duas primeiras análises apresentam poucas diferenças.

A Figura 5.6 apresenta as tensões principais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando cobertura de 4,50 metros e o zoom da região de instalação do duto. Utiliza-se ainda o conceito de tensão total para a demonstração das análises, pois o nível freático está abaixo do duto. Assim como na Figura 5.5, percebem-se as diferenças entre as análises utilizando os dois coeficientes de empuxo no repouso. Na primeira parte da Figura 5.6, a tensão principal maior é apresentada na direção vertical. Na segunda parte, esta tensão é apresentada na direção horizontal.

Nas duas análises da Figura 5.6, percebe-se que devido à influência do duto as direções das tensões principais são modificadas para as direções radiais e tangenciais da estrutura, como previsto pelas teorias das análises analíticas.

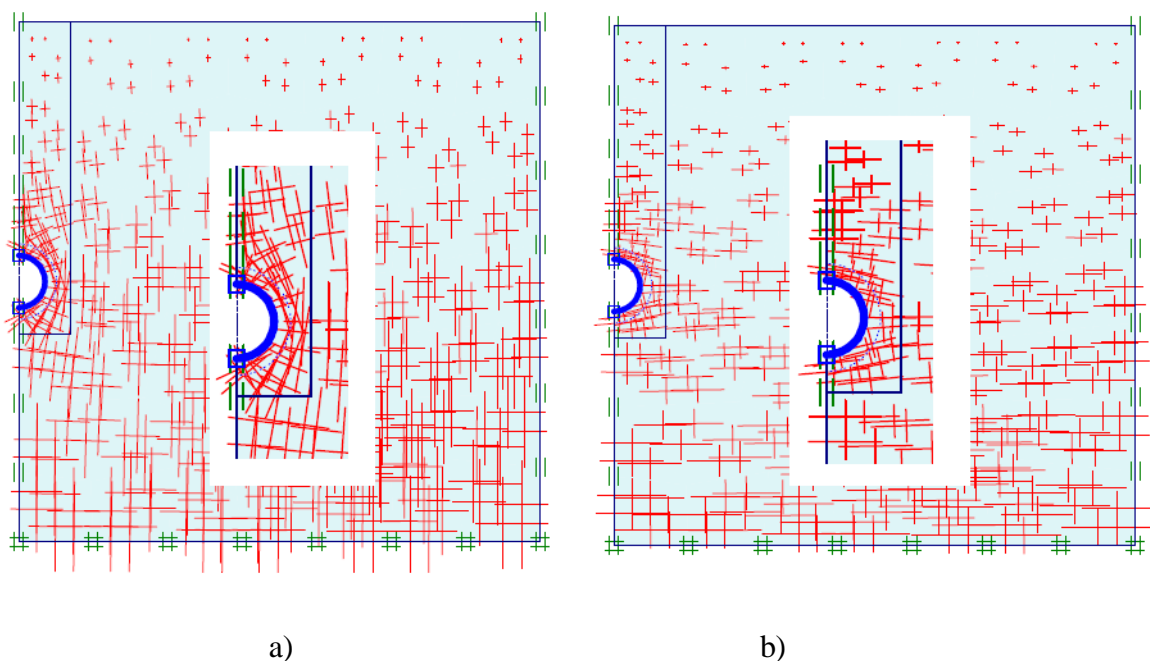


Figura 5.6 – Tensões principais para o caso 1, $H = 4,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

Devido ao aumento de tensões e a diminuição da influência do limite superior do modelo geométrico, a região de alteração das direções das tensões principais é maior. Na parte (a) da Figura 5.6, a tensão vertical máxima verificada na lateral do duto é de compressão com 115,12 kPa à 0,25 metros, já na região acima do duto a tensão horizontal máxima apresenta um valor máximo de 78,79 kPa na borda da estrutura. Na parte (b), a tensão máxima na lateral do duto é de compressão com 132,37 kPa na parede do duto, já na região acima do

duto a tensão máxima horizontal apresenta um valor máximo de 192,96 kPa à 0,07 metros acima da estrutura.

Os valores apresentados são pelo menos duas vezes maiores que as análises realizadas com altura de cobertura de 1,50 metros apresentados na Figura 5.3. Assim, percebe-se que apesar de instalações mais profundas não apresentarem riscos quanto a alterações no comportamento do maciço mais superficial, se tornam mais onerosas economicamente devido a utilização de proteção no duto, além do nível de carregamentos no duto é maior.

Para a parte (a) da Figura 5.6, as regiões que apresentam alívio de tensões verticais após a instalação do duto são as áreas que ficam diretamente acima e abaixo do duto, com acréscimo de tensões horizontais. Na região lateral, assim como na parte (a) da Figura 5.3, ocorre a inversão do processo de alívio de tensões em comparação ao teto e a base. Na parte (b), os efeitos de acréscimo e alívio de tensões verticais e horizontais são os mesmos apresentados pela parte (a), mas o acréscimo relativo na parte superior e inferior do duto é menor devido o valor de empuxo no repouso.

A ampliação da altura de cobertura e, portanto do peso de solo acima do duto aumentou as forças cisalhantes máximas para os dois K_0 . Na parte (a), essa tensão é 7,30 kN/m, valor aproximadamente cinco vezes maior que a parte (a) da Figura 5.5, já a parte (b), a força cisalhante máxima é igual a 22,02 kN/m, valor aproximadamente três vezes maior que o duto instalado à 1,50 metros.

Na terceira análise do caso 1 utilizaram-se as mesmas considerações da primeira e segunda análise, com a instalação do duto um apresentando uma cobertura de 6,50 metros. A Figura 5.7 apresenta as malhas deformadas utilizando os dois coeficientes de empuxo no repouso com aumento de 50 vezes a escala real e o zoom da região da instalação do duto. Com o aumento da altura da cobertura, a influência da instalação na superfície é imperceptível, modificando somente a região próxima a instalação. A primeira parte da Figura 5.7, assim como as Figura 5.1 e 5.4, com a utilização do $K_0 = 0,593$, ainda apresenta o deslocamento vertical máximo acima do duto, mas com valores menores que os apresentados nas Figuras 5.2 e 5.5. A mudança percebida na malha nos dois casos acontece principalmente na região em torno do duto.

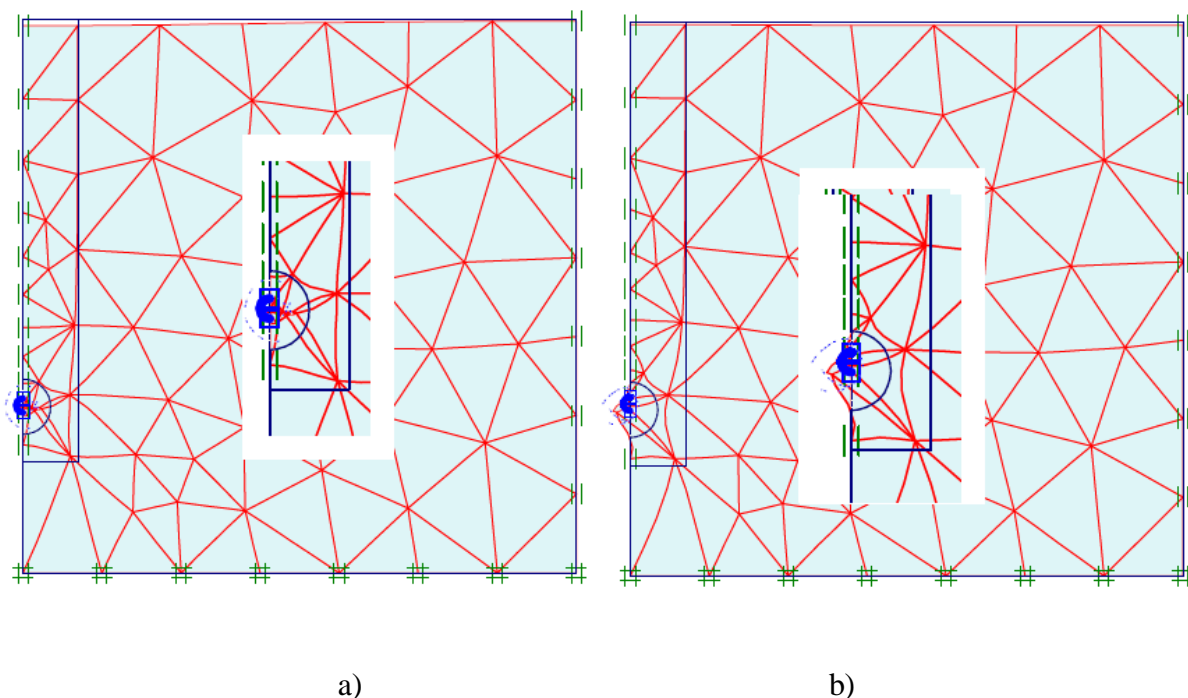


Figura 5.7 – Malhas deformadas para o caso 1, $H = 6,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

A Figura 5.8 apresenta os deslocamentos totais da terceira análise do caso 1 e o zoom da região da instalação do duto, utilizando também os dois coeficientes de empuxo no repouso propostos. Assim como na Figura 5.2 e 5.5, a diferença entre os dois coeficientes altera as direções de deslocamentos. Como o duto está instalado em profundidade maior, as tensões naturais vizinhas à região de instalação do duto são maiores que as instalações com 1,50 e 4,50 metros. Com essa altura de cobertura, os maiores deslocamentos ocorrem numa região bem próxima ao duto.

Para a parte (a), o maior deslocamento ocorre na direção vertical acima do duto com valor de 1,23 cm. Para a parte (b), o maior deslocamento ocorre na direção horizontal na parede do duto com valor de 1,46 cm.

Como o duto se apresenta numa região profunda, a tensão horizontal elevada não permite grandes deslocamentos verticais do anel referente a seção do duto. Já quando as tensões naturais são maiores na horizontal, como na parte (b), o maior peso de solo também acima do duto aumenta rigidez para deslocamentos horizontais do duto. Em maiores profundidades, como as tensões são mais altas, a introdução do duto praticamente não alterou o maciço abaixo da instalação.

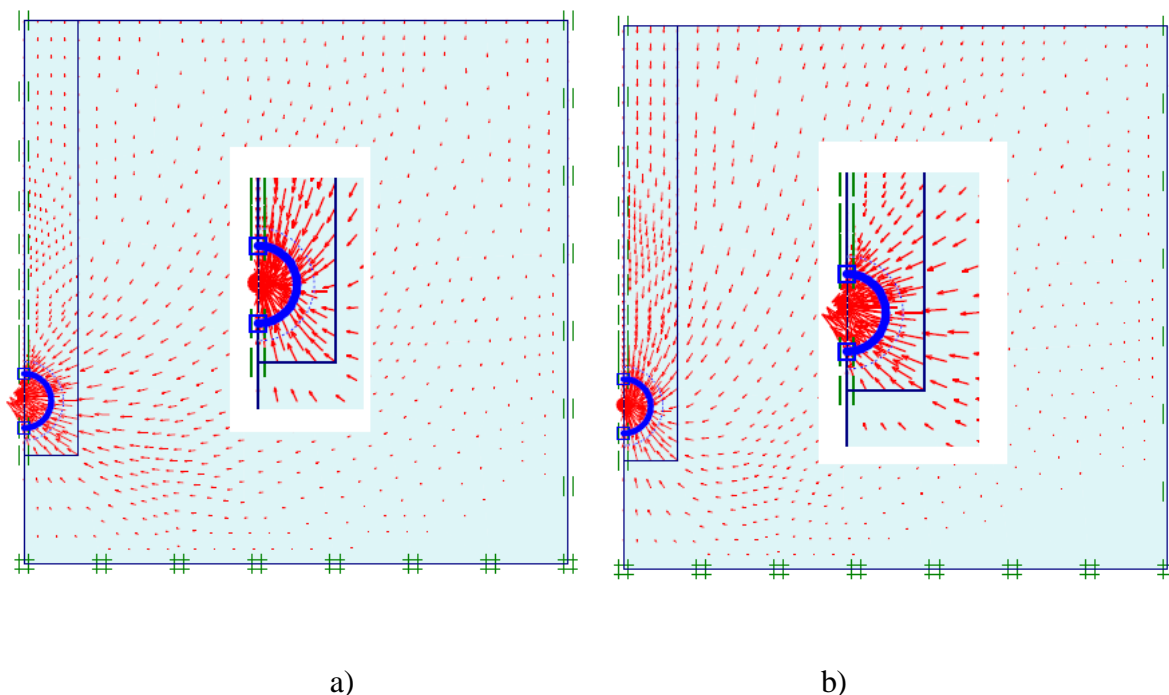


Figura 5.8 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 1, $H = 6,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

A Figura 5.9 apresenta as tensões principais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando a cobertura com altura de 6,50 metros e o zoom da região da instalação do duto. Nesta análise, também é utilizado o conceito de tensões principais como nas análises anteriores. Assim como nas Figuras 5.3 e 5.6, percebem-se as diferenças entre as tensões encontradas após a instalação do duto utilizando os dois coeficientes de empuxo no repouso.

Nas duas partes da Figura 5.9, percebe-se que, devido à instalação do duto, as direções das tensões principais são modificadas para as direções radiais e tangenciais da estrutura, mas a mudança de direções de tensões é menor nas duas partes em relação aos exemplos apresentados nas Figuras 5.3 e 5.6. Nesta análise as tensões naturais são mais altas, e a modificação de tensões devido à presença do duto no maciço é menor.

Devido aos maiores valores de tensões apresentados e a distância ao limite superior do modelo geométrico, a região de alteração das direções das tensões principais é maior que as análises anteriores. Na parte (a) da Figura 5.9, a tensão vertical máxima verificada na lateral do duto é de compressão com 159,40 kPa à 0,25 metros, já na região acima do duto a tensão máxima horizontal apresenta um valor máximo de 112,63 kPa na borda acima da estrutura.

Na parte (b), a tensão vertical máxima na lateral do duto é de compressão com 157,49 kPa na parede do duto, já na região acima do duto a tensão apresenta um valor máximo de 258,36 kPa à 0,30 metros acima da estrutura.

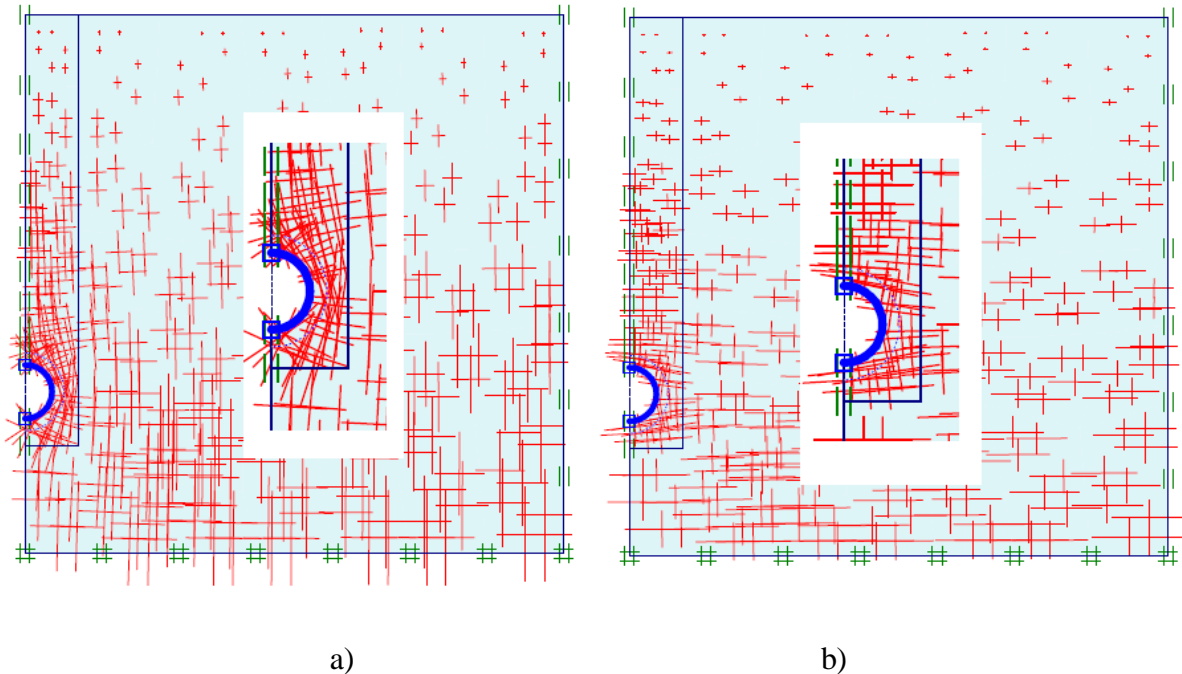


Figura 5.9 – Tensões principais para o caso 1, $H = 6,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

Percebe-se assim, que a utilização de K_0 igual a 2 ocasionou valores maiores de tensões verticais e horizontais. Os valores máximos de tensões apresentados pelas duas partes são inferiores às tensões tangenciais apresentadas na análise de Kirsch sem considerar os carregamentos na superfície.

Assim como nas análises de tensões dos modelos geométrico com cobertura de 1,50 metros e 4,50 metros, as regiões que apresentam alívio de tensões verticais após a instalação do duto são as que ficam diretamente acima e abaixo do duto, com acréscimo de tensão horizontal. Na região lateral, a tensão horizontal apresenta alívio e a tensão vertical apresenta acréscimo.

Por fim, como esperado, o aumento da cobertura de solo altera os valores máximos de forças de cisalhamento, Na primeira parte, essa força é 11,30 kN/m, já no caso com $K_0 = 2,0$, a força cisalhante máxima é igual a 31,77 kPa, assim, os dois valores são maiores que as

forças apresentadas nas análises com 1,50 e 4,50 metros, apesar de se apresentarem na mesma região do duto, a zona do reverso.

Após as seis primeiras análises do primeiro caso, percebe-se que as tensões cisalhantes nos dutos, as maiores tensões, bem como as maiores deformações foram identificadas nos casos onde o coeficiente de empuxo no repouso foi estabelecido como igual a 2,0. Assim, partindo desse dado, nas análises posteriores preferiu-se a utilização do $K_0 = 2$.

5.2. Caso 2

No segundo caso analisado, utilizou-se o duto dois nas três alturas de coberturas, somente o solo do tipo um e a contração do duto de 5%. Foram realizadas quatro análises, onde na cobertura com 1,50 metros de altura, utilizaram-se os dois coeficientes de empuxo no repouso, e nas demais coberturas, utilizou-se somente $K_0 = 2$.

A Figura 5.10 apresenta as malhas deformadas após as simulações para altura de cobertura de 1,50 metros e os dois coeficientes de empuxo no repouso adotados e o zoom da região em volta do duto. Assim como na Figura 5.1, a malha com $K_0 = 0,593$ houve o rebaixamento do maciço acima da estrutura e com $K_0 = 2,0$ houve o soerguimento do solo na região. Isto ocorreu após a instalação do duto próximo à superfície, à medida que as altas tensões no sentido horizontal antes da instalação fazem o maciço soerguer após a retirada do solo no interior do duto.

Assim, a alteração das características do material praticamente não alterou a configuração da malha do modelo geométrico após a instalação do duto. A Figura 5.11 mostra as tensões de cisalhamento para os casos com os dois K_0 e o zoom na região em volta do duto. Os valores demonstrados na escala a direita da Figura 5.11 são dados em kPa.

Percebe-se que as tensões cisalhantes ocorrem principalmente nas regiões do ombro do duto e na zona do reverso. No modelo geométrico adotado, percebe-se que baixas tensões cisalhantes alcançam os limites da vala e da superfície acima do duto. Para a parte com a utilização do $K_0 = 2,0$, ocorreram tensões cisalhantes com valores mais altos.

Os valores máximos de tensões cisalhantes utilizando os dois coeficientes de empuxo no repouso ocorrem na zona do reverso do duto. Quando se utilizou $K_0 = 0,593$ o valor máximo

atingido foi de 15,76 kPa, já com $K_0 = 2,0$ o valor máximo é 20,94 kPa. Os valores são maiores com $K_0 = 2$ devido as maiores tensões horizontais no duto e a transferência das tensões da parte superior do maciço para as laterais deste.

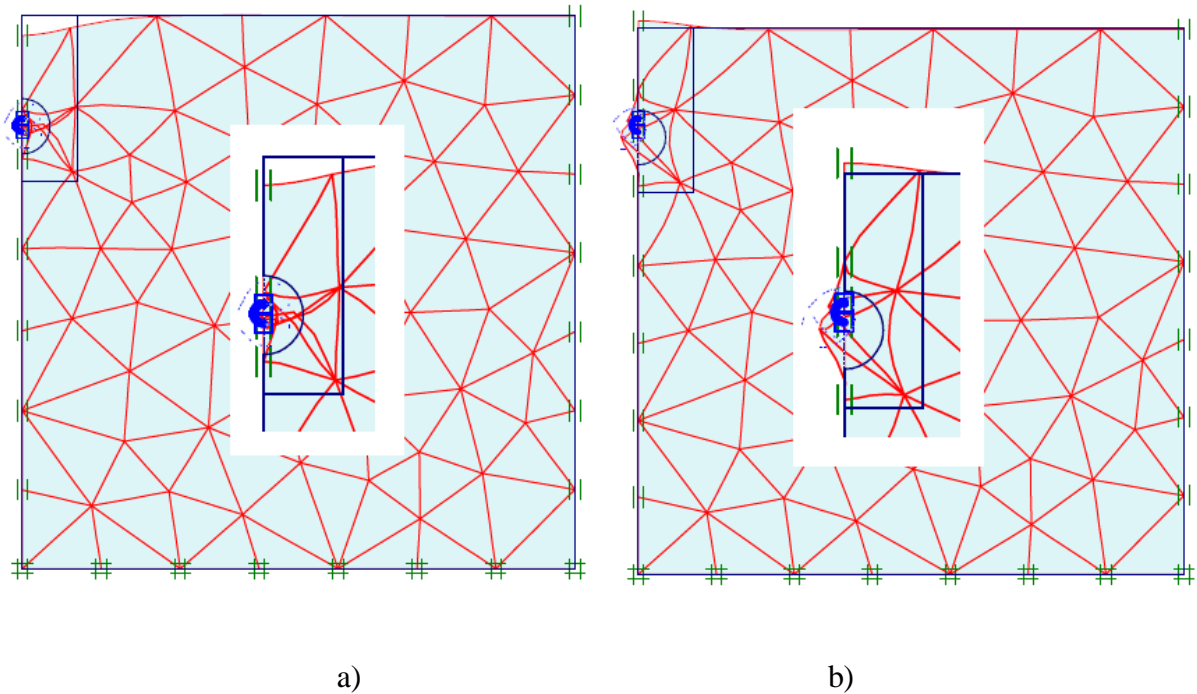


Figura 5.10 – Malha deformada para o caso 2, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

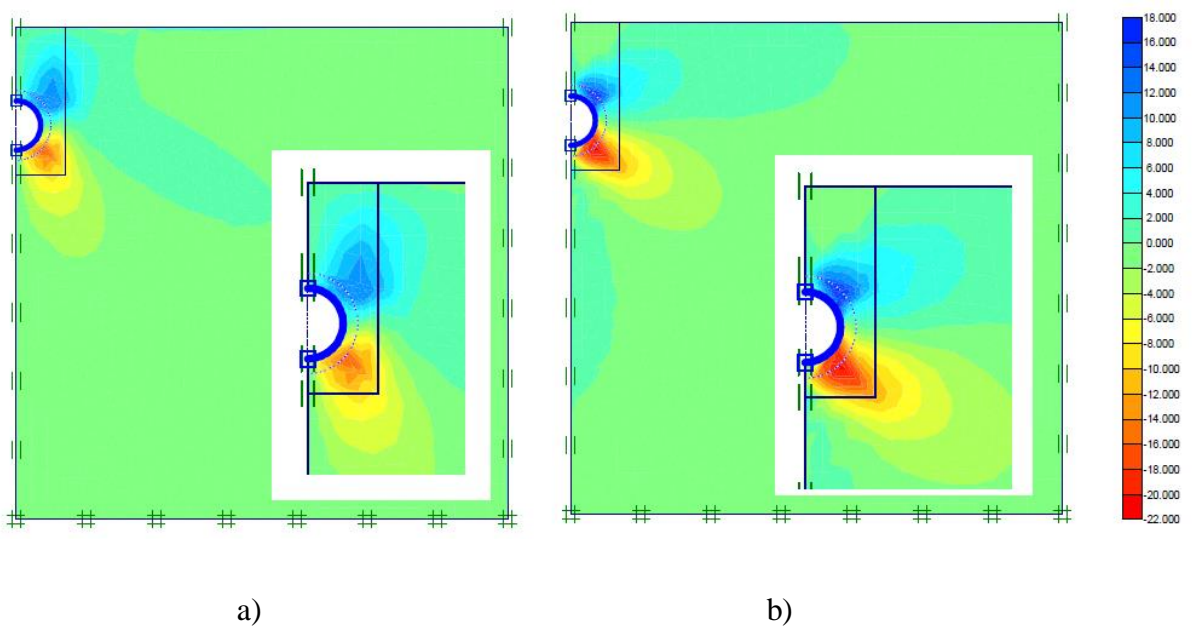


Figura 5.11 – Tensões cisalhantes para o caso 2, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

A Figura 5.12 demonstra as forças axiais que agem no duto após a instalação deste e a contração de 5% do raio. Assim, para a parte com o coeficiente calculado pela fórmula de Jaky as tensões axiais agem nos sentidos de compressão na lateral e tração no teto e na base do duto.

Na região superior e inferior do duto ocorrem tensões de expansão devido o alívio de tensões verticais nas duas regiões. Na parte central da parede ocorrem tensões de compressão para manter a forma do duto. Na parte (b), quando foi utilizado o K_0 igual a 2, ocorreram apenas tensões de compressão em todo o duto. Os valores de tensão apresentados na parte (b) são maiores que os medidos na parte (a), de acordo com as escalas dos gráficos. Percebe-se que a tensão na parte inferior da estrutura é maior que a superior devido aos maiores valores de carga pelo maciço um metro abaixo do teto do duto.

Após as análises utilizando os dois coeficientes de empuxo no repouso para a cobertura com 1,50 metros de altura, decidiu-se utilizar apenas $K_0 = 2,0$ para as análises com 4,50 e 6,50 metros de cobertura. A Figura 5.13 mostra as malhas deformadas utilizando as duas coberturas mais profundas com a instalação do duto dois.

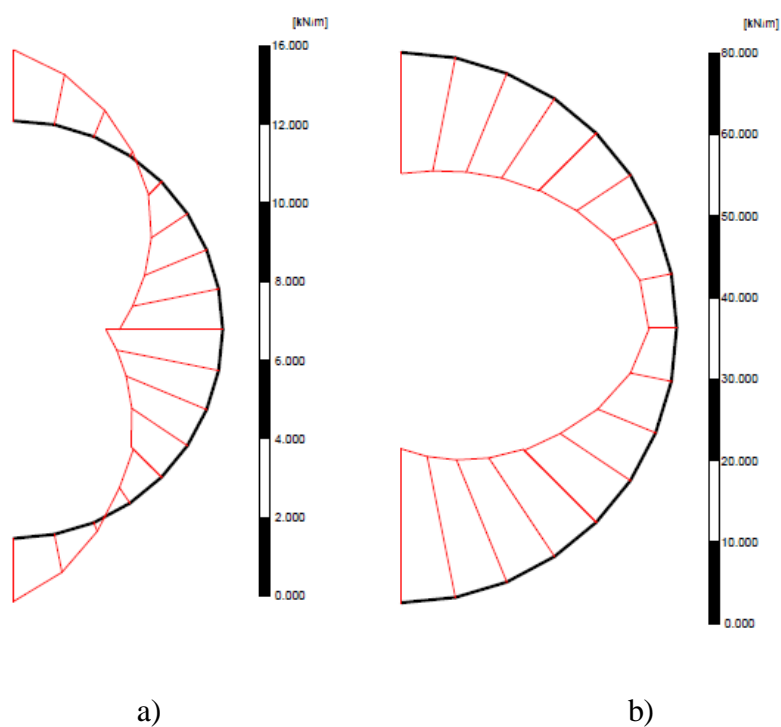


Figura 5.12 – Forças axiais no duto para o caso 2, $H = 1,50$ m; a) $K_0 = 0,563$; b) $K_0 = 2,0$.

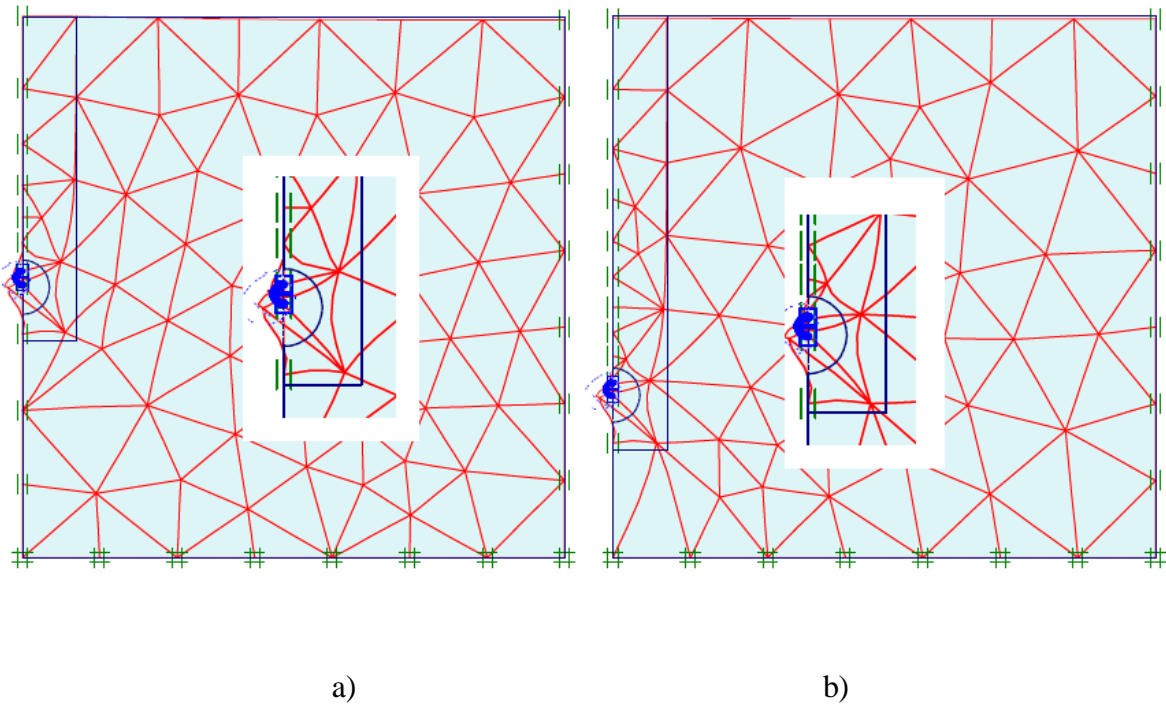


Figura 5.13 – Malhas deformadas para o caso 2, a) $H = 4,50$ m; b) $H = 6,50$ m.

As análises das Figuras 5.13, 5.4 e 5.7 demonstram que as instalações mais profundas utilizando tanto o duto um quanto o duto dois não alteraram as malhas nas regiões superficiais do modelo. Somente na região no interior da vala e próximas do duto ocorreram pontos de plastificação do solo.

Em comparação com as malhas deformadas utilizando o duto um não ocorrem grandes alterações de tensões e deformações no maciço. A Figura 5.14 mostra as tensões de cisalhamento para as alturas de 4,50 metros e 6,50 metros de cobertura.

A partir de Figura 5.14 nota-se que, como no caso com cobertura de 1,50 metros, as tensões cisalhantes ocorrem principalmente nas regiões do ombro e zona do reverso. Além disso, ocorrem baixos valores de tensões cisalhantes nos limites da vala e da superfície acima do duto.

A Figura 5.15 demonstra as forças axiais que agem no duto após a instalação deste e a contração de 5% do raio nas alturas de 4,50 e 6,50 metros. Nas duas análises ocorreram apenas tensões de compressão em todo o duto. Os valores de tensão apresentados são maiores para a cobertura de 6,50 metros em relação à cobertura de 4,50 metros, de acordo com as

escalas dos gráficos. Percebe-se que a tensão na parte inferior da estrutura é maior que a superior devido aos maiores valores de carregamento devido ao maciço um metro abaixo do teto do duto.

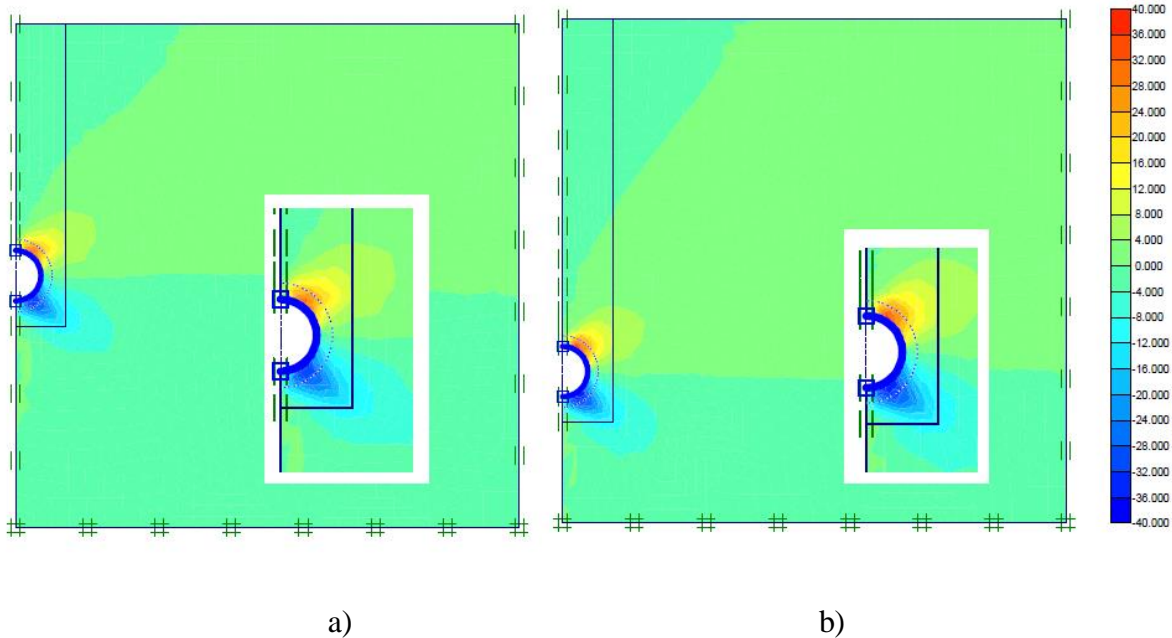


Figura 5.14 – Tensões Cisalhantes para o caso 2, a) H = 4,50 m; b) H = 6,50 m.

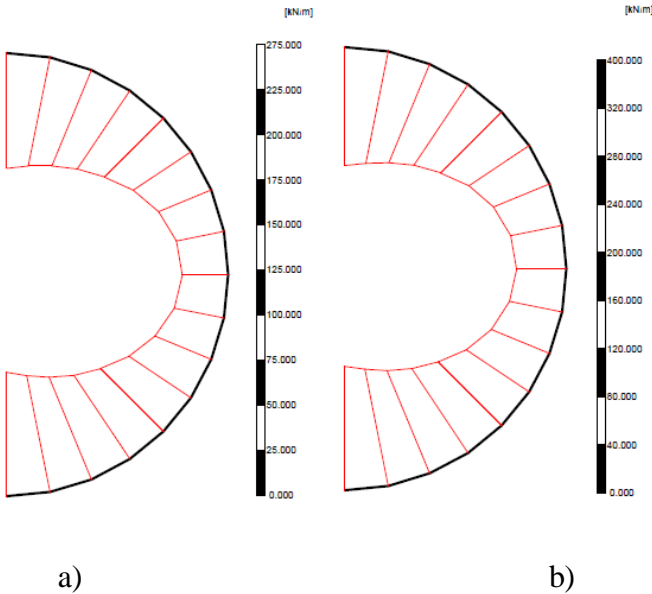


Figura 5.15 – Forças axiais para o caso 2, a) H = 4,50 m; b) H = 6,50 m.

Os valores máximos de tensões cisalhantes são 35,11 kPa para 4,5 metros e 39,09 para 6,50 metros nas regiões inferiores dos dutos. Houve um acréscimo maior de tensão cisalhante quando se alterou a altura de cobertura de 1,50 metros para 4,50 metros em comparação a alteração para 6,50 metros.

5.3. Caso 3

Para o caso 3, utiliza-se a contração de 2% do raio do duto um na terceira parte dos cálculos especificados na Figura 3.7, de modo a determinar as diferenças dos comportamentos do duto e do maciço após uma contração menor. Resolveu-se estudar as diferenças entre os comportamentos mecânicos do duto um após as duas contrações. Os valores de contração podem ser determinados com base em:

$$C_e = P_t \frac{B_t}{2} \quad 5.1$$

onde: C_e é a contração do duto, P_t é a carga total acima do duto e B_t é o diâmetro externo do duto. Como deve haver um valor de contração para cada cobertura e coeficiente de repouso utilizado em todas as análises, preferiu-se especificar apenas duas contrações nas quais se podem determinar as diferenças do comportamento.

Nas análises do caso 3 utilizaram-se as mesmas considerações do caso 1, apenas com a utilização de $K_0 = 2$ e a contração de 2 % do raio. Ao utilizar um menor valor de contração, as deformações causadas no maciço e no duto são menores, assim como as tensões que foram originadas nas análises. A Figura 5.16 apresenta as malhas deformadas para as três alturas de coberturas (1,50 metros; 4,50 metros; 6,50 metros) para o duto um com a contração de 2 % utilizando um fator de escala igual a 100 vezes, além do zoom em cada região do duto.

As análises das duas primeiras malhas deformadas demonstram que o programa calculou soerguimento do solo na região acima da vala para a contração de 2% após a instalação do duto. Somente a terceira parte da Figura 5.16 não apresenta o soerguimento. Assim, a análise conjunta das três figuras demonstra que para a contração de 2 % as tensões verticais acima do duto foram minoradas. Assim, como as tensões verticais no solo abaixo do duto para as alturas de 1,50 metros e 4,50 metros são maiores, o solo apresenta soerguimento.

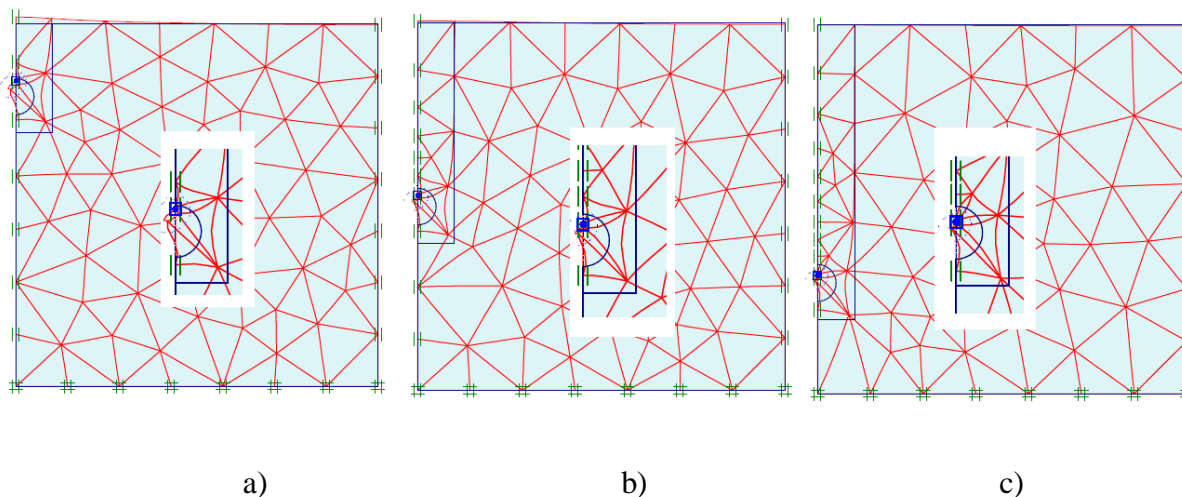


Figura 5.16 – Malha deformada para o caso 3, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A Figura 5.17 apresenta os deslocamentos totais das análises do caso 3. A partir da análise realizada da Figura 5.17, percebe-se que os deslocamentos em torno do duto na primeira e segunda parte, ocorrem na direção vertical no sentido do soerguimento. Já a terceira parte da Figura 5.17 também apresenta os principais deslocamentos na vertical, porém com o sentido para o fundo do modelo geométrico. Percebe-se que a utilização da contração de 2% do raio modificou totalmente a análise de deslocamento do duto, já que com contração de 5% os deslocamentos ocorrem principalmente na direção horizontal para $K_0 = 2,0$. Assim, nessas condições a contração igual a 2% minora o carregamento que ocorre acima do duto devido ao solo de cobertura da vala. Quando a altura de cobertura é 1,50 metros, o máximo deslocamento é de 9,34 mm; quando a cobertura é 4,50 metros o maior deslocamento é 8,01 mm; quando a cobertura 6,50 metros o deslocamento máximo é 6,94 mm.

Como foi estipulada uma contração menor para os três casos, os máximos deslocamentos encontrados para os três dutos apresentaram valores menores dos calculados com a contração de 5%.

A Figura 5.18 apresenta as tensões principais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando as três alturas analisadas com contração de 2%. Percebe-se que com a utilização de contração de 2%, a mudança de direção das tensões principais para as direções tangencial e radial do duto foram menores que os casos anteriores. Assim, como nas análises das Figuras

5.16 e 5.17, o carregamento acima do duto foi minorado, e a instalação deste praticamente não alterou o comportamento mecânico do maciço.

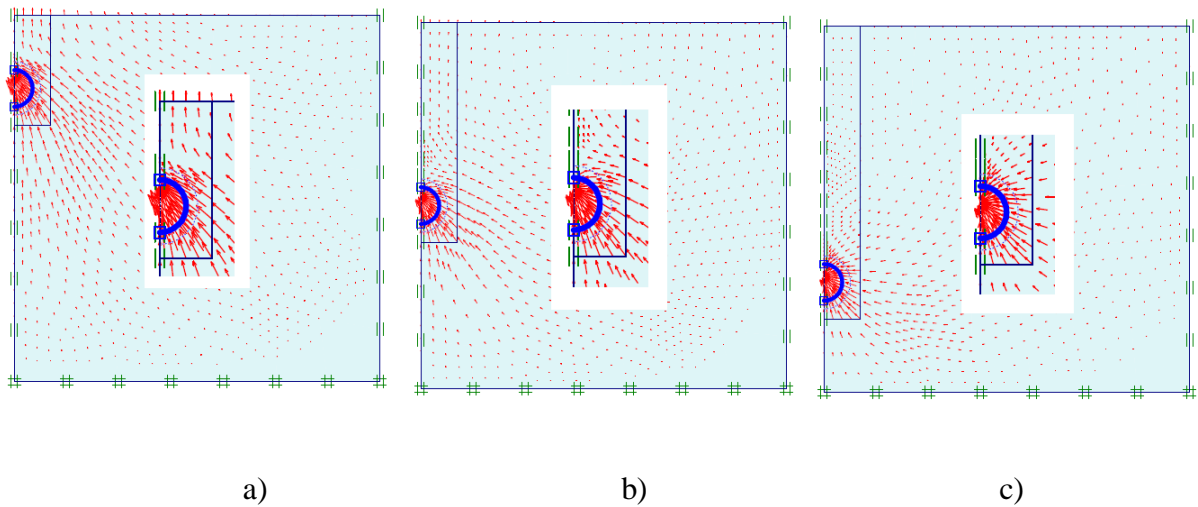


Figura 5.17 – Deslocamentos totais do sistema para o caso 3, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

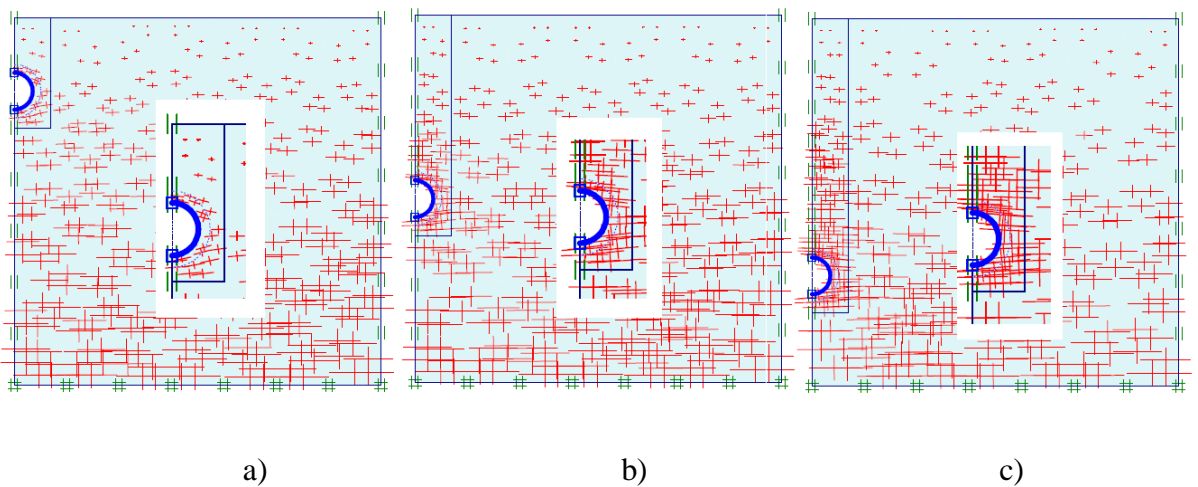


Figura 5.18 – Tensões principais do sistema para o caso 3, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Como nos três casos da Figura 5.18 é utilizado o coeficiente de empuxo no repouso igual a 2,0, a tensão principal maior encontra-se na direção horizontal. Na parte (a) da Figura 5.18, a tensão vertical máxima verificada na lateral do duto é de 48,20 kPa na borda do duto, já na

região acima do duto a tensão máxima horizontal apresenta um valor máximo de 60,97 kPa 0,25 metros acima da estrutura. Na parte (b), a tensão vertical máxima na lateral do duto é de 108,16 kPa na parede do duto, já na região acima do duto a tensão horizontal apresenta um valor máximo de 174,90 kPa à 0,20 metros acima da estrutura. Para a parte (c) da Figura 5.18, a tensão vertical máxima na lateral do duto é de 143,12 kPa e a tensão horizontal máxima acima do teto é de 258,89 kPa, as duas tensões ocorrem na borda da parede do duto.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são 16,33 kPa, 22,05 kPa e 25,80 kPa para 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros, respectivamente. Todos os valores máximos se apresentam na zona do reverso do duto. Percebe-se que todas as tensões apresentadas apresentam valores menores que os calculados para os casos 1 e 2, principalmente as tensões cisalhantes.

Assim como nas análises realizadas para as três alturas de cobertura do caso 1, as regiões que apresentam alívio de tensões verticais após a instalação do duto são as que ficam diretamente acima e abaixo do duto, com acréscimo de tensão horizontal. Na região lateral, a tensão horizontal apresenta alívio e a tensão vertical apresenta acréscimo. Os efeitos percebidos de alívio e acréscimo de tensão foram menores com a contração de 2%.

Por fim, verificaram-se as forças cisalhantes presentes nos dutos. Nos três casos, a máxima força cisalhante é imposta na parte inferior do anel do duto. Com altura de 1,50 metros, o valor máximo da força é igual a 9,49 kN/m, para 4,50 metros é igual a 23,33 kN/m e para a terceira altura de cobertura é 32,47 kN/m.

5.4. Caso 4

Nas análises do caso 4 foram utilizados os mesmos dados para a análise do caso 1, apenas com a utilização de $K_0 = 2$ e a utilização do solo dois para a região exterior à vala. Ao utilizar um tipo diferente de solo para o maciço em volta da vala, os valores de tensões e deformações analisados são diferentes em relação ao caso 1.

A Figura 5.19 apresenta as malhas deformadas e o zoom da região do duto para as três alturas de coberturas para o duto um considerando a vala com o solo do tipo 1 e o resto do maciço com o solo do tipo 2, considerando um fator de escala igual a 5. As análises das três malhas deformadas demonstram que o programa calculou deslocamentos verticais maiores

que nos modelos analisados no caso 1, por isso utilizou-se um fator de escala menor. Apesar de o maciço apresentar $K_0 = 2$ para as regiões da vala e fora desta, os deslocamentos apresentados são principalmente verticais.

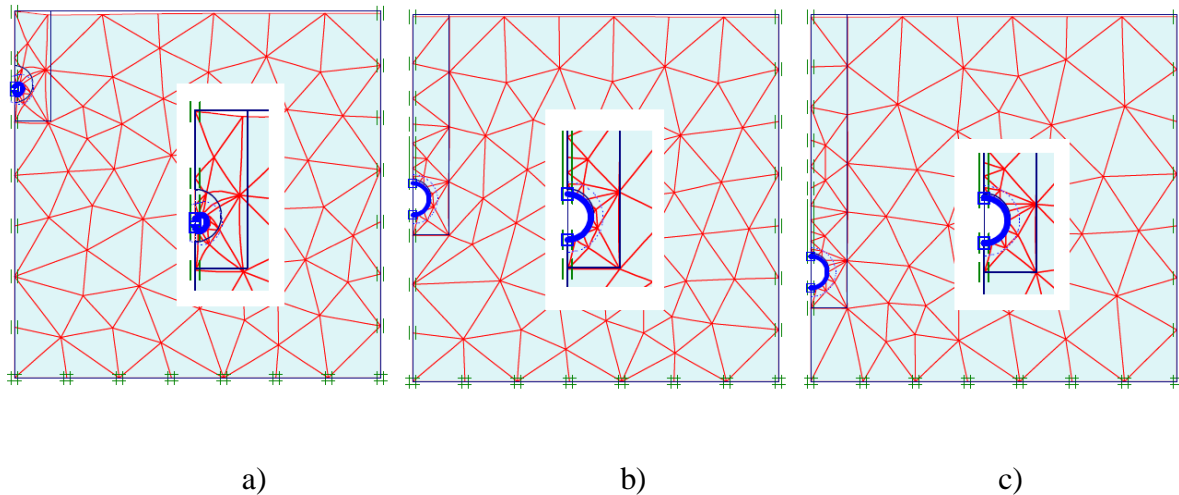


Figura 5.19 – Malhas deformadas para o caso 4, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A parte (a) da Figura 5.19 apresentou um deslocamento máximo de 0,11 metros na região do duto. O deslocamento máximo apresentado na parte (b) da Figura 5.19 foi de 0,02 metros. O deslocamento máximo apresentada na parte (c) da Figura 5.19 foi de 0,018 metros e assim como na altura de cobertura de 4,50 metros os maiores deslocamentos ocorreram na região superior e lateral ao duto.

A comparação entre os deslocamentos máximos encontrados entre o caso 1 e caso 4 demonstram que no último ocorreram maiores deslocamentos, principalmente com cobertura de 1,50 metros onde o valor máximo no caso 1 para $K_0 = 2$ foi de 0,017 metros, valor abaixo dos 0,112 metros da análise do caso 3. Assim, percebe-se que com a utilização de diferentes solos os deslocamentos se apresentaram diferentes direções e magnitudes.

A Figura 5.20 apresenta as tensões principais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando as três alturas de cobertura para o caso 4 e o zoom da região do duto. Percebe-se que as mudanças das direções das tensões principais são mais evidentes no caso 4 nas regiões em volta da instalação do duto. Assim, como nas análises dos casos anteriores, as tensões verticais e horizontais em volta do duto se transformam em tensões radial e tangencial.

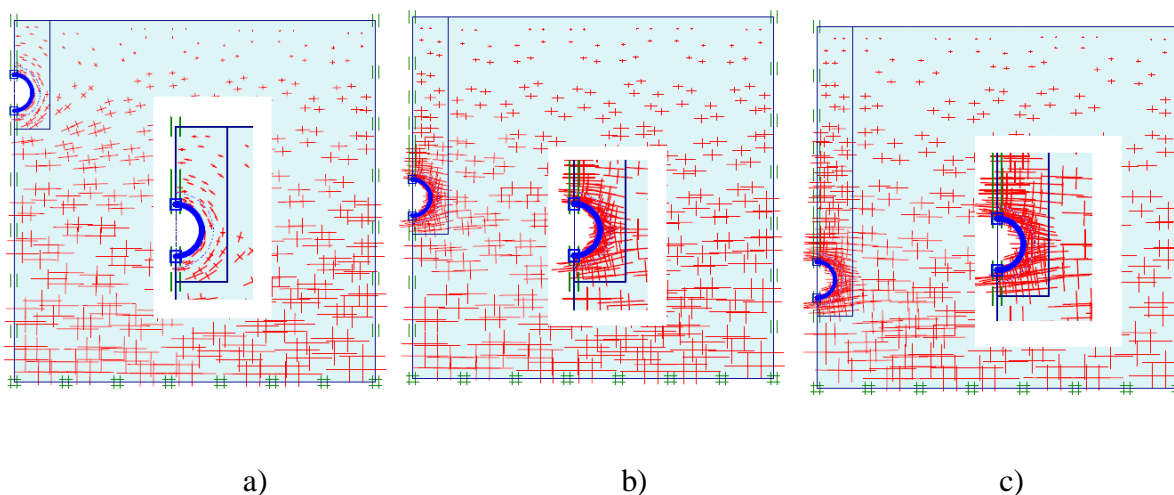


Figura 5.20 – Tensões principais para o caso 4, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Na parte (a) da Figura 5.20, houve um decréscimo de todas as tensões verticais em volta do duto, tanto nas regiões acima e abaixo do duto quanto na lateral deste. Já na região acima do duto a tensão máxima horizontal foi incrementada e apresenta um valor máximo de 33,28 kPa no ponto 0,80 metros acima da estrutura.

Quando utilizada a altura de cobertura de 4,50 metros, a tensão vertical máxima na lateral do duto é de 129,43 kPa na parede do duto, já na região acima do duto a tensão horizontal apresenta um valor máximo de 172,96 kPa a 0,16 metros acima da estrutura. Para a parte (c) da Figura 5.20, a tensão vertical máxima na lateral do duto é de 174,41 kPa e a tensão horizontal máxima acima do teto é de 261,23 kPa no ponto 0,17 metros acima da estrutura.

A Figura 5.21 demonstra as tensões cisalhantes encontradas nas três alturas de cobertura utilizadas para o caso 4. Na altura de cobertura de 1,50 metros ocorreram pontos de plastificação calculados pela análise de Mohr-Coulomb na região em volta do duto e em todo solo acima deste na vala. Já para as coberturas de 4,50 e 6,50 metros, houve pontos de plastificação apenas na região em torno da instalação.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são 29,67 kPa, 34,03 kPa e 44,20 kPa para 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros, respectivamente. Todos os valores máximos estão na zona do reverso do duto. Percebe-se que todas as tensões apresentam valores maiores que os calculados para os casos anteriores.

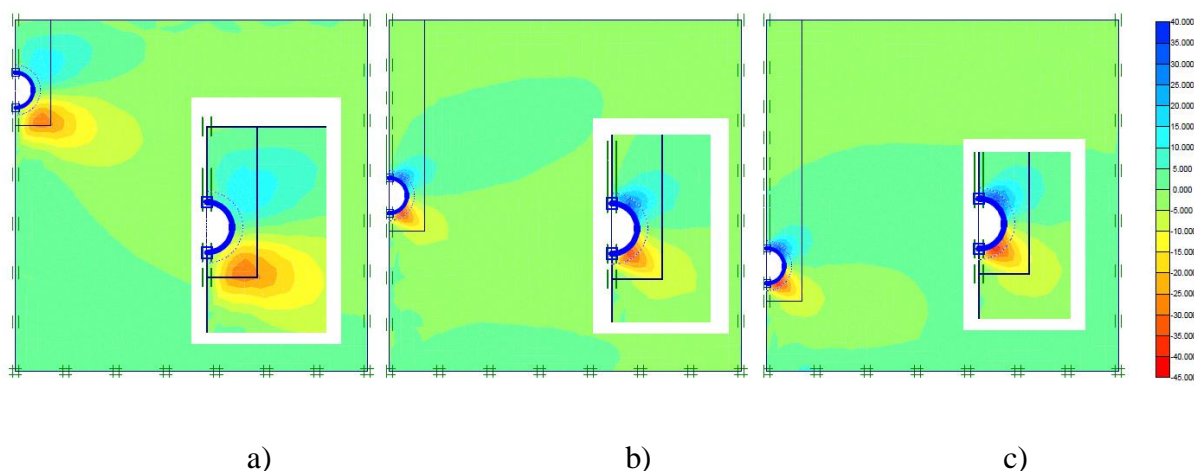


Figura 5.21 – Tensões cisalhantes para o caso 4, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Por fim, as forças cisalhantes calculadas nos dutos foram também analisadas. As forças cisalhantes máximas ocorrem na zona do reverso. Com altura de cobertura igual a 1,50 metros o valor máximo da força é igual a 0,122 kN/m, para 4,50 metros é igual a 19,54 kN/m e para 6,50 metros esta força é 28,04 kN/m. Os valores apresentados são menores que os apresentados nos casos 1, 2 e 3.

5.5. Caso 5

Nas análises do caso 5 foram utilizados os dois tipos de solo, assim como o caso 4, mas os empuxos no repouso adotados foram diferentes. Assim, para o solo da vala foi definido o $K_0 = 2$ para simular o efeito da compactação confinada do solo um e o solo do maciço não escavado foi definido como o solo dois com coeficiente $K_0 = 0,485$, valor calculado pela fórmula de Jaky.

A Figura 5.22 apresenta as malhas deformadas para as alturas de cobertura de 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros para as hipóteses adotadas pelo caso 5 com um aumento de 20 vezes de escala e o zoom da região da instalação do duto.

As análises das três malhas deformadas demonstram que os principais deslocamentos se desenvolveram nas regiões superior e lateral do duto. Como o coeficiente de empuxo no repouso apresentado na região da vala é maior que o resto do maciço os deslocamentos

ocorreram no sentido de expansão desta. Ainda assim, os deslocamentos máximos ocorreram em volta do duto. Como a tensão principal maior da vala é horizontal, as deformações apresentadas contraíram a parede do duto e expandiram o teto e a base deste, principalmente nas instalações com profundidades maiores.

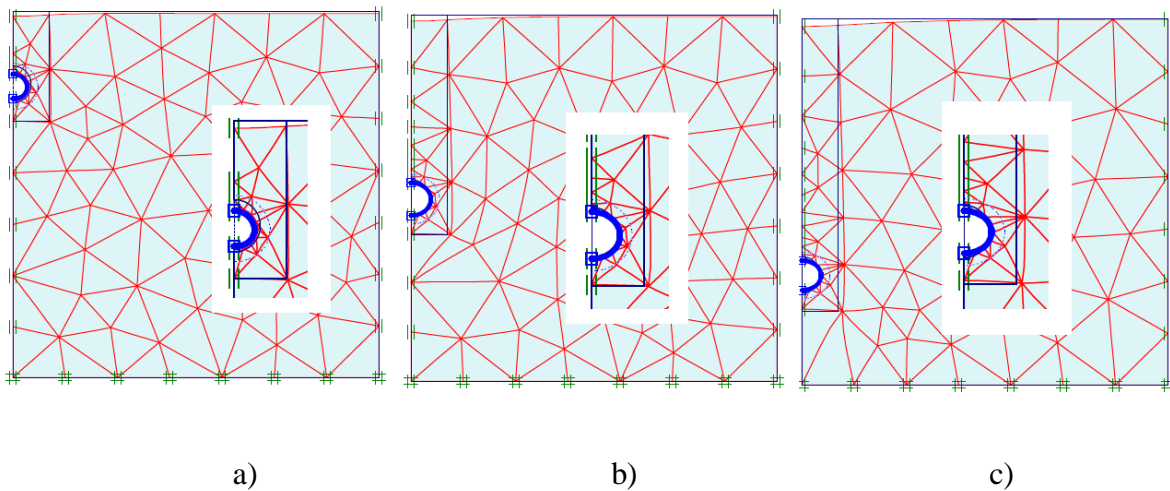


Figura 5.22 – Malhas deformadas para o caso 5, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A parte (a) da Figura 5.22 apresentou um deslocamento máximo de 0,043 metros na região acima do duto. O valor máximo apresentado na parte (b) da Figura 5.27 foi de 0,034 metros e os maiores valores ocorreram na interface entre a vala e o maciço não escavado. O deslocamento máximo apresentado na parte (c) da Figura 5.22 foi de 0,044 metros e assim como na altura de cobertura de 4,50 metros as maiores deformações ocorreram na região superior e na interface da vala. A comparação entre os valores máximos encontrados demonstram que no caso analisado ocorreram maiores deslocamentos que os casos 1, 2 e 3.

A Figura 5.23 apresenta as tensões principais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando as três alturas de cobertura para o caso 5. As tensões no interior da vala são maiores devido o $K_0 = 2$ para o solo no interior desta. Como nas análises dos casos anteriores, as tensões verticais e horizontais em volta do duto se transformam em tensões radial e tangencial.

Na parte (a) da Figura 5.23, houve um decréscimo de todas as tensões verticais em volta do duto, tanto nas regiões acima e abaixo do duto quanto na lateral deste, mas há um grande acréscimo desta tensão na região de solo colocada na lateral da vala. O pico de tensão vertical

apresentado é de 65,29 kPa há 0,50 metros da parede do duto. Já na região acima do duto a tensão máxima horizontal apresenta um valor máximo de 20,17 kPa no ponto 0,15 metros acima da estrutura. A tensão horizontal apresentou um grande valor na região abaixo do duto, próxima a base da vala escavada. Neste ponto a tensão máxima foi de 96,21 kPa.

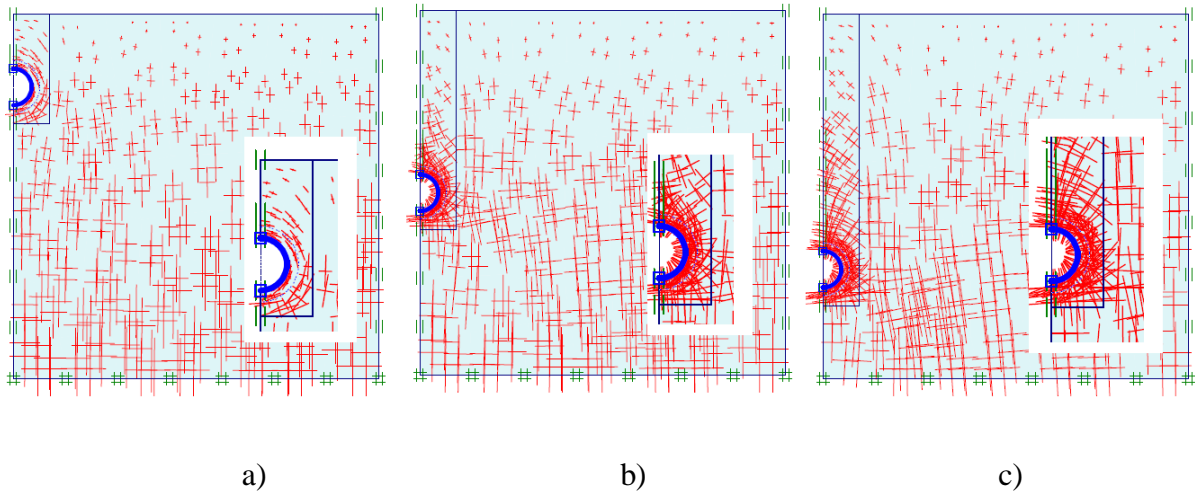


Figura 5.23 – Tensões principais para o caso 5, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Quando utilizada a altura de cobertura de 4,50 metros, a tensão vertical máxima na lateral do duto está localizada próxima à parede da vala e tem um valor de 125,96 kPa, já na região acima do duto a tensão horizontal apresenta um valor máximo de 75,65 kPa na parede da estrutura. Para a parte (c) da Figura 5.23, a tensão vertical máxima na lateral do duto é de 176,24 kPa e a tensão horizontal máxima acima do teto é de 105,81 kPa na interface da estrutura

Nas duas análises com 4,50 e 6,50 metros as tensões abaixo do duto, na região da base da vala apresentaram grandes valores: 136,21 kPa e 192,96 kPa, respectivamente.

A Figura 5.24 demonstra as tensões cisalhantes encontradas nas três alturas de cobertura utilizadas para o caso 5. Assim como no caso 4, houve pontos de plastificação calculados pela análise de Mohr-Coulomb na região em volta do duto e em todo solo acima deste na vala para a altura de cobertura de 1,50 metros. Já para as coberturas de 4,50 e 6,50 metros, houve pontos de plastificação apenas nas regiões do topo e da base do duto.

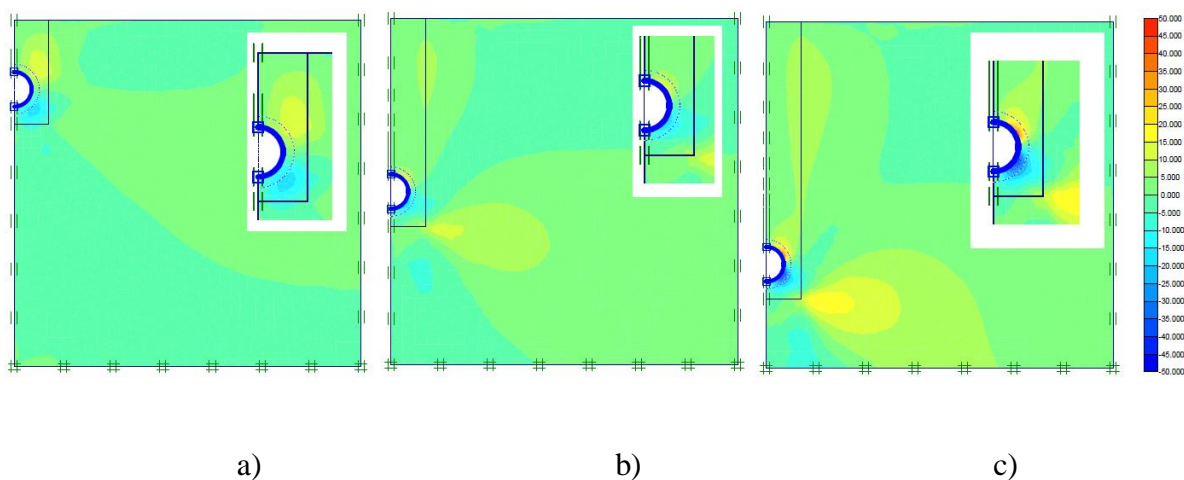


Figura 5.24 – Tensões cisalhantes para o caso 5, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são 19,09 kPa, 25,01 kPa e 44,4 kPa para 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros, respectivamente. Apesar de as maiores tensões cisalhantes se encontrarem nas partes adjacentes do duto, apresentam-se grandes tensões cisalhantes na área do canto da vala devidas ao encontro dos dois tipos de solo. As tensões cisalhantes apresentam valores menores que os casos anteriores.

5.6. Caso 6

Nas análises do caso 6 foram utilizadas as mesmas definições utilizadas no caso 5, porém houve o acréscimo da linha freática no nível do terreno, para simular as tensões e deformações no duto devidas o efeito da instalação submersa. Assim, para o solo da vala foi definido o $K_0 = 2$ para simular o efeito da compactação confinada do solo um, e o solo do maciço não escavado foi definido como o solo dois com coeficiente $K_0 = 0,485$, calculado pela fórmula de Jaky. Portanto, utilizaram-se as tensões efetivas que atingem o maciço da envoltória.

A Figura 5.25 apresenta as malhas deformadas para as alturas de cobertura de 1,5 metros, 4,5 metros e 6,5 metros para as hipóteses adotadas pelo caso 6 e o zoom para cada altura da região da instalação do duto. Foi utilizado um aumento de escala de 20 vezes.

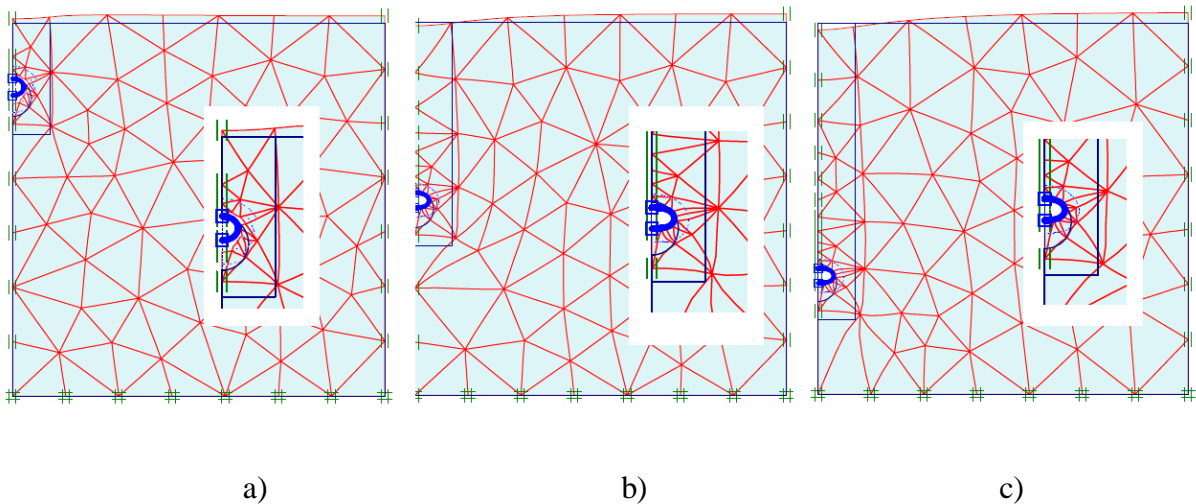


Figura 5.25 – Malha deformada para o caso 6; a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

As análises das três malhas deformadas demonstram que o programa calculou que os principais deslocamentos se desenvolveram na região lateral do duto. Ainda ocorreram deslocamentos devido a contração no duto. Todos os deslocamentos máximos desenvolvidos apresentaram valores próximos: 0,02 metros. Em comparação aos valores apresentados nas análises do caso 5, a utilização das tensões efetivas diminuíram os valores de deslocamentos no modelo geométrico.

A Figura 5.26 apresenta as tensões efetivas horizontais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando as três alturas de cobertura para o caso 6, além do zoom na região da instalação do duto. Há um aumento das tensões efetivas horizontais nas partes inferiores e superiores dos dutos analisados, principalmente na região abaixo do duto na interface entre a vala e o maciço não escavado. Essas tensões máximas apresentadas na interface das duas regiões de solo se devem a mudança do coeficiente de empuxo no repouso.

Para o caso onde a cobertura apresenta 1,50 metros, o pico de tensão na parte superior do duto é 19,15 kPa, já para 4,50 metros, a tensão é 40,40 kPa, e para 6,50 metros a tensão é 56,50 kPa. Os valores apresentados são menores que as tensões máximas no caso 5.

A Figura 5.27 apresenta as tensões efetivas verticais geradas pela instalação do duto nas análises utilizando as três alturas de cobertura para o caso 6. Percebe-se uma grande influência das diferenças entre os coeficientes de empuxo no repouso na região de interface da vala. Além disso, apesar da diminuição das tensões devido à presença de água, ainda há o

aumento da tensão vertical na parede para a cobertura de 6,50 metros. Para a cobertura de 1,50 metros, o pico de tensão na lateral do duto é 25 kPa, já para 4,50 metros, a tensão é 42,44 kPa, e para 6,50 metros a tensão é 55 kPa. Todas as tensões apresentadas são de compressão. Os valores apresentados são menores que as tensões máximas no caso 5.

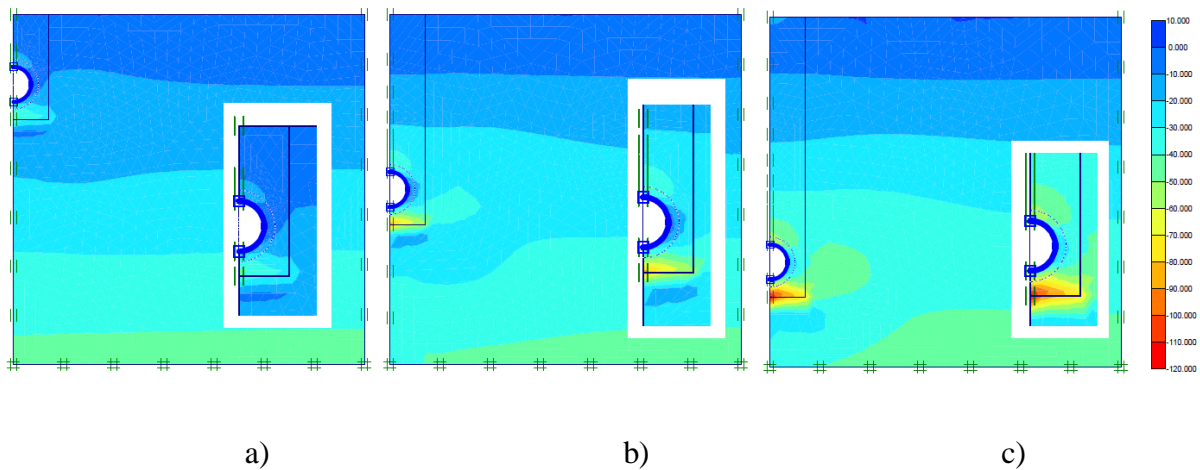


Figura 5.26 – Tensões efetivas horizontais para o caso 6, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

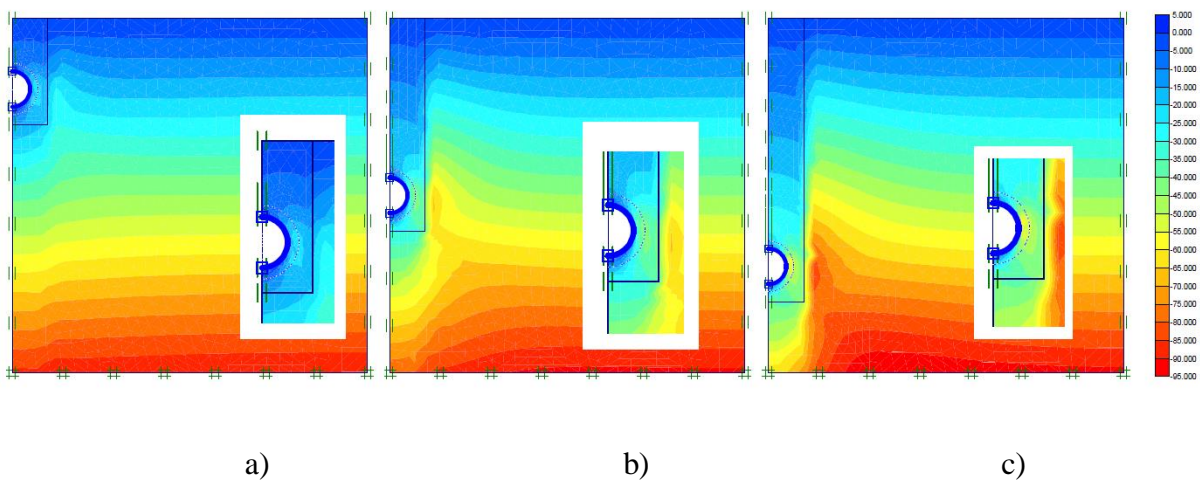


Figura 5.27 – Tensões efetivas verticais para o caso 6, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são 11,13 kPa, 17,29 kPa e 22,39 kPa para 1,5 metros, 4,5 metros e 6,5 metros, respectivamente. Apesar da água não apresentar tensões cisalhantes, a diminuição das tensões horizontais e verticais

permitiu a diminuição do cisalhamento em relação ao caso 5. As maiores tensões cisalhantes se encontram nas partes adjacentes do duto, na região do ombro e da zona do reverso.

A Figura 5.28 demonstra as tensões cisalhantes encontradas nas três alturas de cobertura utilizadas para o caso 6.

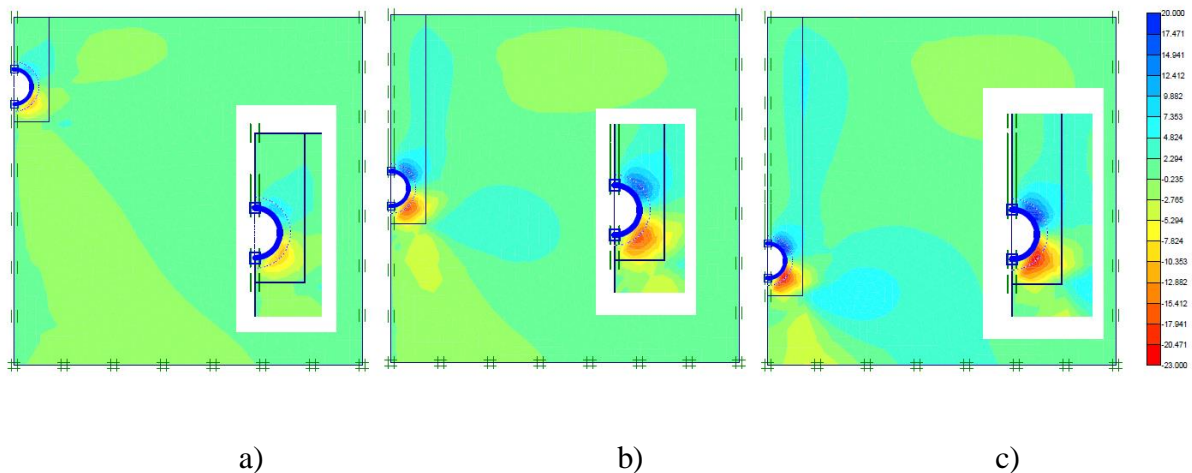


Figura 5.28 – Tensões cisalhantes utilizando para o caso 6, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

5.7. Caso 7

Nas análises do caso 7 foram utilizadas as mesmas definições utilizadas no caso 1, porém acrescentou-se uma sobrecarga acima da rodovia, utilizando um carregamento de 5 kPa, distribuído por 6 metros linearmente acima da estrutura. Simularam-se as tensões e deformações no duto devidas o efeito da rodovia calculada pela Norma 7188 (ABNT, 1984).

A Figura 5.29 apresenta as malhas deformadas para as alturas de cobertura de 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros após a introdução da rodovia acima da instalação e o zoom da região do duto. Foi utilizado um aumento de escala de 100 vezes.

Utilizou-se uma quarta fase de cálculo para a simulação das tensões e deformações do duto e do maciço. Nesta fase, restauraram-se as deformações para zero para determinar os deslocamentos desenvolvidos somente pela participação da rodovia. A Figura 5.30 demonstra o caminho dos deslocamentos nas quatro fases para as três alturas de cobertura nas áreas superior e lateral do duto.

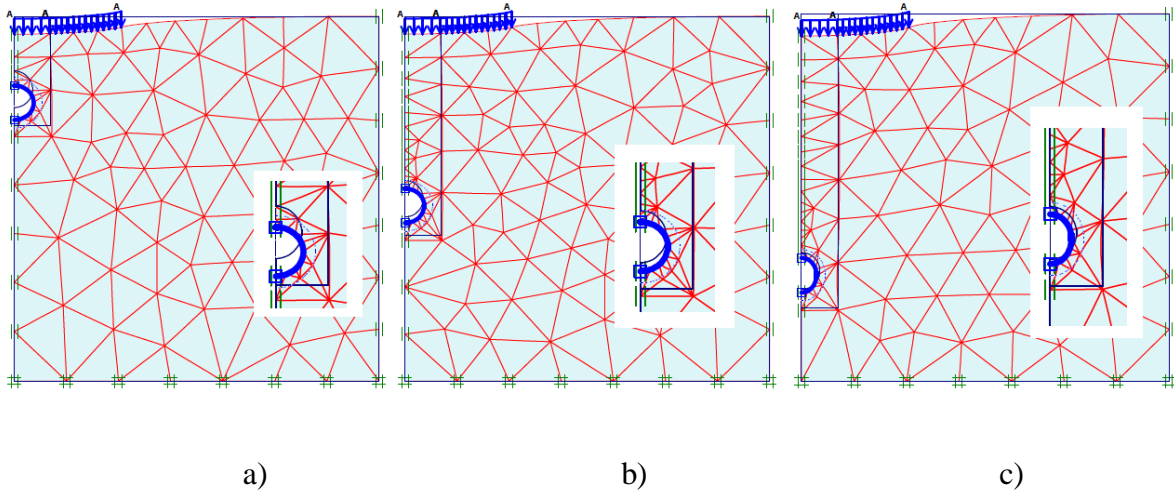


Figura 5.29 – Malha deformada para o caso 7, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Percebe-se, pela análise da Figura 5.30, que o retorno dos deslocamentos para zero antes da instalação da rodovia permitiu estabelecer os deslocamentos desenvolvidos pelo acréscimo de tensão. Assim, a análise da Figura 5.30 demonstra que na região próxima à superfície, os deslocamentos se mostraram próximos para as três alturas de cobertura. Já os deslocamentos na lateral da parede também estão próximos e abaixo de 5 mm. Assim, para a parede, os maiores deslocamentos são devidos às tensões naturais desenvolvidas pela instalação do duto e a sua contração. Já para a parte superior da vala, os deslocamentos foram desenvolvidos principalmente pela instalação da rodovia, principalmente na instalação com cobertura de 1,5 metros.

A Figura 5.31 apresenta as tensões horizontais geradas pela instalação do duto e a rodovia utilizando as três alturas de cobertura para o caso 7. Percebe-se que a introdução da rodovia, praticamente não alterou as tensões horizontais calculadas, devido a escala de cores apresentada variar entre 0 e 380 kPa e a rodovia acrescentar apenas 5 kPa. Há um aumento das tensões horizontais nas partes inferiores e superiores dos dutos analisados e diminuição desta nas regiões laterais da instalação. Os valores máximos de tensões horizontais acima do duto são 72,85 kPa para 1,50 metros, 210,24 kPa para 4,50 metros e 296,24 kPa para 6,50 metros. Os valores apresentados são superiores ao calculados pelo caso 1.

A Figura 5.32 apresenta as tensões verticais geradas após a instalação da rodovia acima do duto. Para a cobertura com 1,50 metros, a tensão lateral é 53,43 kPa, já para 4,50 metros, a

tensão é 100,95 kPa, e para 6,50 metros a tensão é 136,13 kPa. Todas as tensões apresentadas são de compressão. Os valores apresentados são menores que o caso 1, mas pela Figura 5.32 as tensões na parte superior do modelo são acrescidas das tensões devido à rodovia.

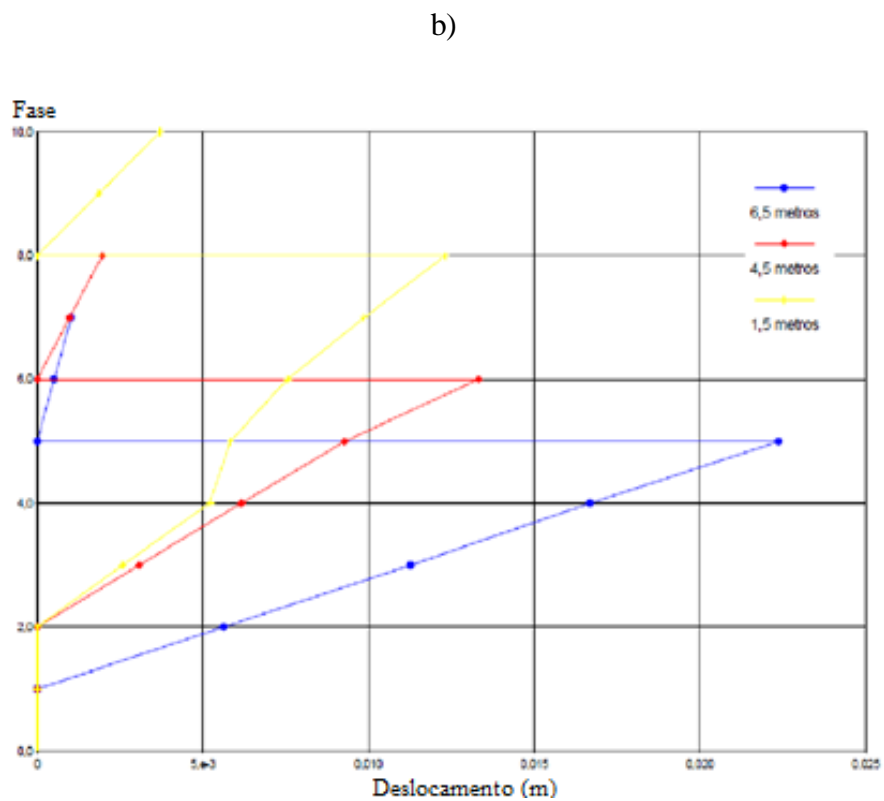
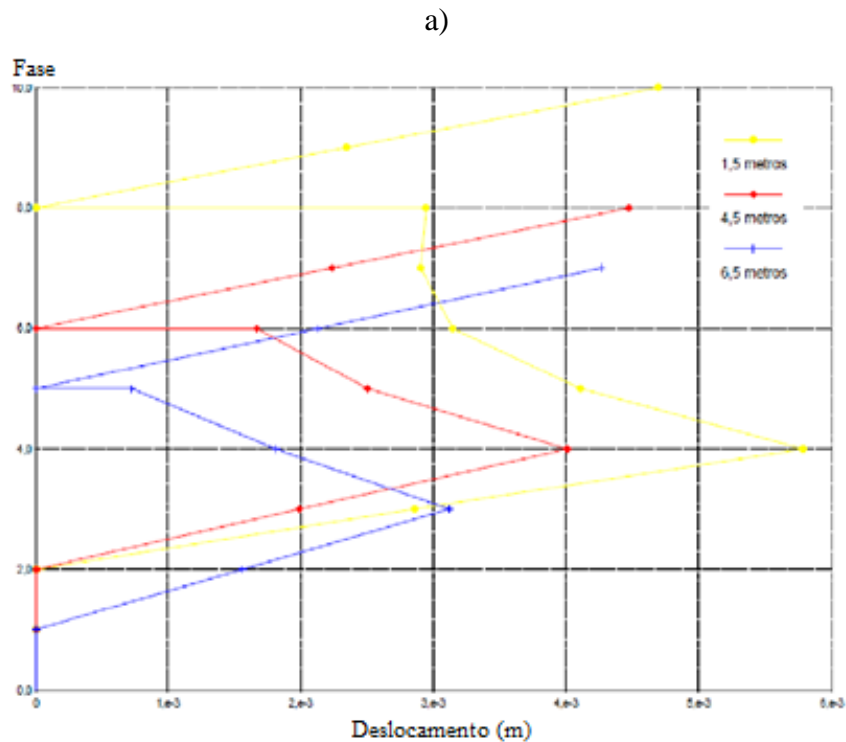


Figura 5.30 – Caminho de deformação para o caso 7, a) acima do duto, b) lateral do duto.

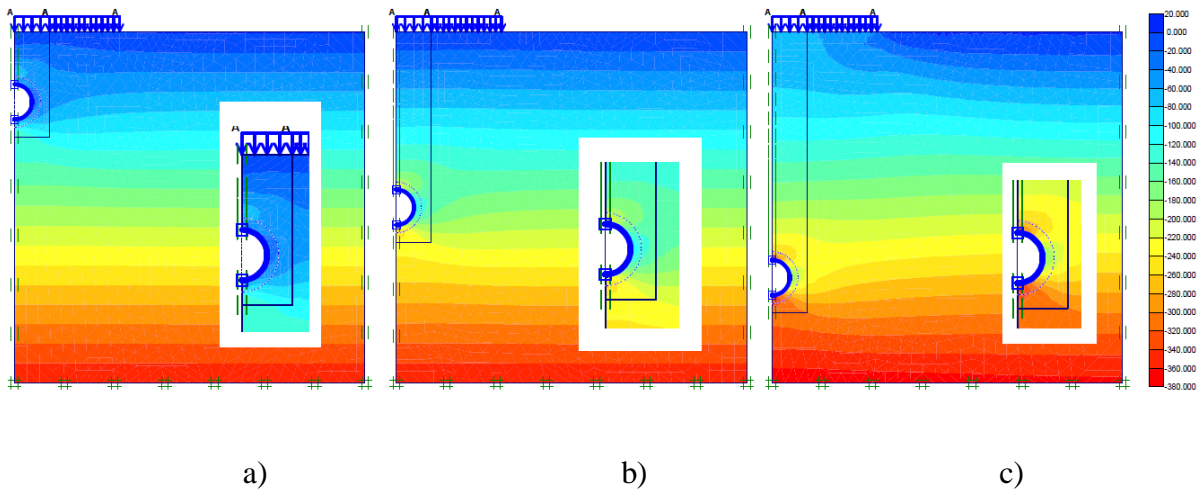


Figura 5.31 – Tensões horizontais para o caso 7, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

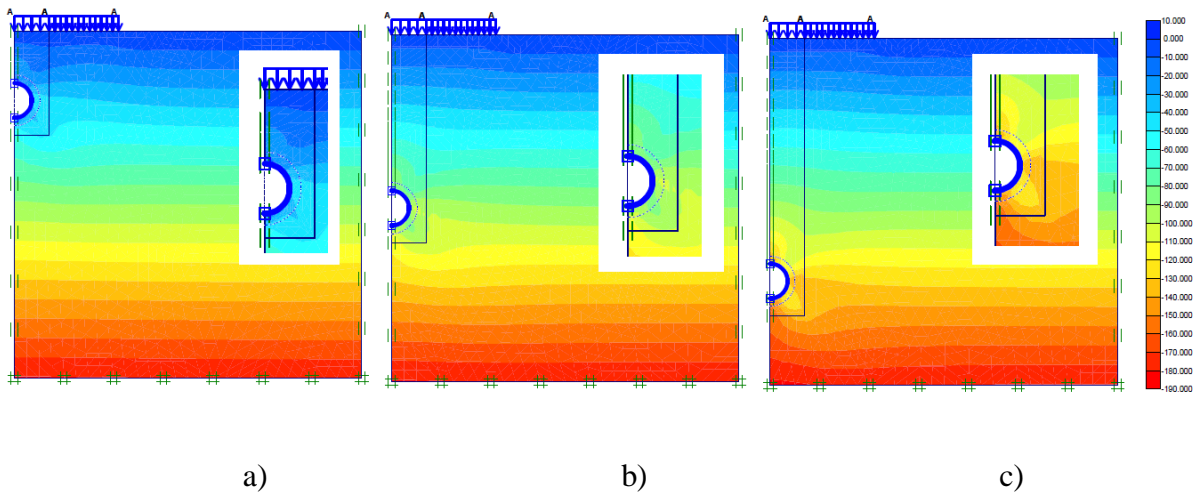


Figura 5.32 – Tensões verticais para o caso 7, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são 21,51 kPa, 43,87 kPa e 56,63 kPa para 1,5 metros, 4,5 metros e 6,5 metros, respectivamente e se apresentam na zona do reverso do duto. Os valores calculados são superiores aos apresentados no caso 1.

5.8. Caso 8

Para as análises do caso 8 foram utilizadas as mesmas definições utilizadas no caso 5, com a utilização de dois tipos de solo para o maciço e acréscimos de carga devido à estrutura rodoviária acima do duto. Utilizou-se o carregamento de 5 kPa, distribuído por 6 metros acima da estrutura. Para o solo tipo um do interior da vala foi definido o coeficiente de empuxo no repouso igual a 2 e para o solo tipo dois do maciço não escavado igual a 0,485.

A Figura 5.33 apresenta as malhas deformadas para as alturas de cobertura de 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros após a introdução da rodovia acima da instalação. Foi utilizado um aumento de escala de 100 vezes.

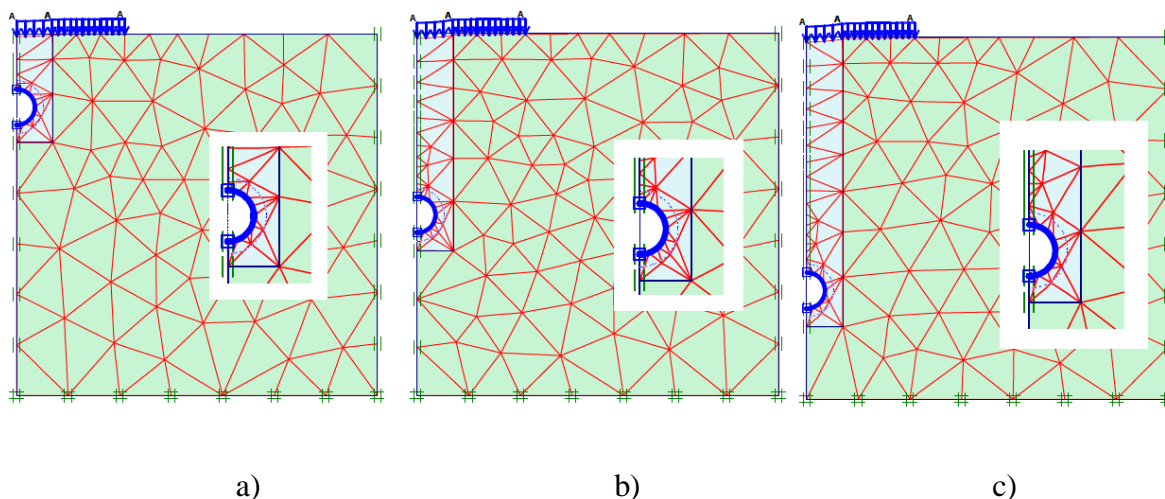
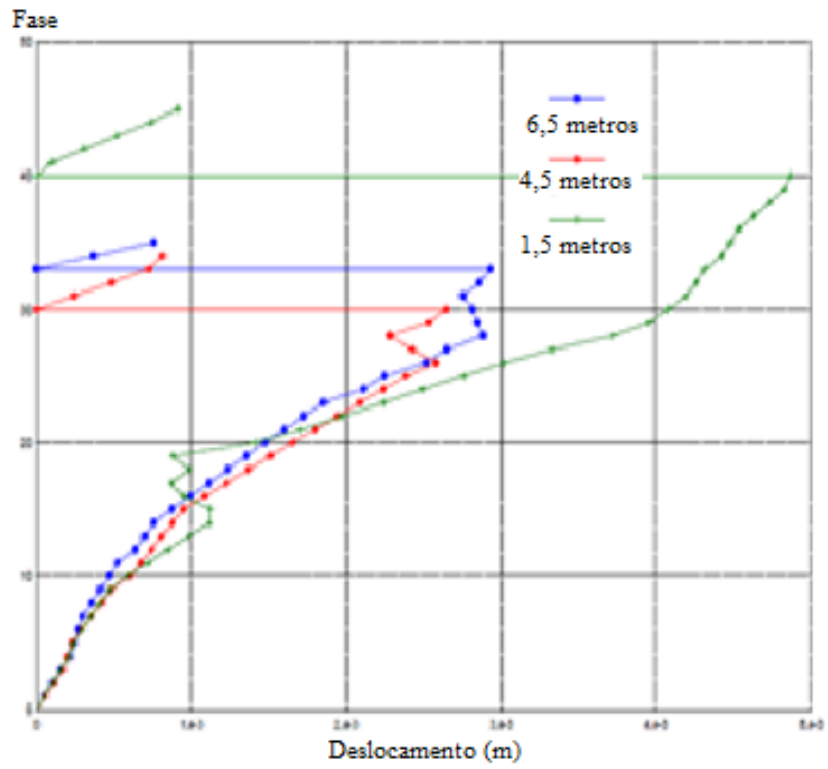


Figura 5.33 – Malha deformada para o caso 8, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Na quarta fase de cálculo, após o acréscimo da rodovia acima do duto, restauraram-se as deformações iniciais de forma a determinar os deslocamentos desenvolvidos somente pela participação da rodovia. A Figura 5.34 demonstra o caminho dos deslocamentos fases de cálculo para as três alturas de cobertura nas áreas superior e lateral do duto.

A parte (a) da Figura 5.34 demonstra que na região próxima da superfície, os deslocamentos se mostraram próximos para as três alturas de cobertura, abaixo de 1 mm após a instalação do duto. Já os deslocamentos na lateral da parede também estão próximos e abaixo de 3 mm. Os valores de deslocamentos medidos estão abaixo dos valores encontrados para as tensões devido à instalação do duto anterior a instalação da rodovia.

a)



b)

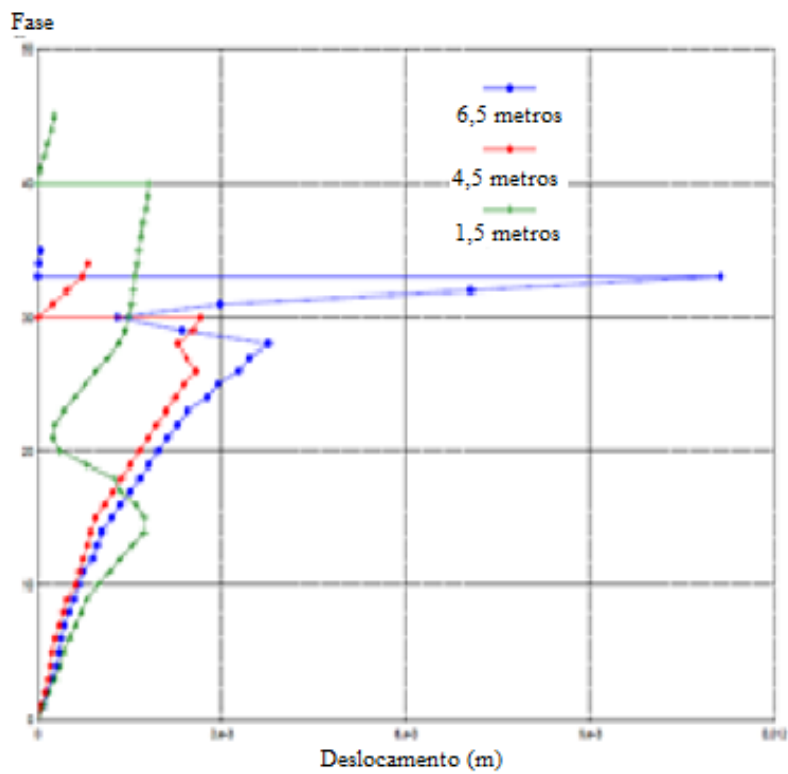


Figura 5.34 – Caminho de deformação para o caso 8, a) acima do duto, b) lateral do duto.

Já que os deslocamentos medidos nas três alturas de cobertura são praticamente iguais, a introdução da rodovia e do duto em qualquer altura não altera praticamente o comportamento mecânico deste e do maciço. Assim, os dutos podem ser instalados em pequenas alturas de cobertura, onde as tensões devido ao duto e o custo de instalação são menores.

A Figura 5.35 apresenta as tensões horizontais geradas pela instalação do duto e a rodovia utilizando as três alturas de cobertura para o caso 8. Há um aumento das tensões horizontais nas partes inferiores e superiores dos dutos analisados e diminuição desta nas regiões laterais da instalação, principalmente para as coberturas de 4,5 metros e 6,5 metros. Os valores máximos de tensões horizontais acima do duto são 30,09 kPa para 1,50 metros, 142,56 kPa para 4,50 metros e 216,67 kPa para 6,50 metros. Os valores apresentados são superiores ao calculados pelo caso 5 e menores que os encontrados no caso 7.

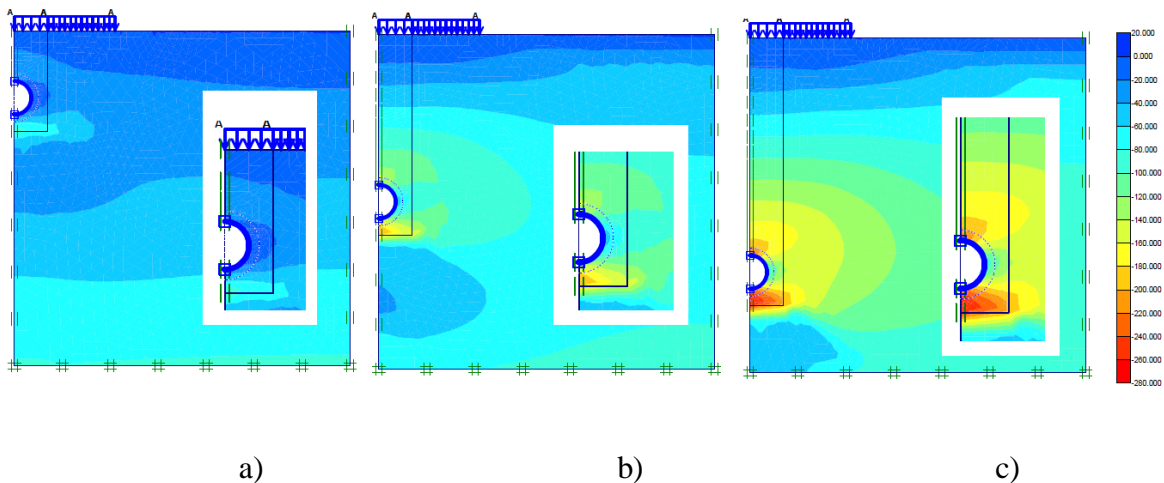


Figura 5.35 – Tensões horizontais para o caso 8, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A Figura 5.36 apresenta as tensões verticais geradas após a instalação da rodovia acima do duto. Para a cobertura com 1,50 metros, a tensão lateral é 25,28 kPa, já para 4,50 metros, a tensão é 92,31 kPa, e para 6,50 metros a tensão é 112,01 kPa. Percebe-se a influência das tensões devido a utilização de dois K_0 diferentes. Nas alturas de coberturas iguais a 4,50 metros e 6,50 metros, percebe-se o grande acréscimo tensões devido a rodovia na região da interface entre a vala e o solo não escavado. Os valores apresentados são menores que o caso 5, devido a mudança da direção de tensões na área da vala.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são 15,90 kPa, 36,00 kPa e 56,50 kPa para 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros, respectivamente. Com a altura de cobertura de 1,50 metros a maior tensão cisalhante está na região do ombro do duto e nos outros casos estão na região da quina da vala.

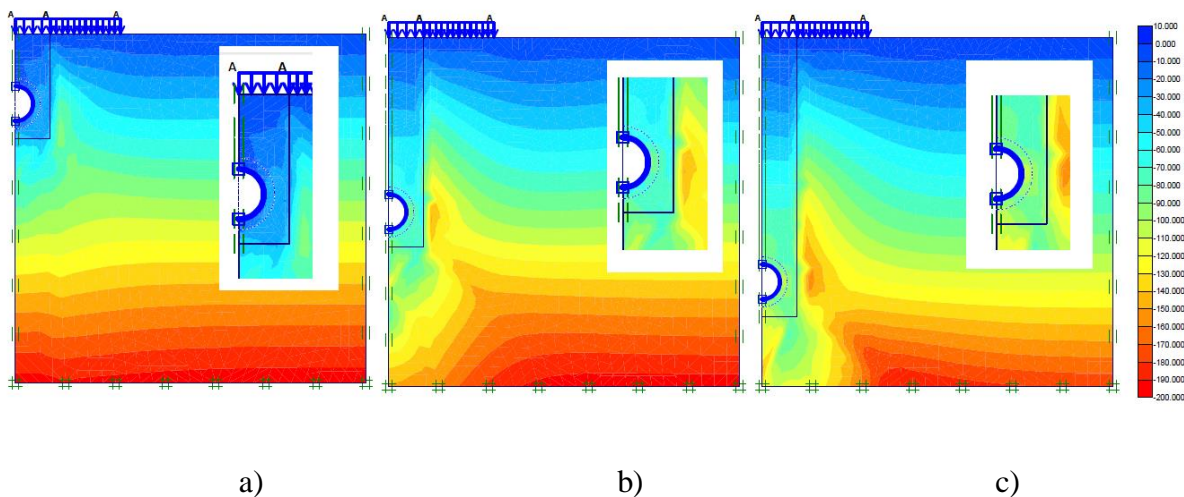


Figura 5.36 – Tensões verticais para o caso 8, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

5.9. Caso 9

Para as análises do caso 9 foram utilizadas as mesmas definições utilizadas no caso 8, com a utilização de dois tipos de solo para o maciço e acréscimos de carga devido à estrutura rodoviária acima do duto. Utilizou-se o carregamento de 120 kPa, distribuído por 4 metros acima da estrutura. Para o solo tipo um do interior da vala foi definido o coeficiente de empuxo no repouso igual a 2 e para o solo tipo dois do maciço não escavado igual a 0,485.

A Figura 5.37 apresenta as deformações verticais para as coberturas de 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros após a introdução da ferrovia acima da instalação.

Assim, pode-se perceber que após a adição da ferrovia, as principais deformações vão ser geradas acima da vala de aterro do duto. Porém a influência da ferrovia é maior com a cobertura de 1,50 metros. Assim, as deformações próximas do duto alcançam valores máximos de 2,4% para a parte (a), 2,8% para a parte (b) e 4 % para a parte (c). Os deslocamentos máximos medidos nas três alturas de cobertura são próximos a 5 cm, a introdução da ferrovia e do duto em qualquer altura não altera praticamente o comportamento

mecânico deste e do maciço, porém a influência da ferrovia para a cobertura de 1,50 metros pode causar rompimentos nesta estrutura.

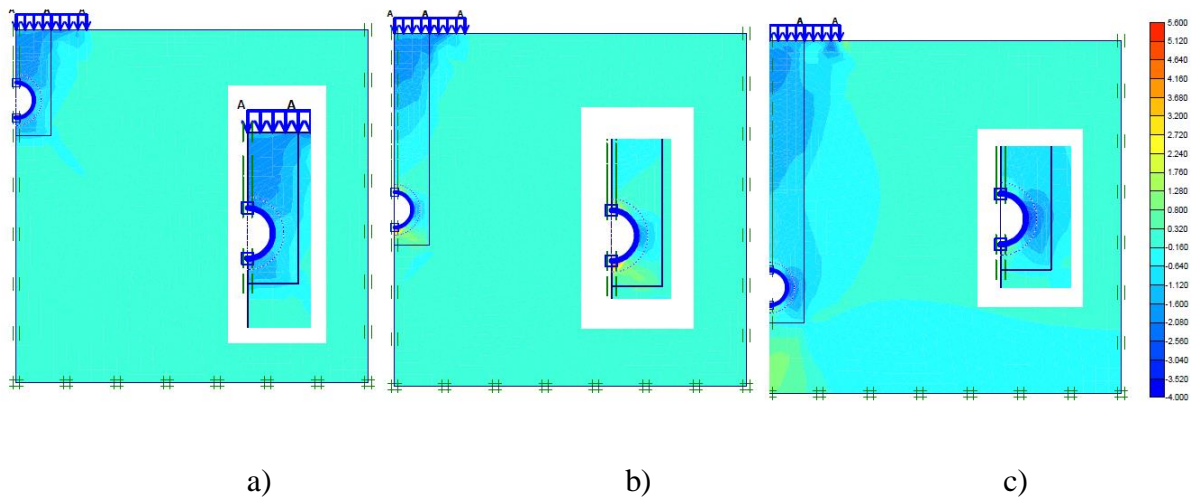


Figura 5.37 – Deformações verticais para o caso 9, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A Figura 5.38 apresenta as tensões horizontais geradas pela instalação do duto e a ferrovia utilizando as três alturas de cobertura para o caso 9. Existem altos valores de tensões horizontais nas partes inferiores da vala e abaixo da sobrecarga devido à ferrovia. Os valores máximos de tensões horizontais acima do duto são 71,85 kPa para 1,50 metros, 138,25 kPa para 4,50 metros e 114,62 kPa para 6,50 metros. Assim, percebe-se que a influência da ferrovia, altera os valores encontrados de tensões no duto. Há um grande acréscimo de tensões para 1,50 metros, porém este acréscimo diminui com profundidades maiores.

A Figura 5.39 apresenta as tensões verticais geradas após a instalação da ferrovia acima do duto. Para a cobertura com 1,50 metros, a tensão lateral é 84,23 kPa, já para 4,50 metros, a tensão é 96,68 kPa, e para 6,50 metros a tensão é 139,07 kPa. Apesar das tensões verticais terem sido absorvidas principalmente pela região do maciço não escavado, os valores apresentados na lateral do duto são maiores que os encontrados no caso 8. Houve um grande acréscimo de tensão vertical, principalmente para a cobertura de 1,50 metros.

As tensões cisalhantes máximas encontradas com as três alturas de cobertura são próximas de 50 kPa na região próxima ao acréscimo de carga. Para os valores na zona do

reverso do duto, são encontrados valores próximos aos do caso 8. Porém, existe uma grande tensão cisalhante de 48 kPa na região do ombro para a altura de cobertura de 1,50 metros.

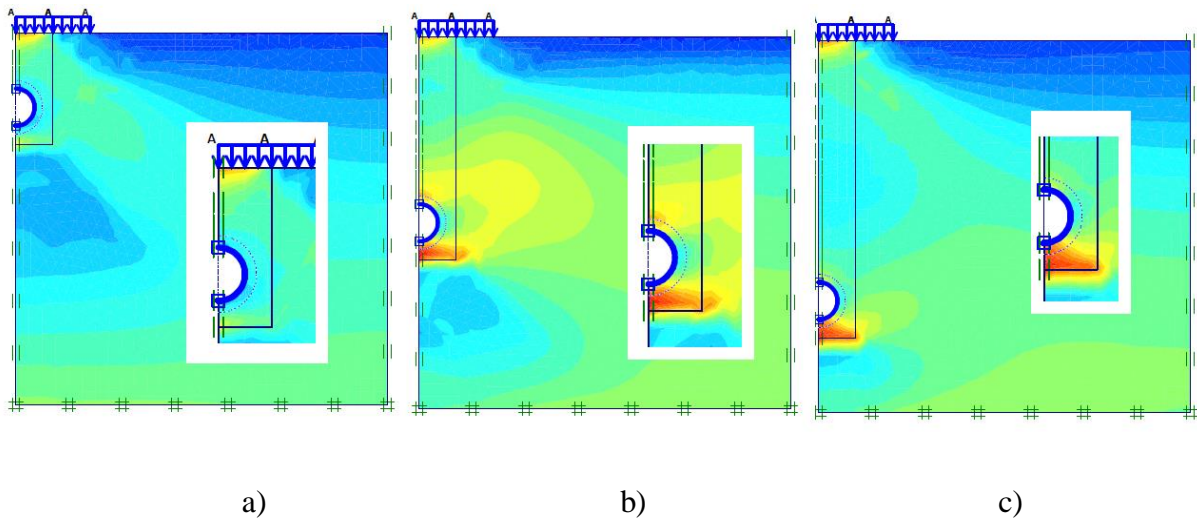


Figura 5.38 – Tensões horizontais para o caso 9, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

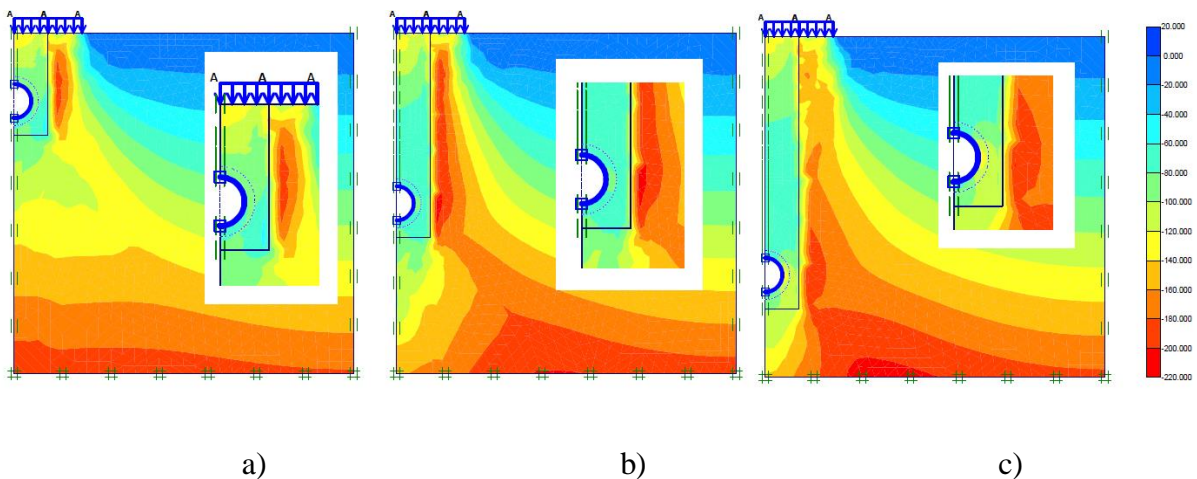


Figura 5.39 – Tensões verticais para o caso 9, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

5.10. Caso 10

No caso 10, ao contrário dos casos anteriores, utilizou-se na primeira fase de cálculo uma escavação no solo 2 com uma coesão de 100 kPa e $K_0 = 0,485$ para simular o efeito da mudança do K_0 com a escavação. Após a colocação do duto no interior da vala, ocorre um reaterro deste com o solo 1 compactado, utilizando o $K_0 = 2$. Por fim, na última fase, coloca-

se a ferrovia acima do duto para a análise de rompimento e fissuração entre o teto do duto e a superfície do solo.

Estudou-se as três alturas cobertura previamente adotadas para comparação com os casos anteriores e os métodos analíticos calculados. Porém para a cobertura de 6,5 metros foi necessário utilizar uma contenção na escavação para evitar o rompimento da vala. Porém ao adicionar o duto esta contenção foi retirada e o aterro foi colocado.

Após a instalação do duto e do aterro, utilizou-se o carregamento de 120 kPa, distribuído por 4 metros acima da estrutura. A Figura 5.40 apresenta as malhas deformadas para as alturas de cobertura de 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros após a introdução da rodovia acima da instalação, além do zoom na região em torno do duto

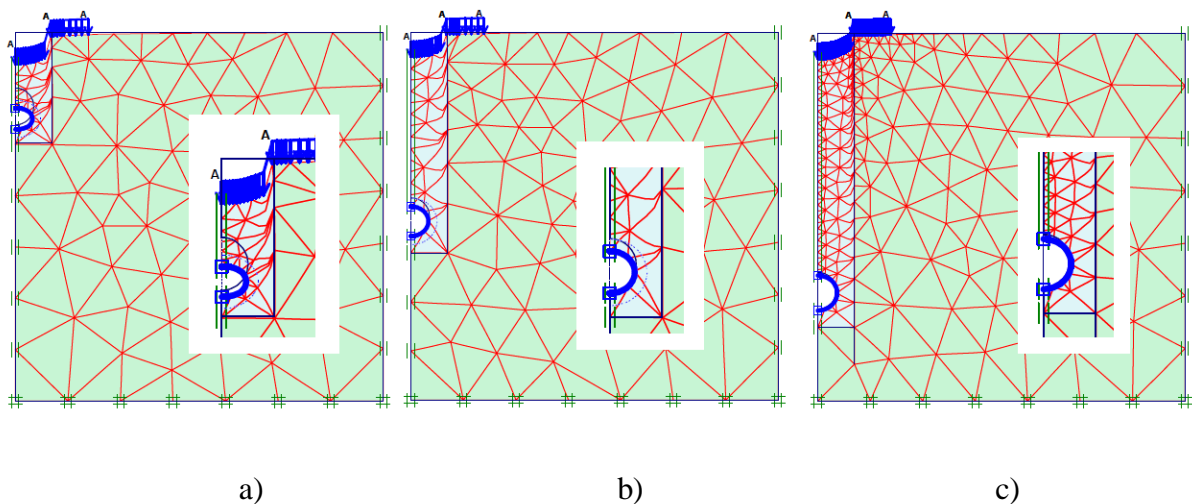


Figura 5.40 – Malha deformada para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A Figura 5.41 apresenta os deslocamentos e zooms das regiões dos dutos para as coberturas de 1,50 metros, 4,50 metros e 6,50 metros após a introdução da ferrovia acima da instalação

Assim, pela análise conjunta das duas Figuras, pode-se perceber que após a adição da ferrovia, as principais deformações vão ser geradas acima da vala de aterro do duto e perto da superfície do terreno, à medida que há uma propagação das deformações a partir do duto até a parte superior do solo. Assim, deve-se tomar cuidado com a fissuração do solo a partir do duto. A influência da ferrovia é maior com a cobertura de 1,50 metros e neste caso deve-se tomar mais cuidado com alturas menores se houver rompimento ou rachadura do duto, com

possível saída de gases ou líquidos pelas fissuras do solo. Assim, as deformações próximas do duto alcançam valores máximos de 8,05% para a parte (a), 6,05% para a parte (b) e 2,03% para a parte (c). Os deslocamentos máximos medidos nas três alturas de cobertura são próximos a 5,5 cm para 1,5 metros, 4,7 cm para 4,5 metros.

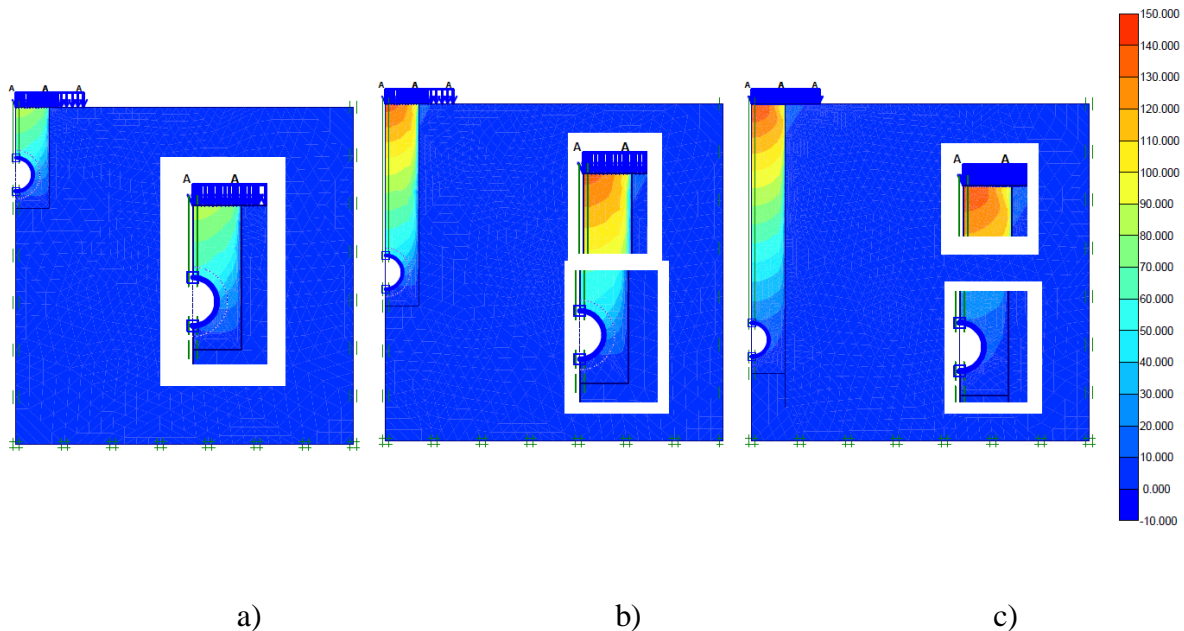
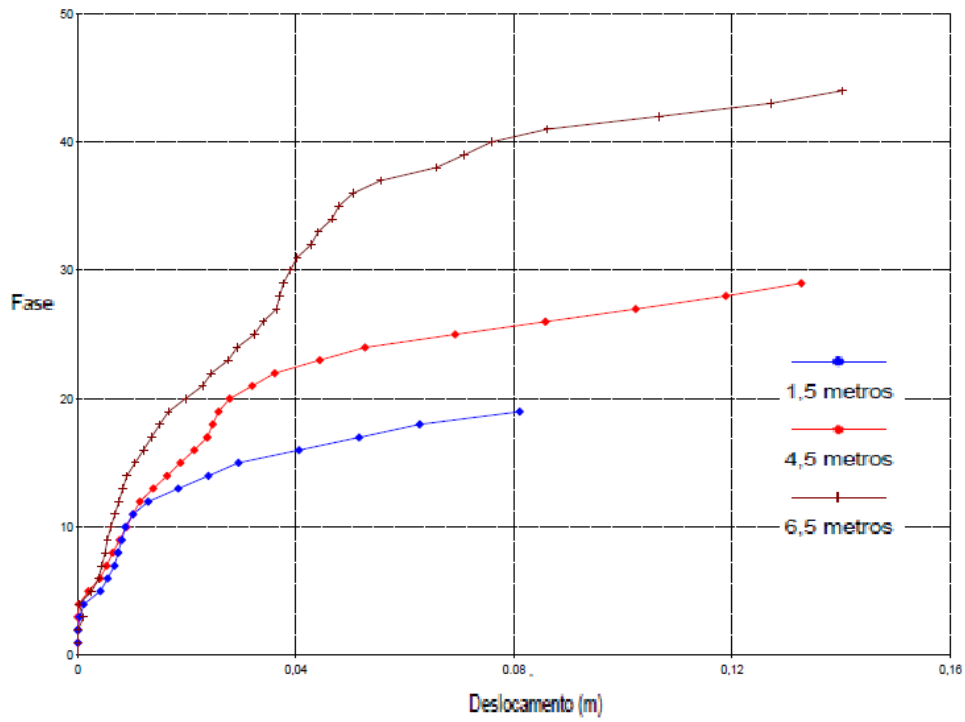


Figura 5.41 – Deformações verticais para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

Na terceira fase de cálculo, após o acréscimo da ferrovia acima do duto, não foi feita a restauração das deformações, mas mediu-se os deslocamentos antes e após a introdução da ferrovia. A Figura 5.42 demonstra o caminho dos deslocamentos fases de cálculo para as três alturas de cobertura nas áreas superior e lateral do duto.

A parte (a) da Figura 5.42 demonstra que na região próxima da superfície, os deslocamentos foram maiores para coberturas maiores, com deslocamentos acima de dez centímetros. Para efeitos de recalque e fissuração, estes deslocamentos são altos, podendo ocasionar aberturas em algumas regiões do solo. Deve-se tomar cuidado principalmente na região da interface entre o solo da vala o maciço não escavado. Já os deslocamentos na lateral da parede também estão abaixo de 3,5 mm, não trazendo grande risco para o duto.

a)



b)

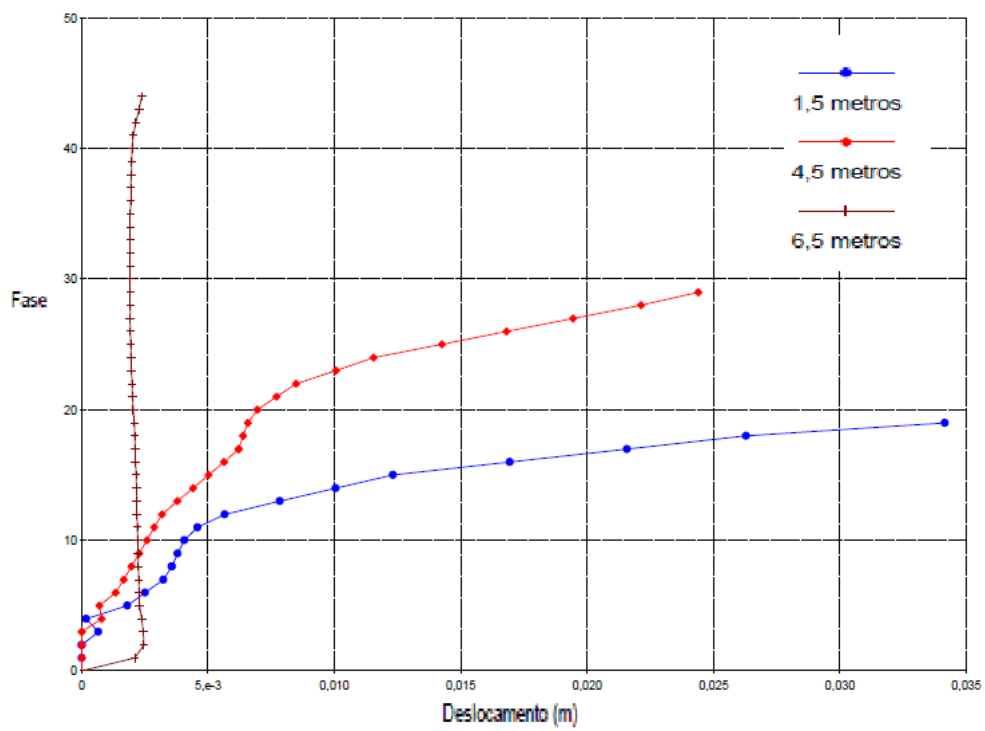


Figura 5.42 – Caminho de deformação para o caso 10, a) acima do duto, b) lateral do duto.

Os deslocamentos medidos nas três alturas de cobertura são praticamente devido após a instalação da ferrovia. Para o caso em estudo, 10 cm de deslocamento pode ocasionar ruptura da ferrovia e acidentes. Para 1,5 metros os deslocamentos acima do duto podem atingir este e causar a sua ruptura.

A Figura 5.43 apresenta as tensões horizontais geradas pela instalação do duto e a rodovia utilizando as três alturas de cobertura para o caso 10. Há um aumento das tensões horizontais nas partes inferiores e superiores dos dutos analisados e diminuição desta nas regiões laterais da instalação, principalmente para as coberturas de 4,5 metros e 6,5 metros. Os valores máximos de tensões horizontais acima do duto são 47,18 kPa para 1,50 metros, 66,03 kPa para 4,50 metros e 88,09 kPa para 6,50 metros.

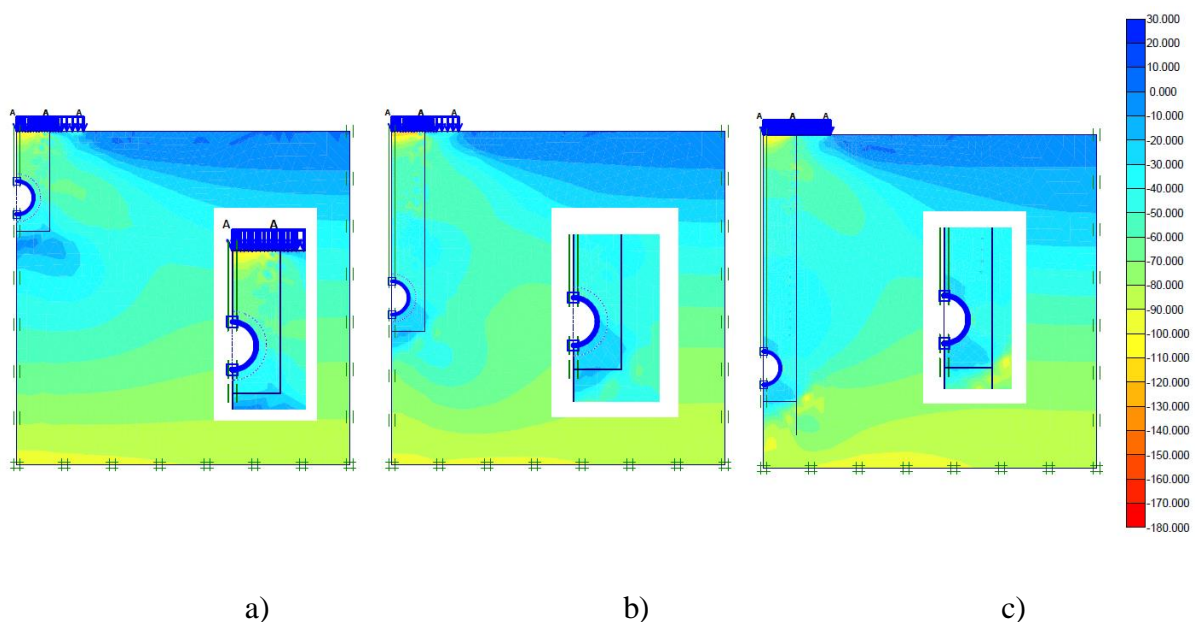


Figura 5.43 – Tensões horizontais para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

A Figura 5.44 apresenta as tensões verticais geradas após a instalação da rodovia acima do duto. Para a cobertura com 1,50 metros, a tensão lateral é 104,2 kPa, já para 4,50 metros, a tensão é 121,41 kPa, e para 6,50 metros a tensão é 142,07 kPa.

Percebe-se que para a análise da fissuração as tensões verticais atingem principalmente a interface da vala e do solo não-escavado, porém as tensões nesses pontos alcançam valores próximo à 230 kPa independente das alturas de coberturas adotadas.

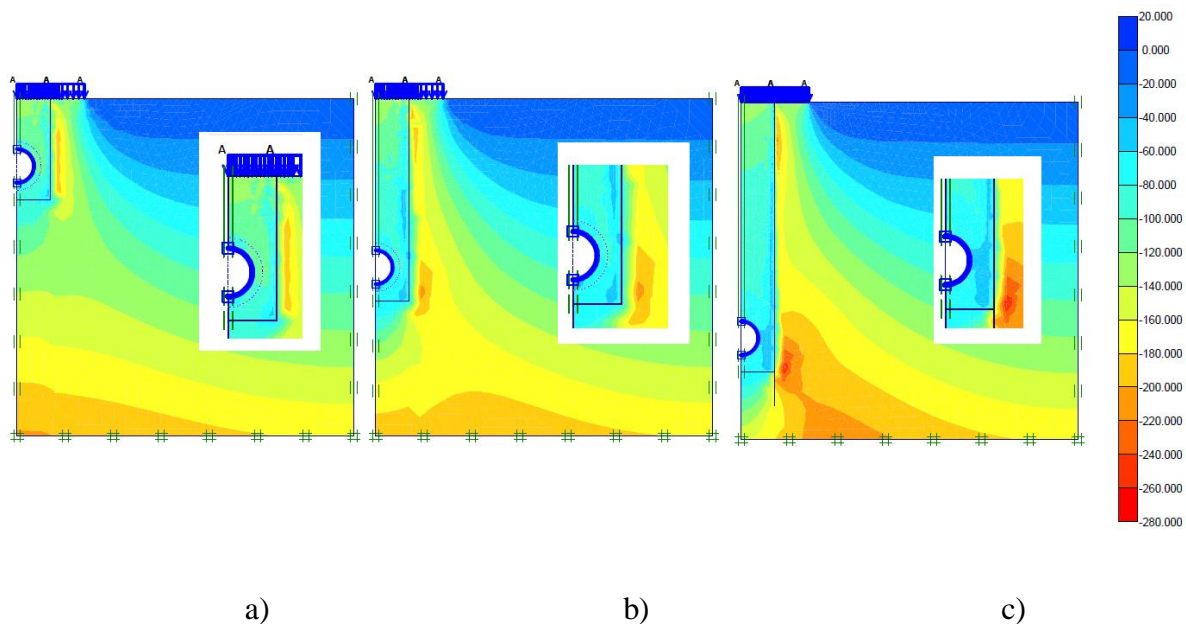


Figura 5.44 – Tensões verticais para o caso 10, a) $H = 1,50$ m; b) $H = 4,50$ m; c) $H = 6,50$ m.

5.11. Análise Final

Para a análise final, utiliza-se a tabela resumo 5.1 onde constam todos os valores de tensões verticais na lateral do duto, tensão horizontal acima do duto, tensões cisalhantes, deslocamentos máximos para as três alturas de cobertura em cada um dos dez casos estudados. Utilizam-se também os valores encontrados pelos métodos de Einstein & Schwartz (1979) e Marston-Spangler, também com as três alturas da cobertura utilizadas.

Para a análises de Marston-Spangler, adotou-se os resultados para coeficiente de em puxo no repouso igual a 2, a medida que os valores encontrados são maiores que os resultados para os outros coeficientes de empuxo adotados.

Pela análise conjunta de todos os resultados, percebe-se que as magnitudes encontradas em todos os casos estudados para as mesmas alturas de cobertura são as mesmas. As maiores tensões encontradas para as paredes do duto são os resultados encontrados pela análise de Einstein & Schwartz (1979) com $K_0 = 2$, percebendo que a análise analítica adotada leva resultados majorados em relação a todos os casos numéricos.

Tabela 5.1 – Resumo dos resultados encontrados

Casos	Cobertura (m)	Tensões (kPa)			u Max (cm)
		Vertical	Horizontal	Cisalhante	
Caso 1 (K0=0,593)	1,5	57,49	17,11	15,48	1,28
	4,5	115,12	78,79	32,34	1,39
	6,5	159,4	112,63	37,98	1,23
Caso 1 (K0=2)	1,5	50,19	62,8	21,02	1,7
	4,5	132,37	192,96	36,9	1,59
	6,5	157,49	258,36	41,27	1,43
Caso 2	1,5	52,75	60,3	20,94	1,65
	4,5	135,4	190,95	35,11	1,58
	6,5	160,3	257,7	39,09	1,42
Caso 3	1,5	48,2	60,97	22,45	0,934
	4,5	108,16	174,9	37,84	0,801
	6,5	143,12	258,89	42,03	0,694
Caso 4	1,5	45,94	33,28	29,67	11
	4,5	137,24	172,96	34,03	2
	6,5	175,27	261,23	44,2	1,8
Caso 5	1,5	65,29	20,17	19,09	4,3
	4,5	125,96	75,65	25,01	3,4
	6,5	176,24	105,81	45,4	4,4
Caso 6	1,5	19,15	25	11,13	1,98
	4,5	40,4	42,44	17,29	2,01
	6,5	56,5	55	22,39	2
Caso 7	1,5	72,85	53,43	21,51	0,498
	4,5	210,24	100,95	43,87	0,505
	6,5	296,24	136,13	56,63	0,509
Caso 8	1,5	30,09	25,28	15,9	0,295
	4,5	142,56	92,31	36	0,297
	6,5	216,67	112,01	56,5	0,303
Caso 9	1,5	71,85	84,23	50,47	5,19
	4,5	138,25	96,68	48,15	5,79
	6,5	114,62	139,07	51,93	10,09
Caso 10	1,5	104,2	47,18	42,95	11,5
	4,5	121,41	66,03	50,28	13,38
	6,5	142,07	88,09	71,83	14,03
Einstein & Schwartz (K0=0,593)	1,5	136,54	75,51	-	0,2
	4,5	144,3998	74,129691	-	0,5
	6,5	154,864	97,087621	-	0,8
Einstein & Schwartz (K0=2)	1,5	155,6313	94,312861	-	0,4
	4,5	201,6598	130,53318	-	1,33
	6,5	237,5729	178,55933	-	1,92
Marston – Spangler (K0=2)	1,5	46,47	-	-	4,2
	4,5	22,03	-	-	2,02
	6,5	20,52	-	-	1,88

Os valores encontrados pela metodologia de Marston-Spangler foram muito menores que os demais casos estudados, próximos somente ao caso 6, no qual a presença do nível freático na superfície do terreno. A análise de Marston-Spangler por considerar que o solo do aterro acima do duto sempre apresenta rigidez menor que o maciço não escavado, pode não apresentar a realidade em alguns casos como os calculados para os casos 1 e 2 das análises numéricas.

Os acréscimos devido ao carregamento da rodovia na parte superior do modelo geométrico nas análises numéricas não alteraram as magnitudes nos deslocamentos medidos na estrutura nos casos 7 e 8. Assim, mesmo para estruturas com coberturas menores que 1,50 metros, o acréscimo de deslocamentos devido à instalação da rodovia não são grandes.

Os acréscimos calculados devido ao carregamento ferroviário na parte superior do modelo geométrico do caso 9 demonstram que instalações próximas à superfície sofrem grande influência da sobrecarga. Assim, para estruturas com coberturas menores que 1,50 metros, o acréscimo de deslocamentos devido à instalação da ferrovia são maiores. Porém, normalmente, as instalações de dutos não se apresentam diretamente abaixo de ferrovias.

A análise das tensões cisalhantes demonstra que os maiores resultados encontrados estão presentes nos casos 8,9, 10. Como nestes casos a presença de dois solos com diferentes coeficientes de empuxo no repouso, essas máximas tensões ocorrem na interface da vala, onde há transferência das tensões. Especialmente para o caso 10 esta análise é importante, devido a retirada do solo com mudança do K_0 e o reaterro após a instalação do duto.

Os efeitos medidos por Boussinesq, em comparação aos efeitos percebidos nas análises numéricas dos casos 7, 8, 9 e 10 apesar de apresentarem a restrição de considerar o meio como isotrópico e com comportamento elástico-linear, podem representar valores próximos medidos pelos acréscimos de tensões na região em volta do duto.

No caso 10 também são encontrados os maiores valores de deslocamentos, na região da superfície do solo, próximo a instalação da ferrovia. Estes resultados demonstram que o estudo ambiental do fissuramento é muito importante após o reaterro da vala e instalação da ferrovia acima do duto.

Apesar da utilização de diferentes parâmetros nos cinco primeiros casos, os valores encontrados para as tensões e deslocamentos foram próximos. Assim, somente a adoção do

nível freático acima do duto ou a instalação da rodovia e ferrovia acima do duto modificaram os resultados do comportamento mecânico do duto e do solo da envoltória.

6. CONCLUSÕES

Foram realizadas análises utilizando as teorias analíticas de Kirsch, Einstein & Schwartz (1979) e Marston-Spangler, além de simulações numéricas com o método dos elementos finitos para avaliar as tensões e deformações que ocorrem nos dutos e na envoltória da instalação. Utilizaram-se os carregamentos devido às tensões naturais, influência de rodovias e ferrovias e diferentes tipos de solo para esta avaliação.

Considerou-se que a parte mais fundamental da análise de dutos enterrados é o coeficiente de empuxo no repouso. Este coeficiente permite avaliar a história de tensões e adensamento na região da instalação, além da compactação realizada após a escavação da trincheira e instalação do duto. Assim, para todos os casos apresentados as tensões se apresentaram maiores no duto quando foi adotado o coeficiente igual a 2 para o solo da vala e do maciço não escavado. Quando ocorre a escavação do solo, altera-se o estado de tensões do maciço e após a instalação e reaterro da vala, as tensões horizontais são maiores que as verticais.

Outro resultado importante é a deformação do duto, à medida que esta podem interferir em toda a região da instalação e da envoltória. A deformação pode atingir seu valor máximo logo após a instalação do duto ou após um grande tempo de instalação do duto, considerando a fluência, além de poder ser majorada caso haja sobrecarga acima do duto.

Quando ocorre a instalação do duto, se apresentam acréscimos de tensões horizontais e alívio de tensões verticais na parte superior do duto. O processo de modificação de tensões que ocorre na lateral da instalação é exatamente o contrário, com alívio de tensões horizontais e acréscimo de tensões verticais na parede. Estes processos respondem a mudança de direções das tensões principais na região em volta da instalação para as direções tangencial e radial do duto.

Não foi possível medir acréscimos de cargas utilizando as teorias analíticas para o carregamento distribuído de 5 kPa devido a instalação da rodovia acima do duto. Assim, utilizou-se o carregamento distribuído de 120 kPa devido a instalação da ferrovia para

contabilizar-se os efeitos devidos ao acréscimos de cargas. Mesmo assim, para todas as alturas de coberturas analisadas, as tensões desenvolvidas no duto são devidas principalmente às tensões naturais do maciço.

As tensões de cisalhamento, em todos os casos apresentados, surgiram principalmente nas regiões da instalação do duto, nas zonas do ombro e do reverso da instalação. Estas zonas, por apresentarem-se entre as deformações de expansão do teto e da base e contração da parede do duto para empuxo repouso igual à zero, representam as zonas de maior cuidado de instalação, podendo apresentar flambagem e ruptura da instalação.

Existem casos de interferência da instalação devido à presença de água na região de passagem do duto. Nestes casos, apesar da pequena diminuição de tensões na região da instalação, podem-se apresentar vazamentos e contaminações pelos produtos transportados nos dutos.

As instalações analisadas em pequenas profundidades sofrem grande influência do carregamento das rodovias e ferrovias instaladas acima do duto e assim, estas sofrem grandes deslocamentos. Estes deslocamentos além de afetarem o duto atingem o maciço próximo à superfície, podendo causar fissuramentos que levam a vazamentos, rupturas e grandes recalques acima do duto.

Percebe-se que as instalações em grandes profundidades, apesar de não sofrerem tanta influência das cargas na superfície ou de água subterrânea, apresentam grandes tensões devido ao maciço. As instalações profundas, portanto, representam grande risco de deformação e, portanto, risco de ruptura e vazamento do material de transporte. Além disso, devido à escavação e ao aterro em maiores quantidades, estas instalações apresentam maiores custos.

Assim, percebe-se que para as hipóteses adotadas em todos os casos analisados pelas metodologias analíticas e numéricas, devem-se adotar alturas intermediárias de cobertura para a instalação do duto, respeitando a norma 12712 (ABNT,2002).

6.1. Sugestões para Pesquisas Futuras

Sugerem-se como possibilidade de pesquisas futuras tópicos complementares que não foram abordados aqui, como:

O estudo da influência de carregamentos dinâmicos para pavimentos rodoviários e ferroviários, avaliando-se o comportamento da estrutura antes, durante e após a passagem de veículos, considerando efeitos como a fadiga.

Outra variação deste estudo seria a aplicação dos carregamentos na superfície do solo utilizando-se diferentes direções de cruzamento com a estrutura enterrada. Pode-se ainda estudar o comportamento de multidutos instalados paralelamente.

Utilizar diferentes modelos constitutivos para o solo, considerando as diferentes fases de carregamento e instalação do duto. Considerar também tensões na parte interna do duto considerando o transporte de gases pressurizados. Considerar o efeito da temperatura utilizando o acoplamento termomecânico de estruturas metálicas enterradas.

Por fim, podem-se estudar os processos de transporte de contaminantes após a ruptura de um duto. Podem-se adotar as hipóteses de contaminações pontuais ou difusas, além de se adotar diferentes produtos. Pode se estabelecer um método de ocorrência de vazamentos em diversos pontos ao longo do comprimento do duto, utilizando os processos advectivos, difusivos ou de sorção do contaminante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1983) Cargas Móveis Para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias. Norma Técnica. NBR 7189, ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (1984) Carga Móvel Em Ponte Rodoviária e Passarela De Pedestre. Norma Técnica. NBR 7188, ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (2002). Projeto de Sistemas de Transmissão e Distribuição de Gás Combustível. Norma Técnica. NBR 12712, ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ASCE (2001). Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe. American Lifelines Alliance, USA.
- BARBOSA, R. E. (1999). Efeitos Das Cargas Dinâmicas Dos Veículos Rodoviários No Desempenho Dos Pavimentos e Pontes. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, 168p.
- BUENO, B. & COSTA, Y. (2012). Dutos Enterrados Aspectos Geotécnicos. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 240 p.
- CAVALCANTE, E. H. (2006). Mecânicas dos Solos II. Notas de Aula, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, 75 p.
- EINSTEIN, H. H., & SCHWARTZ, C. W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 105, ASCE.
- 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. Proceedings of the Europipe, 82: 87-98.
- HARTLEY, J. D. & DUNCAN, J. M. (1987) E' And Its Variation With Depth. Journal of Transportation Engineering, v. 113, n. 5, p. 538-553.
- JEYAPALAN, J. K., ETHIYAJEEVAKARUNA S. W. & BOLDON B. A. (1987). Behaviour and Design of Buried Very Flexible Plastic Pipes, Journal of Transportation Engineering, 113(6): 642-657.
- LIM, Y. M., KIM, M. K., KIM, T. W. & JANG J. W. (2001). The Behavior Analysis of Buried Pipeline Considering Longitudinal Permanent Ground Deformation. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1-11.
- MARSTON, A. (1913). The Theory Of Loads On Pipes In Ditches And Tests Of Cement And Clay Drain Tile And Sewer Pipe. Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station, 1913.

- MEJIA, I. E. O. (2003). Modelo Numérico Para O Estudo Do Comportamento De Dutos Enterrados, Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 81 p.
- MENDONÇA, T. M. & FARFÁN, A. D. (2002). Análise do Comportamento Geotécnico de Dutos Enterrados. *Mecânica Computacional* 21: 1063-1074.
- MOSER, A. P. & FOLKMAN, S. (2008). *Buried Pipe Design*. McGraw-Hill, USA, 601 p.
- PREVOST, R. C. & KIENOW K. K. (1994). Basics of Flexible Pipe Structural Design, *Journal of Transportation Engineering*, 120(4): 652-671.
- RAZAQPUR, A. G. & WANG, D. (1996). Frost-induced deformations and stresses in pipelines. *International journal of pressure vessels and piping*, 69(2), 105-118.
- RUBIO, N. (2008). Estudo de Dutos Enterrados Considerando a Interação Solo-Estrutura. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 120 p.
- RUBIO, N., ROEHL D. & ROMANEL C. (2003). Design of Buried Pipes Considering the Reciprocal Soil-Structure Interaction. *Pipelines*: 1279-1287.
- SANDFORD T. C. (2000). Soil-Structure Interaction of Buried Structures A2K04: Committee on Subsurface Soil-Structure Interaction, University of Maine.
- SANTOS, M.A.A. (2012). Simulação Numérica dos Efeitos de Cargas Dinâmicas na Vida de Fadiga de Pavimentos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 134 p.
- SELVADURAI, A. P. S. (1985). Soil-Pipe Interaction During Ground Movement. *Civil Engineering in the Artic Offshore*, BENNETT, F. L. & MACHEMEHL, J. L. (eds.) ASCE Specialty Conference, San Francisco, USA.
- SPANGLER, M. G. (1941) The Structural Design Of Flexible Pipe Culverts. Bulletin 153, Iowa Engineering Experiment Station.
- SPANGLER, M. G. (1950) Theory of Loads On Negative Projecting Conduits. *Proceedings of HRB*, v. 30, p. 153-161.
- SPANGLER, M. G. & HANDY, R. L. (1982) *Soil Engineering*. 4. Ed. New York: Harper & Row, 819 p.
- TRAUTMANN, C. H., O'ROURCE, T. D., & KULHAWY, F. H. (1985). Uplift force-displacement response of buried pipe. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9), 1061-1076.
- WANKE P. & FLEURY P. F. (2006). Transporte de Cargas no Brasil: Estudo Exploratório das Principais Variáveis Relacionadas aos Diferentes Modais e às suas Estruturas de

- Custos. Estrutura e Dinâmica do Setor de Serviços no Brasil, DE NEGRI, J. A. & KUBOTA, L. C. (eds.), IPEA, Brasília, p. 409-464.
- WATKINS, R. K. & ANDERSON L. R. (2000). Structural Mechanics of Buried Pipes. CRC Press, Boca Raton, Florida, Usa, 476 p.
- YOUNG, O. C. & TROTT, J. J. (1984). Buried rigid pipes – structural design of pipelines, Elsevier, 234 p.
- ZHOU Z. & MURRAY D. W. (1993). Numerical Structural Analysis of Buried Pipelines. Structural Engineering Report 181, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- ZHOU Z. & MURRAY D. W. (1996). Pipeline Beam Models Using Stiffness Property Deformation Relations. Journal of Transportation Engineering, 122: 164-172.