



## UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-DUTO EM INSTALAÇÕES OFFSHORE

Tianna Bloise Thomaz

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:  
Gilberto Bruno Ellwanger  
Daniel Lyrio Carneiro

Rio de Janeiro

Dezembro/2011



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA E ESTRUTURAS**

**UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE DA  
INTERAÇÃO SOLO-DUTO EM INSTALAÇÕES OFFSHORE**

**TIANNA BLOISE THOMAZ**

Projeto de Final de Curso apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

---

Prof. Gilberto Bruno Ellwanger (Orientador), D.Sc.

---

Daniel Lyrio Carneiro (Orientador), M.Sc.

---

Prof. Fernandes de Oliveira, D.Sc.

Rio de Janeiro, RJ – Brasil

Dezembro/2011

Thomaz, Tianna Bloise

Utilização do Método dos Elementos Finitos na análise da Interação Solo-Duto em Instalações Offshore / Tianna Bloise Thomaz. – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2011.

XII, 129 p.: Il.; 29,7 cm.

Orientadores: Gilberto Bruno  
Ellwanger, Daniel Lyrio Carneiro

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2011.

Referências Bibliográficas: p. 127

1. Interacao Duto-Solo. 2. Elementos Finitos. 3. Flambagem lateral. 4. Resistência lateral máxima. I. Ellwanger, Gilberto Bruno, et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título



## **AGRADECIMENTOS**

Dedico esse trabalho a minha família, que sempre esteve presente, torcendo e vibrando por cada conquista alcançada.

Um sincero agradecimento ao professor Gilberto Ellwanger, pelo apoio, conselhos, ensinamentos, paciência, dedicação durante estes últimos meses de orientação.

Gostaria de agradecer imensamente ao Daniel Carneiro, com certeza a sua orientação, condução, direcionamento, paciência, dedicação, mesmo que entre diversas mudanças e conquistas, foram essenciais para a conclusão deste trabalho. Obrigada Daniel!

Agradeço a todos os meus amigos da graduação pelos momentos que trilhamos juntos ao longo destes anos de faculdade.

Enfim, agradeço a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão deste trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-DUTO EM INSTALAÇÕES OFFSHORE

Tianna Bloise Thomaz

Dezembro/2011

Orientadores: Gilberto Bruno Ellwanger, Daniel Lyrio Carneiro

Curso: Engenharia Civil

O comportamento de um duto quando submetido a carregamentos externos é governado pela interação duto-solo. Essa interação não é, ainda, completamente entendida, e muitas incertezas são observadas nos modelos disponíveis baseados em experimentos ou em análise numérica.

A carga máxima lateral que a seção de um duto pode atingir antes de movimentos significativos serem observados é uma das mais importantes respostas que um modelo de interação duto-solo deveria ter, junto com o projeto. Algumas fórmulas simples para calcular esta carga limite são encontradas na literatura, estudadas por VERLEY & LUND (1995) e BRUTON et al. (2004).

Interessada em entender a resistência lateral máxima duto-solo, junto com a rigidez lateral inicial e deslocamentos associados com a carga máxima, a autora realizou uma série de análises não lineares em elementos finitos.

Como resultado alguns aspectos relacionados à resposta lateral duto-solo foram mostrados. O modelo indica que o deslocamento em que a carga máxima é mobilizada, não está diretamente ligado ao diâmetro do duto, como alguns autores afirmariam.

O presente trabalho discute esses e outros aspectos sobre os resultados da análise em elementos finitos.

Palavras-chave: Interação duto-solo. Elementos Finitos. Flambagem lateral. Resistência lateral máxima.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

## USE OF THE METHOD OF FINITE ELEMENTS IN PIPE-SOIL INTERACTION ANALYSIS OF OFFSHORE INSTALLATIONS

Tianna Bloise Thomaz

December/2011

Advisors: Gilberto Bruno Ellwanger, Daniel Lyrio Carneiro

Course: Civil Engineering

The behavior of a pipeline when subjected to external loads is governed by the pipe-soil interaction. Yet, this interaction is not fully understood, and much uncertainty is observed in the currently available models based either on experiments or on numerical analyses.

The maximum lateral load that a section of pipeline can undergo before significant movements are observed is one of the important answers a pipe-soil interaction model should provide the designer with. Some simple formulas for calculating this limit load are found in the literature, such as those derived by Verley & Lund (1995) and Bruton et al (2004).

Interested in understanding the maximum lateral pipe-soil resistance, together with the initial lateral stiffness and displacements associated with the maximum loads, the authors realized a series of detailed non-linear finite element models.

Results enlighten some aspects of the lateral pipe-soil response, for example: models indicate that the displacement under which the maximum load is mobilized is not straightforwardly linked to the pipeline diameter, as some authors would say; the force dimensionless grouping with soil shear strength and pipe diameter might not be the most adequate, as the embedment was seen to play a much more important role than the diameter itself in the maximum force derivation. Paper discusses these and some other observed aspects of the results of the performed finite element analyses.

Keywords: Pipe-soil Interaction. Finite Elements. Lateral Buckling. Maximum Lateral Resistance.

# ÍNDICE

<b>I. Introdução .....</b>	<b>14</b>
<b>I.1 Motivação.....</b>	14
<b>I.2 Objetivos deste Trabalho.....</b>	15
<b>I.3 Descrição dos Capítulos .....</b>	16
<b>II. Dutos Submarinos .....</b>	<b>18</b>
<b>II.1 Introdução .....</b>	18
<b>II.2 Material.....</b>	21
<b>II.3 Projeto de Dutos .....</b>	22
<b>II.4 Estabilidade de dutos .....</b>	24
<b>II.5 Flambagem .....</b>	26
<b>III. Comportamento mecânico do solo .....</b>	<b>31</b>
<b>III.1 Introdução .....</b>	31
<b>III.2 Conceitos básicos .....</b>	31
<b>III.3 Comportamento linear do solo .....</b>	31
<b>III.4 Comportamento não linear do solo .....</b>	35
<b>IV. Interação Duto-Solo.....</b>	<b>40</b>
<b>IV.1 Visão Geral.....</b>	40
<b>IV.2 Uma aproximação no modelo de interação duto-solo .....</b>	45
<b>IV.3 Resposta Lateral para dutos leves e pesados .....</b>	46
<b>IV.4 Influências da interação duto-solo no projeto de um duto .....</b>	51
<b>V. Modelos Analítico/Empíricos.....</b>	<b>53</b>
<b>V.1 Enterramento do Duto.....</b>	53
<b>V.2 Aumento do enterramento devido a cargas dinâmicas .....</b>	55
<b>V.3 Resistência Lateral .....</b>	57
<b>VI. Modelo de Elementos Finitos.....</b>	<b>61</b>
<b>VI.1 Análise Global .....</b>	61
<b>VI.2 Análise de Elementos Finitos em 1-D.....</b>	68
<b>VI.3 Análise de Elementos Finitos em 2-D.....</b>	69
<b>VI.4 Análise de Elementos Finitos em 3-D.....</b>	72
<b>VI.5 Análise Local.....</b>	74
<b>VII. Estudo de Caso.....</b>	<b>79</b>
<b>VII.1 Introdução .....</b>	79



<b>VII.2</b> Dados do Modelo .....	80
<b>VII.3</b> Metodologia .....	81
<b>VIII. Resultados do Modelo .....</b>	<b>86</b>
<b>VIII.1</b> Geral .....	86
<b>VIII.2</b> Caso básico.....	89
<b>VIII.3</b> Variação do Su .....	92
<b>VIII.4</b> Variação do Atrito .....	97
<b>VIII.5</b> Variação do Enterramento.....	98
<b>VIII.6</b> Variação do Diâmetro do duto .....	102
<b>VIII.7</b> Variação do Peso do duto.....	104
<b>IX. Resultado das Equações .....</b>	<b>106</b>
<b>IX.1</b> Verley e Lund .....	106
<b>IX.2</b> SAFEBUCK JIP .....	109
<b>X. Comparação de Resultados .....</b>	<b>111</b>
<b>X.1</b> Influência do Su .....	111
<b>X.2</b> Influência do Atrito.....	112
<b>X.3</b> Influência do Enterramento.....	113
<b>X.4</b> Diâmetro e Peso do duto .....	115
<b>XI. Rigidez do solo .....</b>	<b>118</b>
<b>XI.1</b> Introdução.....	118
<b>XI.2</b> Su.....	119
<b>XI.3</b> Atrito .....	120
<b>XI.4</b> Enterramento .....	121
<b>XI.5</b> Diâmetro do duto.....	122
<b>XI.6</b> Peso do duto .....	124
<b>XII. Conclusão .....</b>	<b>125</b>
<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>127</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I-1 – Quadro de Evolução dos tipos de Plataformas - [20].....	14
Figura II-1 – Representação de alguns tipos de dutos - [12]. .....	19
Figura II-2 – Sistema submarino de produção - [9]. .....	20
Figura II-3 – Troca de conexão em um sistema submarino - [10]. .....	21
Figura II-4 – Seção de um duto - [9]. .....	22
Figura II-5 – Etapas do projeto de um duto rígido - [13]. .....	24
Figura II-6 – Forças atuantes na seção de um duto - [13].....	26
Figura II-7 – Flambagem lateral de um duto - [3].....	28
Figura II-8 - Ilustração do efeito de <i>upheaval buckling</i> - [13]. .....	29
Figura II-9 – Flambagem local de um duto - [5].....	30
Figura II-10 - Duto que colapsou devido à pressão externa - [5]. .....	30
Figura III-1 – Curva tensão deformação de material perfeitamente elástico - [1].	37
Figura III-2 – Curva elasto-plástica com endurecimento - [1].....	37
Figura III-3 – Curva elasto-plástica com enfraquecimento do material - [1].....	38
Figura IV-1 – Resistência passiva do solo em função do diâmetro - [9]. .....	42
Figura IV-2 – Curva de resistência do solo e seu comportamento no ciclo de <i>start-up</i> e <i>shut-down</i> - [4].....	44
Figura IV-3 – Comportamento da interação solo-duto no pico de resistência de <i>break out</i> e imediatamente depois - [3]. .....	44
Figura IV-4 - Análise dos efeitos de flambagem lateral - [13]. .....	46
Figura IV-5 – Duto Leve -[3]. .....	47
Figura IV-6 – Duto pesado - [3].....	48
Figura IV-7 – Duto restringido pelas bermas - [4]. .....	48
Figura IV-8 – Dutos leves <i>over-penetrated</i> -[4].....	50
Figura IV-9 – Dutos leves com enterramento normal - [4].....	50
Figura IV-10 – Dutos pesados - [4]. .....	51
Figura V-1 – Todos os resultados para o enterramento inicial - [17]. .....	54
Figura V-2 – Desenvolvimento do enterramento e o máximo enterramento - [17].	56
Figura V-3 – Todos os resultados para a resistência do solo - [17]. .....	58
Figura V-4 – Exemplos de modelos de resistência lateral - [8].....	59
Figura VI-1 – Um duto cruzando dois <i>sleepers</i> - [6].....	63
Figura VI-2 – Flambagem induzida por dois <i>sleepers</i> - [6].....	64

Figura VI-3 – Equipamento AUV - [21].	65
Figura VI-4 – Configuração do fundo do mar.	65
Figura VI-5 - Irregularidades no leito marinho – Campo de Ormen Lange, Noruega - [12].	66
Figura VI-6 - Modelo em um programa comercial.	67
Figura VI-7 - Seqüência esquemática de um duto em vão livre sendo calçado - [12].	68
Figura VI-8 – Exemplos de blocos cimentados para correção de vão livre - [12].	68
Figura VI-9 – Modelo esquemático 1D - [16].	69
Figura VI-10 - Escavação e posterior preenchimento da trincheira para solos arenosos - [12].	70
Figura VI-11 – Equipamento para escavação de trincheiras - [12].	70
Figura VI-12 – Escavação de trincheiras em solos argilosos [12].	71
Figura VI-13 – Análise 2D para identificação de vãos livres - [16].	72
Figura VI-14 – Modelo 3D no programa comercial ABAQUS - [16].	73
Figura VI-15 – Transição da flambagem global do plano vertical para o horizontal - [16].	73
Figura VI-16 – Configuração de uma parte do duto enterrada - [16].	74
Figura VI-17 - Análise local em elementos finitos do enterramento de um duto - [16].	75
Figura VI-18 – Análise Local de um modelo <i>pipe buoyancy</i> com seção enterrada - [16].	75
Figura VI-19 – Análise local da interação duto-solo - [16].	76
Figura VI-20 – Gráfico da resistência lateral pelo deslocamento - [16].	76
Figura VI-21 – Modelo de análise global para análise local ( <i>Span Analysis</i> ) - [16].	77
Figura VI-22 – Análise local detalhada de um flange - [16].	77
Figura VI-23 – Utilização sistemática da análise em elementos finitos para o projeto de um duto - [16].	78
Figura VII-1 – Configuração da seção duto-solo - [2].	79
Figura VII-2 – Modelo em elementos finitos do estudo de caso.	82
Figura VII-3 – Dimensões do modelo.	83
Figura VII-4 – Ponto de referencia do duto.	84
Figura VII-5 – Representação do deslocamento horizontal e do peso do duto aplicados no RP.	85

<b>Figura VIII-1 – Resultados do estudo de caso para atrito 0.0 e 0.2.....</b>	<b>90</b>
<b>Figura VIII-2 – Tensões de von Mises. ....</b>	<b>91</b>
<b>Figura VIII-3 – Resultados do modelo variando Su, para um atrito 0.0. ....</b>	<b>92</b>
<b>Figura VIII-4 – Gráfico adimensional, variando Su (para um atrito 0.0). ....</b>	<b>93</b>
<b>Figura VIII-5 – Variação Su, com escala x reduzida. ....</b>	<b>94</b>
<b>Figura VIII-6 - Resultados do modelo variando Su, para um atrito 0.2. ....</b>	<b>95</b>
<b>Figura VIII-7 - Gráfico adimensional, variando Su (para um atrito 0.2). ....</b>	<b>96</b>
<b>Figura VIII-8 - Resultados do modelo variando o atrito. ....</b>	<b>97</b>
<b>Figura VIII-9 - Resultados do modelo variando enterramento, para um atrito 0.0. ....</b>	<b>98</b>
<b>Figura VIII-10 – Gráfico adimensional, variando enterramento (para um atrito 0.0). ....</b>	<b>99</b>
<b>Figura VIII-11 - Resultados do modelo variando enterramento, para um atrito 0.2. ....</b>	<b>100</b>
<b>Figura VIII-12 – Gráfico adimensional, variando enterramento (para um atrito 0.2). ....</b>	<b>101</b>
<b>Figura VIII-13 - Resultados do modelo variando diâmetro do duto, para um atrito 0.0. ....</b>	<b>102</b>
<b>Figura VIII-14 - Resultados do modelo variando diâmetro do duto, para um atrito 0.2. ....</b>	<b>103</b>
<b>Figura VIII-15 - Resultados do modelo variando peso do duto, para um atrito 0.0. ....</b>	<b>104</b>
<b>Figura VIII-16 - Resultados do modelo variando peso do duto, para um atrito 0.2. ....</b>	<b>105</b>
<b>Figura X-1 - Gráfico da força em função do Su para um atrito 0.0. ....</b>	<b>111</b>
<b>Figura X-2 – Gráfico da força em função do Su para um atrito 0.2. ....</b>	<b>112</b>
<b>Figura X-3 - Gráfico da força em função do atrito. ....</b>	<b>113</b>
<b>Figura X-4 - Gráfico da força em função do enterramento para um atrito 0.0....</b>	<b>114</b>
<b>Figura X-5 - Gráfico da força em função do enterramento para um atrito 0.2....</b>	<b>114</b>
<b>Figura X-6 - Gráfico da força em função do diâmetro para um atrito 0.0. ....</b>	<b>115</b>
<b>Figura X-7 - Gráfico da força em função do diâmetro para um atrito 0.2. ....</b>	<b>116</b>
<b>Figura X-8 - Gráfico da força em função do peso para um atrito 0.0. ....</b>	<b>116</b>
<b>Figura X-9 - - Gráfico da força em função do peso para um atrito 0.2. ....</b>	<b>117</b>
<b>Figura XI-1 – Rigidez secante: região 1 (vermelho) e região 2 (azul). ....</b>	<b>119</b>

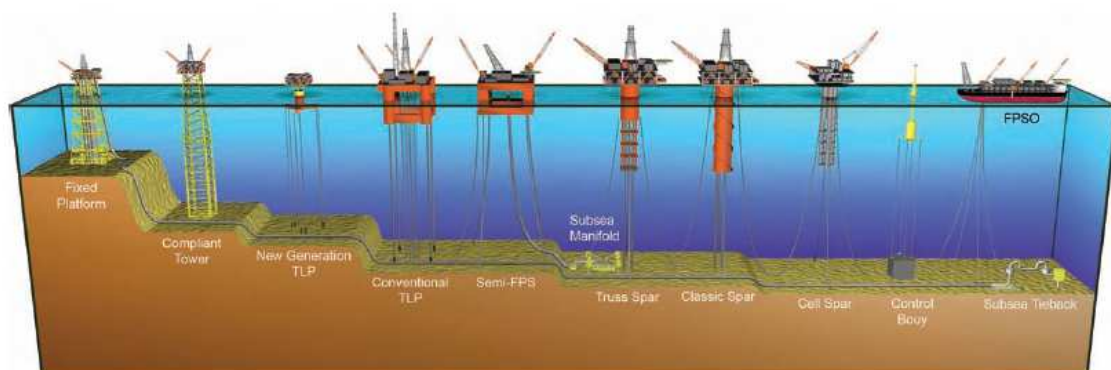
<b>Figura XI-2 – Comportamento da rigidez do solo com a variação do Su para um atrito 0.0.....</b>	<b>120</b>
<b>Figura XI-3 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do Su para um atrito 0.2.....</b>	<b>120</b>
<b>Figura XI-4 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do atrito.....</b>	<b>121</b>
<b>Figura XI-5 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do enterramento para um atrito 0.0. ....</b>	<b>122</b>
<b>Figura XI-6 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do enterramento para um atrito 0.2. ....</b>	<b>122</b>
<b>Figura XI-7- Comportamento da rigidez do solo com a variação do diâmetro do duto para um atrito 0.0. ....</b>	<b>123</b>
<b>Figura XI-8 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do diâmetro do duto para um atrito 0.2. ....</b>	<b>123</b>
<b>Figura XI-9 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do peso do duto para um atrito 0.0. ....</b>	<b>124</b>
<b>Figura XI-10 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do peso do duto para um atrito 0.2. ....</b>	<b>124</b>

# I. Introdução

## I.1 Motivação

O mercado Brasil *Offshore* tem se mostrado cada vez mais forte principalmente com a descoberta de petróleo na camada pré-sal em 2007.

A busca incessante por poços cada vez mais profundos cria a necessidade do desenvolvimento de tecnologias cada vez mais eficientes e aumenta o sistema de transporte submarino. Os dutos submarinos tornam-se elementos fundamentais no sistema de produção. A ilustração abaixo mostra a evolução dos tipos de plataforma, que se desenvolvem para cada vez mais operar em grandes profundidades.



**Figura I-1 – Quadro de Evolução dos tipos de Plataformas - [20].**

Com a crescente demanda pela instalação de dutos submarinos, tornam-se cada vez mais importante estudos sobre o tema. Dutos são depositados no fundo do mar e a interação desses com o solo deve ser considerada em projeto.

Os dutos estão sendo cada vez mais requeridos para operar em altas temperaturas e pressões, nos projetos recentes desenvolvidos em águas profundas. A tendência natural de um duto para aliviar a alta tensão axial em sua parede é sofrer uma deformação por flambagem, que pode resultar em sérios problemas para a integridade do duto. Uma boa solução é o controle da flambagem ao longo da linha. Muitos destes

projetos adotam a filosofia de projeto de controle de flambagem limitando os deslocamentos *feed-in* nos locais de intencional flambagem.

Nesses últimos anos a Petrobras tem desenvolvido muitos projetos em águas profundas nas áreas de Santos e Campos, onde o solo predominante é a argila mole. Isso tem motivado o desenvolvimento de um programa extensivo de teste experimental para a interação duto-solo.

Sendo assim, este trabalho visa apresentar o estudo aprofundado da interação duto-solo, que apresenta um grande desafio pois apesar da importância, as incertezas envolvidas neste processo ainda são enormes e a falta de um lado conservador para os parâmetros, que hora devem ser minorados e hora majorados, torna o projeto complexo. Além disso, o trabalho tem como principal motivação a dificuldade na definição de uma metodologia padrão voltada para a avaliação da resistência lateral de dutos submarinos submetidos à altas pressões e temperaturas.

## **I.2 Objetivos deste Trabalho**

A resistência lateral do solo é um dos componentes fundamentais para o estudo de problemas de interação solo-duto em projetos *offshore*. Este estudo aborda a interação solo-duto e resistência lateral. Além disso, será apresentada uma análise comparativa entre as teorias mais utilizadas de resistência lateral e a modelagem duto-solo em um programa de elementos finitos, ABAQUS.

O objetivo desse projeto é obter através de um software a resistência máxima do solo para um deslocamento lateral, valor que será muito útil em problemas de estabilidade de dutos que servirá como dado de entrada do solo em uma análise global. Além do valor mencionado, através desse estudo estaremos aptos a descobrir o deslocamento de mobilização e a rigidez lateral do solo.

### I.3 Descrição dos Capítulos

Este trabalho é composto por 12 capítulos. O primeiro capítulo é a introdução do trabalho, em que é apresentado de forma geral o estudo a ser desenvolvido, incluindo a motivação da autora e os temas a serem abordados.

O segundo capítulo aborda os dutos de forma geral, apresentado um resumo das etapas básicas de um projeto de dutos, os diferentes tipos de dutos, os materiais utilizados, e o fenômeno da flambagem.

O terceiro capítulo tem como objetivo apresentar o comportamento mecânico do solo. São descritos conceitos básicos e é abordado o comportamento linear e não-linear do solo.

O quarto capítulo visa apresentar o comportamento da interação duto-solo e a influência da resposta lateral do solo no projeto de um duto.

O quinto capítulo apresenta os modelos analítico/empíricos que são encontrados na literatura, tanto em relação à resistência lateral quanto em relação ao enterramento.

O sexto capítulo apresenta os modelos de elementos finitos utilizados na análise de dutos, tanto modelos 1-D, 2-D e 3-D e a importância das respostas de uma análise local para a concepção de uma análise global.

O sétimo capítulo apresenta um estudo de caso, considerando uma análise bidimensional local que apresenta a interação duto-solo. Este estudo avalia a influência de diversos parâmetros na resistência passiva do solo. É também descrita neste capítulo toda a metodologia utilizada e os dados do modelo.

O oitavo capítulo apresenta os resultados do modelo para os diversos parâmetros variados. São utilizados parâmetros adimensionais para verificar individual influência de cada parâmetro na resistência lateral do solo.



O nono capítulo visa apresentar os resultados das fórmulas encontradas na literatura – VERLEY & LUND (1995) e BRUTON et al. (2004).

O décimo capítulo apresenta a comparação dos resultados do modelo e das fórmulas encontradas na literatura – VERLEY & LUND (1995) e BRUTON et al. (2004).

O décimo primeiro capítulo apresenta a rigidez axial do solo em função dos parâmetros variados.

E finalmente o décimo segundo capítulo apresenta a conclusão do projeto.

## II. Dutos Submarinos

### II.1 Introdução

No mundo inteiro, utilizam-se sistemas de dutos para o transporte de petróleo e seus derivados entre as regiões produtoras, plataformas, refinarias, parques de estocagem e os centros consumidores de maneira segura e econômica. Os sistemas de dutos submarinos (*offshore pipelines* ou simplesmente *pipelines*) tem sido um dos meios mais eficientes para se transportar fluidos.

Os dutos submarinos compõem a interligação entre os chamados pontos fixos, que podem ser: plataformas fixas, *manifolds*, terminações de linhas (estruturas submersas terminais tais como *plet's*, *plem's*, entre outras e terminais terrestres e tem por objetivo, como já mencionado, transportar o produto explorado (óleo ou gás) ou água para processo e injeção nas plantas *offshore*. Um duto submarino pode ser subdividido na linha propriamente dita e nos *tie-ins*.

Os *tie-ins* são compostos por trechos de tubo retos ou curvos conectados por ligações flangeadas chamadas *spools* e também são utilizados próximos a regiões onde ocorrem desvios da linha. Nas plataformas, o *tie-in* se conecta a outro segmento do duto chamado *riser*. O *riser* é o trecho da linha que conduz o conteúdo do duto ao convés da plataforma, ou vice-versa.

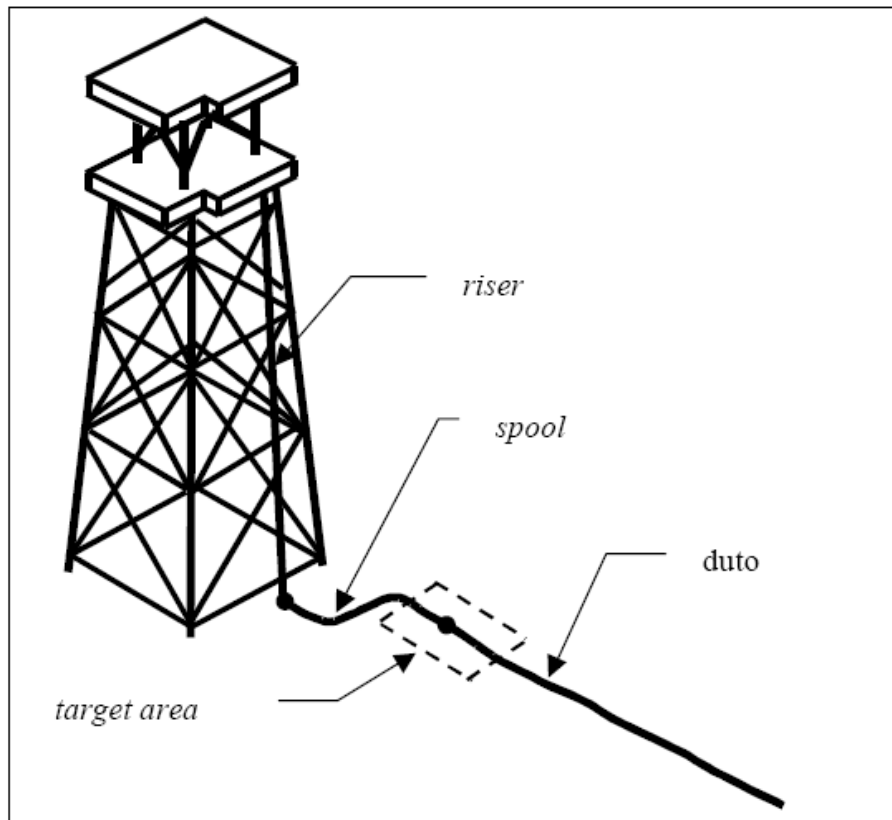


Figura II-1 – Representação de alguns tipos de dutos - [12].

São diversos os tipos de dutos submarinos:

- Os *risers*, trechos suspensos junto a plataformas ou estruturas flutuantes,
- Os *spools* trechos de interligação em curva de raio reduzido,
- As tubulações, internas a equipamentos e instalações,
- Os *jumpers*, que conectam equipamentos por pequenas ligações,
- Os *umbilicais* que são providos de ligações hidráulicas e elétricas para o controle de árvores de natal,
- Os *pipelines*, que são trechos maiores que interligam equipamentos.

Há ainda os dutos de **produção** (*pipelines*), geralmente possuem diâmetros menores e apresentam pequena vazão, transportam o fluido produzido dos poços aos *risers*, que os levam à plataforma, eventualmente passando por *manifolds* que

combinam a produção de diferentes poços. Esses dutos de produção são usados ainda para transportar água ou gás para serem injetados nos reservatórios, óleo para ser recirculado ou outros produtos.

Existem também os dutos de **exportação**. Esses apresentam diâmetro e vazão maiores, e são responsáveis pelo transporte do produto (óleo ou gás) já tratado na plataforma. Essa produção pode ser levada aos terminais em terra, ou ainda a outras plataformas de armazenamento e alívio.

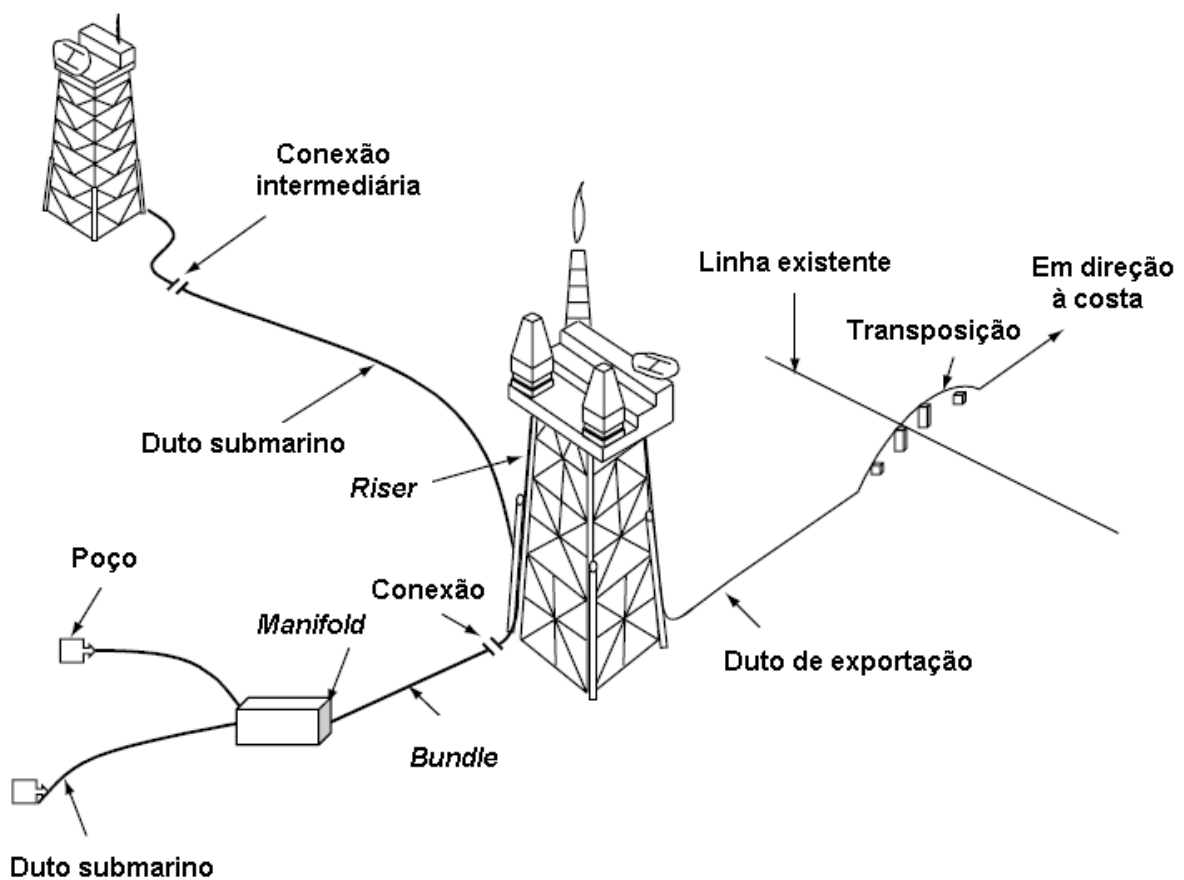


Figura II-2 – Sistema submarino de produção - [9].

A Figura II-3 mostra como é realizada a troca de uma conexão em um sistema submarino.



Figura II-3 – Troca de conexão em um sistema submarino - [10].

## II.2 Material

De acordo com JUNIOR (2010), dutos submarinos são geralmente fabricados em aço e podem ser envolvidos por camadas de outros materiais a fim de lhe conferir as propriedades descritas abaixo.

- Revestimento de Aço: sua função é conferir resistência a tubulação, principalmente durante a fase de operação. Quando dimensionado de forma correta evita a flambagem e o colapso progressivo;
- Revestimento anti-corrosivo interno: sua função é conferir proteção contra corrosão interna durante toda vida útil do duto;
- Revestimento anti-corrosivo externo: sua função é conferir proteção contra corrosão externa durante toda vida útil do duto. Pode ser auxiliado por uma proteção catódica através de anodos de sacrifício;
- Revestimento isolante: sua função é conferir proteção térmica durante toda vida útil do duto;
- Revestimento de concreto: sua função é conferir lastro ao duto, evitando sua flutuação aumentando a estabilidade;
- Área interna: região onde efetivamente ocorre o transporte de óleo, gás e etc.

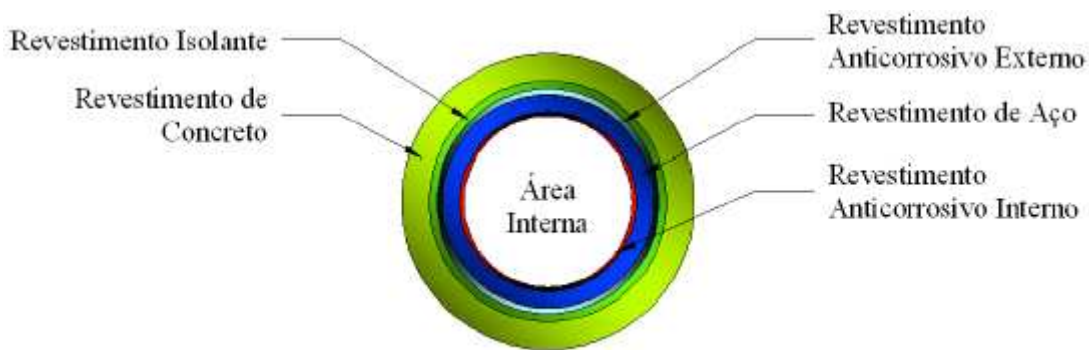


Figura II-4 – Seção de um duto - [9].

### II.3 Projeto de Dutos

O alto custo de instalação, recuperação e reparo e alto risco de danos ambientais, exigem que o dimensionamento de dutos rígidos submarinos seja realizado de forma efetiva, sem margem para erro, principalmente devido à natureza das várias solicitações aos quais está sujeito (temperatura, pressão, ações ambientais, etc.). Sendo assim, o projeto de um duto submarino é complexo.

O projeto de dutos pode ser organizado em duas etapas distintas:

- Projeto básico ou conceitual: consiste em determinar a viabilidade técnica do projeto, identificar as informações necessárias para a etapa de construção do mesmo e finalmente identificar a presença de problemas de interface com demais dutos submarinos da região.
- A segunda etapa é definida pelo projeto executivo, ou detalhado. Esta tem como objetivo elaborar análises para comprovar a integridade estrutural do duto em todas as etapas de projeto, ou seja, desde sua instalação a sua desmobilização.

De acordo com JUNIOR (2010), o projeto de dutos submarinos objetiva determinar, com base em dados operacionais, os parâmetros de dimensionamento do duto, dentre os quais se destacam:

- Diâmetro interno;
- Material e espessura da parede;
- Tipo de recobrimento;
- Material e espessura de recobrimento.

O processo de otimização das dimensões de um duto é interativo e envolve atividades como:

- Pré-dimensionamento de acordo com recomendações técnicas;
- Verificação do comportamento global da estrutura;
- Simulação das condições de operação;
- Identificação e localização de possíveis problemas;
- Verificação das premissas de projeto;
- Verificar a viabilidade técnica para execução dos procedimentos estabelecidos.

Segue um fluxograma representando um quadro mais geral das diversas etapas em que consiste o projeto de um duto rígido, e sua seqüência de execução.

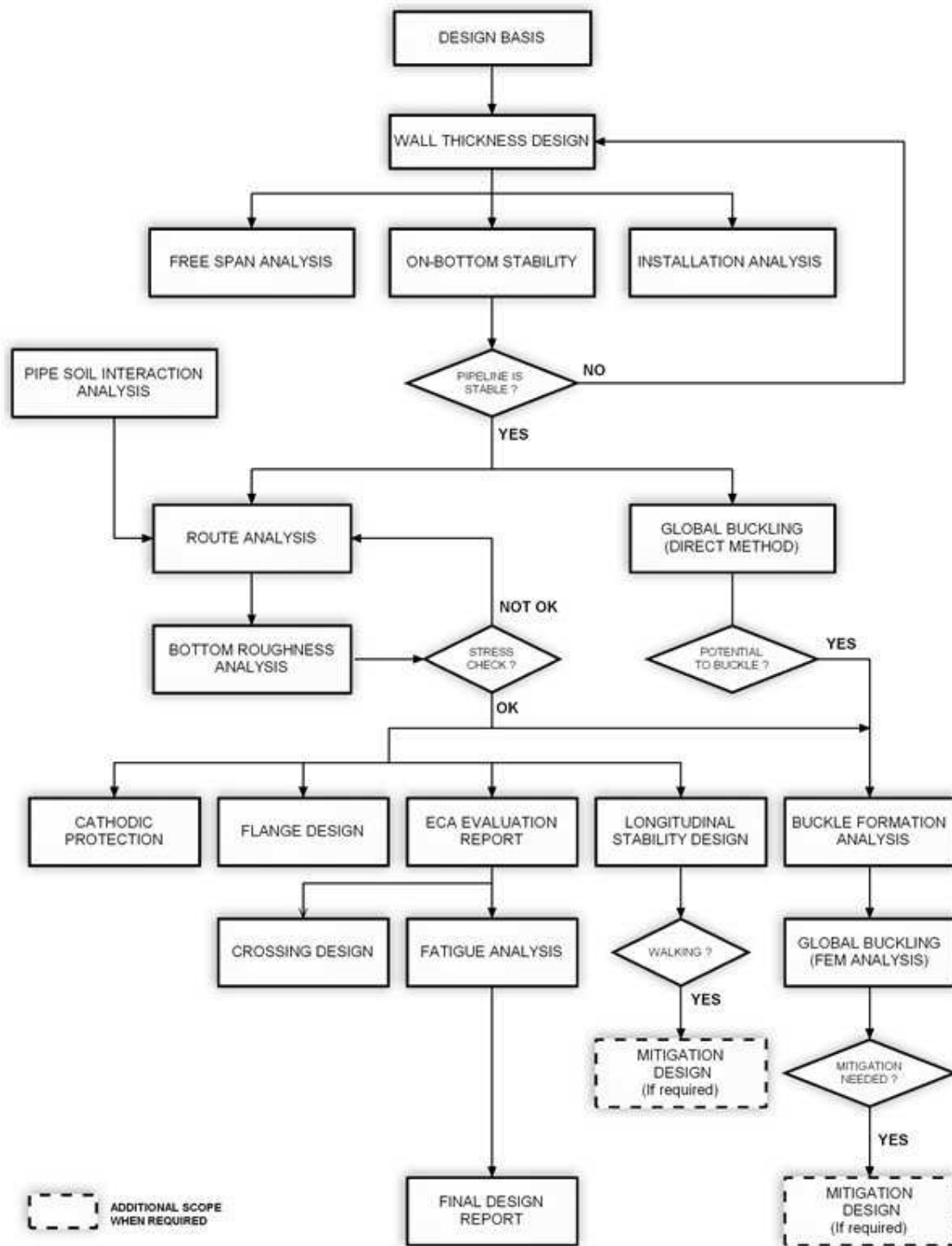


Figura II-5 – Etapas do projeto de um duto rígido - [13].

#### II.4 Estabilidade de dutos

A estabilidade de um duto é a capacidade da tubulação manter-se estável na sua posição inicial ou como instalada. Um duto deve ser estável quando assente no leito



submarino, entretanto, existe a possibilidade de que esse se desloque lateralmente sob a ação das cargas ambientais (ondas e correntes), por exemplo.

Dutos também podem deslocar-se lateralmente devido à diferença de temperatura (meio interno e externo do duto) e à pressão interna. Ambos podem ocasionar a flambagem, fenômeno que será estudado no item seguinte.

Uma aplicação em que a interação solo-duto é importante está associada à estabilidade do duto submarino quanto à ação de cargas ambientais. Deve ser notado que movimentos do duto podem ocorrer com deslocamentos diferenciados, devido ao ângulo de incidência da carga de corrente e do afundamento diferenciado do duto. Deslocamentos diferenciados podem provocar deformações excessivas, que combinadas com as cargas de pressão externa ou interna, poderiam levar o duto ao colapso. Além disso, deslocamentos do duto nas proximidades da região de conexão podem provocar deformações excessivas nas estruturas de conexão.

Apresenta-se como solução lógica, ao fenômeno da flambagem, por exemplo, o aumento do peso do duto até que a estabilidade do mesmo seja atingida. Contudo, peso excessivo implica a dificuldade de sua instalação, uma vez que acarreta um aumento na capacidade dos tracionadores da embarcação instaladora, os quais são responsáveis pela manutenção de uma configuração segura do duto durante o lançamento. Adicionalmente, o aumento do peso acarreta o aumento da espessura do revestimento de concreto ou aumento da espessura do aço, resultando, conseqüentemente, no aumento do custo do duto. A otimização do peso do duto viabiliza um meio naval mais barato para sua instalação. Em última análise, uma instalação simplificada significa reduzir o custo de instalação.

Existem diversos métodos para garantir a estabilidade estática absoluta, porém muitas vezes o projeto pode não ser economicamente viável, como mencionado acima,

ou até mesmo impraticável, e o seu deslocamento lateral pode ocorrer. Esse será o caso estudado ao longo do presente trabalho.

A figura abaixo ilustra as forças atuantes na seção transversal de um duto.

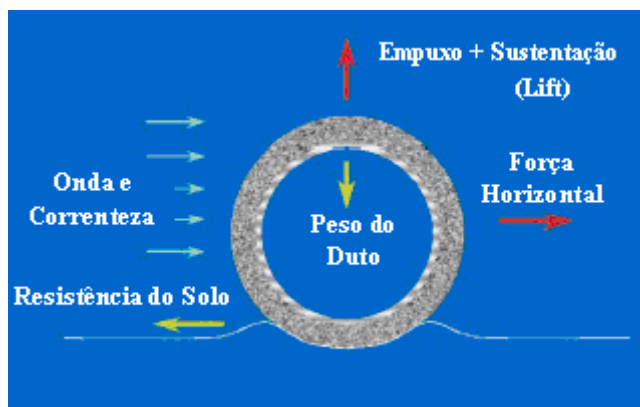


Figura II-6 – Forças atuantes na seção de um duto - [13].

## II.5 Flambagem

A flambagem é um fenômeno que ocorre em peças esbeltas (peças onde a área de seção transversal é pequena em relação ao seu comprimento), quando submetidas a um esforço de compressão axial. A flambagem acontece quando a peça sofre flexão transversalmente devido à compressão axial. A flambagem é considerada uma instabilidade elástica, assim, a peça pode perder sua estabilidade sem que o material já tenha atingido a sua tensão de escoamento. A tensão crítica para ocorrer a flambagem não depende da tensão de escoamento do material, mas do seu módulo de elasticidade.

Partindo dessa definição fica mais simples de entender como esse fenômeno pode acontecer em dutos submarinos.

Sabe-se que o termo “duto” ao longo desse trabalho limita-se aos *pipelines*. Os *pipelines* são esbeltos e sofrem esforços de compressão axial devido à diferença de temperatura e à pressão interna.

Dutos de coletas em águas profundas geralmente sofrem esse tipo de fenômeno, associada à **diferença de temperatura** da água do mar em torno de  $5^{\circ}\text{C}$ , enquanto o óleo produzido não raro atinge o sistema de coleta a temperatura da ordem de  $100^{\circ}\text{C}$ . Quando submetido a um incremento de temperatura o duto tende a alongar, estando suportado por solo, ou quaisquer outros elementos, haverá uma resistência ao alongamento que induzirá ao duto esforços de compressão axial. Estes por sua vez podem eventualmente levar o duto à condição de instabilidade elástica, fazendo-o flambar globalmente.

É observado que dutos cujo deslocamento axial é restringido podem flambar globalmente devido à **pressão interna**. Numa primeira análise, tal afirmação parece incoerente. Ao aplicarem-se incrementos positivos de pressão interna, induz-se tração circunferencial à sua parede, e, portanto aumento (mesmo que imperceptível a olho nu) de diâmetro. O efeito de Poisson induz, portanto, um encurtamento do duto que, tendo este seu deslocamento axial restringido (como mencionado), se traduz em tração axial. A afirmação de que um duto flambaria como uma coluna de Euler quando submetido a um carregamento que induz a este tração axial parece assim pouco lógica. PALMER & BALDRY (1974), no entanto, apresentaram uma dedução racional suportada por experimentos, para esta observação.

Portanto os dutos submarinos podem flambar devido tanto à expansão térmica, quanto a diferença de pressão. As ilustrações a seguir mostram exemplos de flambagem em dutos.

Segundo LOUREIRO (2011), dutos submarinos são instalados sobre o leito marinho e estão em contato, mesmo que parcialmente, com o solo. Dependendo do nível de enterramento de um duto no solo, pode-se classificar o fenômeno de flambagem térmica em dois comportamentos distintos:

- Duto Não Enterrado: Nesta condição há a concorrência entre dois modos principais de flambagem, na direção horizontal e vertical. A tendência de instabilidade vertical é contraposta pelo peso próprio do duto que tende a impedir o seu levantamento. Na direção horizontal existe a resistência lateral promovida pelo contato com o solo. Esta resistência pode ser descrita como sendo uma parcela causada pelo atrito na interface solo duto aliada aos efeitos devido à sucção em solos coesivos e do empuxo formado no contato do solo com a parede do duto. Quando há a tendência de flambagem o duto perde momentaneamente o contato com o solo fazendo com que o modo de flambagem na direção horizontal torne-se preponderante. Assim, formam-se alças devido ao deslocamento lateral da linha. A este efeito, em que o duto assume uma conformação sinuosa, dá-se o nome de *snaking*. A Figura II-7 ilustra a flambagem lateral de um duto, mostrando sua configuração inicial e as bermas formadas por esse fenômeno.

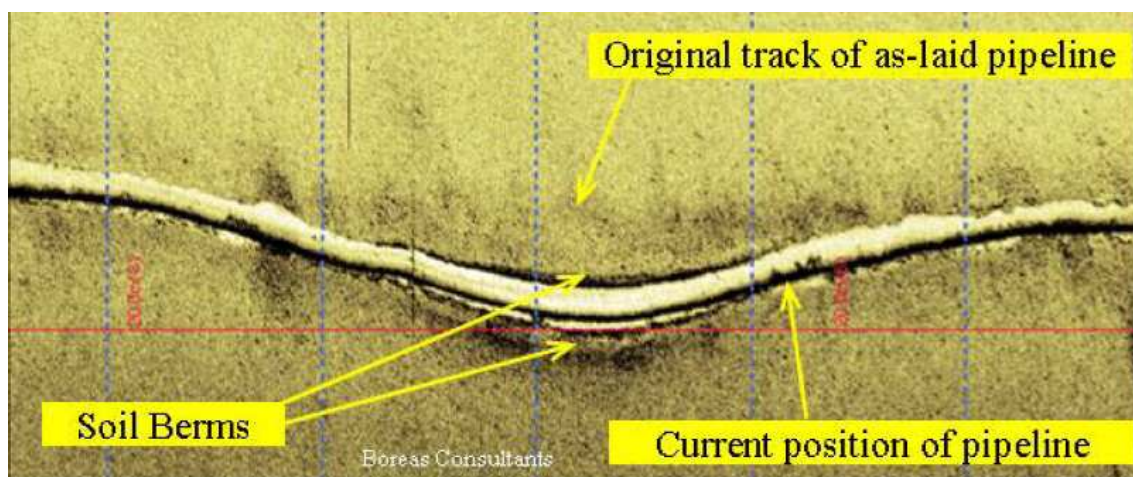
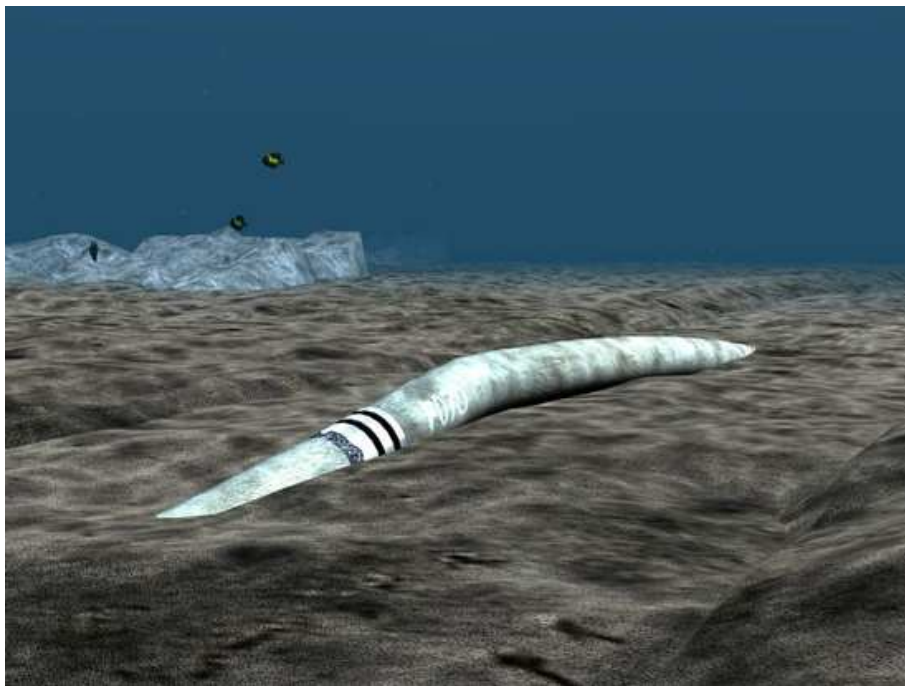


Figura II-7 – Flambagem lateral de um duto - [3].

- Duto Enterrado: Neste caso a resistência lateral é muito grande fazendo com que o modo de flambagem na vertical seja dominante. O

deslocamento vertical consegue vencer a resistência imposta e o duto ‘afloira’ na superfície do leito marinho. A este fenômeno dá-se o nome de *Upheaval Buckling*. Ao contrário do caso anterior, para dutos enterrados o peso de solo atuando sobre o duto também oferece resistência a este deslocamento vertical. Em termos de projeto, o objetivo torna-se determinar qual o peso total a ser considerado de modo a garantir a estabilidade do duto. A Figura II-8 ilustra este fenômeno.



**Figura II-8 - Ilustração do efeito de *upheaval buckling* - [13].**

É importante diferenciar a flambagem global de um duto, análoga à flambagem de uma coluna estrutural, que foi explicada acima, da flambagem local que pode ocorrer na parede de um duto submetido à flexão ou compressão excêntrica, que corresponde à flambagem elasto-plástica da chapa cilíndrica que o constitui.

A Figura II-10 mostra um duto que colapsou devido à pressão externa, ilustrando a flambagem local de um duto.



**Figura II-9 – Flambagem local de um duto - [5].**



**Figura II-10 - Duto que colapsou devido à pressão externa - [5].**

### **III. Comportamento mecânico do solo**

#### **III.1 Introdução**

Segundo um estudo realizado por AGUIAR (2009), apresentaremos neste capítulo os conceitos para a análise do solo através do método dos elementos finitos.

#### **III.2 Conceitos básicos**

O estado de tensões de um ponto de um sólido qualquer é representado pelas seis componentes ( $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ ) e depende do sistema de eixos coordenados adotados. Entretanto, as tensões principais ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) sempre atuam no mesmo plano e têm a mesma amplitude, independente dos eixos coordenados. Logo, as tensões principais são chamadas invariantes.

Assim, é conveniente a definição de um estado de tensões através de suas tensões principais e as direções dos três planos em que estas atuam.

#### **III.3 Comportamento linear do solo**

Tradicionalmente, a análise da interação solo-estrutura é realizada através de modelos simplificados ou empíricos. Atualmente, com a facilidade de acesso a computadores com alto poder de processamento, o uso de modelos sofisticados para a análise de fundações tem evoluído. Por outro lado, à medida que novos métodos são aplicados, busca-se cada vez mais a representação realística do solo.

De uma forma simplificada, o comportamento constitutivo de um material é definido por sua relação entre tensões e deformações. Assim, esta relação é expressa por:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix}$$

ou, simplesmente:

### Equação III-1

$$\Delta\sigma = [\mathbf{D}] \cdot \Delta\varepsilon$$

Para um material elástico linear, a matriz constitutiva assume a seguinte forma:

$$\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

*Simétrica*

onde  $E$  e  $\nu$  são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, respectivamente.

O comportamento constitutivo do solo pode ser representado tanto em termos das tensões totais quanto das tensões efetivas. Se for especificado através das tensões efetivas, deve-se utilizar o princípio das tensões efetivas ( $\sigma = \sigma' + \sigma_f$ ) para obtenção das tensões totais, lembrando que  $\sigma'$  é a tensão e  $\sigma_f$  é a pressão neutra ou poro-pressão. Assim, o comportamento constitutivo do solo é expresso por:

### Equação III-2

$$\Delta\sigma' = [\mathbf{D}'] \cdot \Delta\varepsilon$$



### Equação III-3

$$\Delta\sigma_f = [D_f] \cdot \Delta\varepsilon$$

Como o solo e o fluido possuem a mesma deformação, logo pode-se escrever:

### Equação III-4

$$\Delta\sigma = [D' + D_f] \cdot \Delta\varepsilon$$

onde  $[D']$  é a matriz constitutiva relacionada com as tensões efetivas;

$[D_f]$  é a matriz constitutiva relacionada com as poro-pressões.

Assim, a utilização do método dos elementos finitos, por exemplo, para problemas geotécnicos exige a formulação de elementos que permitam a consideração da variação das poro-pressões ( $\Delta p_f$ ) em uma análise. Esta consideração é importante, já que muitos modelos constitutivos disponíveis para análises geotécnicas são formulados em termos das tensões efetivas no solo.

Em contrapartida, análises baseadas na relação entre as tensões totais e as deformações totais podem ser aplicadas, sendo que estas se enquadram em duas classes de problemas:

- Problemas totalmente drenados: onde não há mudança na pressão do fluido ( $\Delta p_f = 0$ ). Isto implica que as mudanças nas tensões totais e efetivas são as mesmas e a matriz constitutiva é expressa em termos dos parâmetros efetivos como, por exemplo, o módulo de elasticidade drenado  $E'$  e o coeficiente de Poisson drenado  $\nu'$  para materiais isotrópicos lineares.
- Problemas totalmente não drenados: situação onde a matriz constitutiva é expressa em termos das tensões totais. Assim, esta matriz é definida por

um módulo de elasticidade não drenado  $E_u$  e um coeficiente de Poisson não drenado  $\nu_u$  para materiais isotrópicos lineares.

Na segunda classe de problemas, quando o solo é saturado não deve haver mudança de volume. Isto é modelado, em solos isotrópicos, igualando-se o coeficiente de Poisson não drenado a 0.5. Como esta adoção causa erro numérico na matriz constitutiva, como pode ser visto na Equação III-1, é usual a adoção de um valor menor do que 0.5, mas maior do que 0.49.

Estudos de uma fundação rasa para avaliação do efeito do valor do coeficiente de Poisson foram realizados. De acordo com o observado, a partir de um coeficiente de Poisson maior de que 0.499, este passa a não afetar significativamente na resposta. Apesar disto, a adoção de um valor igual a 0.49 conduziria a pequenos erros de acordo com o exemplo estudado.

As análises baseadas nas tensões totais descritas anteriormente não necessitam de nenhuma informação referente às poro-pressões. Entretanto, existem muitas situações onde a mudança nestas tensões é importante. Há também outros problemas onde é conveniente a representação do comportamento constitutivo em termos das tensões efetivas.

Sendo a aplicação de um carregamento em um maciço de solo que causa uma mudança no estado de tensões totais. Quando o comportamento é não drenado, ocorre uma variação na poro-pressão ( $\Delta p_f$ ). A Equação III-4 fornece a relação constitutiva do solo, onde, para condições não drenadas a matriz linear  $[D']$  é dada pela Equação III-3, sendo que em mecânica dos solos é usual representá-la a partir dos seguintes parâmetros:

$$[\mathbf{D}'] = \begin{bmatrix} K_s + \frac{4}{3}G & K_s - \frac{2}{3}G & K_s - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ & K_s + \frac{4}{3}G & K_s - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ & & K_s + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ & \text{Simétrica} & & G & 0 & 0 \\ & & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix}$$

onde  $K_s$  é o módulo volumétrico do solo, dado por:  $K_s = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$ ;

$G$  é módulo cortante, igual a:  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ .

Já a poro-pressão do solo é expressa pela

$$[\mathbf{D}_f] = K_e \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

onde  $K_e$  é o módulo volumétrico equivalente da poro-pressão definido por:

$K_e = \beta \cdot K_s$ , sendo  $\beta$  uma constante que controla a poro-pressão do solo.

### III.4 Comportamento não linear do solo

No item anterior foi apresentada uma visão geral do comportamento elástico do solo. Como este modelo linear é relativamente simples, não é possível simular diversos problemas desta forma, como, por exemplo, situações de ruptura. Assim, melhorias deste modelo são propostas utilizando a teoria da plasticidade.

Para explicação dos conceitos de plasticidade utilizados na mecânica dos solos, deve-se partir de um comportamento tensão-deformação uniaxial que será descrito nos itens seguintes.

### **Comportamento uniaxial de materiais elasto-plásticos**

Inicialmente, será descrito o comportamento de um material perfeitamente elástico, mostrado na Figura III-1. Este exemplo mostra uma barra prismática submetida a uma deformação  $\mathcal{E}$  que, inicialmente, experimenta uma deformação elástica no trecho AB da curva mostrada na Figura III-1. Se a deformação é parada e aplicada em sentido oposto antes de alcançar o ponto B, o material encontra-se no regime elástico e o recarregamento se dá pelo caminho AB novamente.

Caso a barra seja deformada de forma a ultrapassar o valor de  $\mathcal{E}_B$ , significa que a barra passa a se comportar plasticamente, assim, ao se desfazer o processo de deformação, a barra permanece com uma deformação permanente  $\mathcal{E}_P$ . Este caminho de descarregamento é seguido pela reta CD. Caso a barra seja novamente carregada, esta seguirá a reta CD novamente e enquanto não alcançar o ponto C, se comportará de maneira elástica. Se, ao invés de aplicar uma deformação, fosse aplicada uma tensão na barra, não seria possível aplicar uma tensão maior do que  $\sigma_Y$  já que resultaria em deformação infinita.

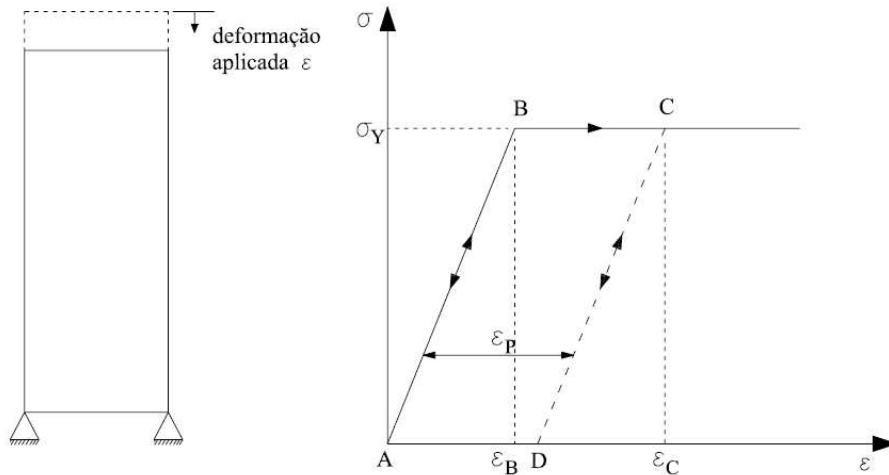


Figura III-1 – Curva tensão deformação de material perfeitamente elástico - [1].

Um outro comportamento elasto-plástico está mostrado na Figura III-2 e é chamado de endurecimento ou encruamento (*strain-hardening*). Este tipo de material se comporta ligeiramente diferente do apresentado anteriormente quando ultrapassa o limite elástico, definido pela reta AB na Figura III-2. Neste caso, ao invés da tensão apresentada se manter constante, ela aumenta para o valor  $\sigma_{YC}$ . A partir de  $\sigma_{YB}$ , qualquer descarregamento irá apresentar uma deformação permanente. Eventualmente o material pode apresentar uma tensão constante para maiores deformações, como visto na Figura III-2 a partir do ponto F.

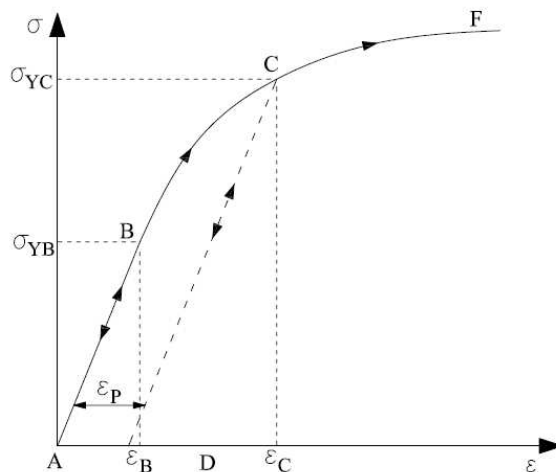


Figura III-2 – Curva elasto-plástica com endurecimento - [1].

Uma outra classe de material elasto-plástico é identificada quando, ao invés da tensão de escoamento aumentar após a fase elástica, esta diminui. Este tipo de comportamento, chamado de enfraquecimento, é mostrado na Figura III-3. Após o trecho linear representado pela reta AB, a tensão de escoamento diminui para  $\sigma_{YC}$  e em caso de descarregamento, ocorre o mesmo comportamento descrito anteriormente.

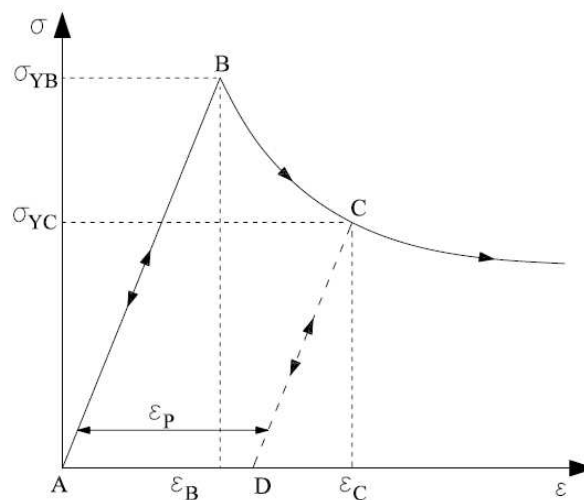


Figura III-3 – Curva elasto-plástica com enfraquecimento do material - [1].

### Extensão para estados multiaxiais

Como foi visto, em tração ou compressão simples, o limite de escoamento do material é representado por uma única tensão. Entretanto, nos casos reais em que há um estado de tensões multiaxiais, não é possível definir uma região elástica através de uma única tensão. Como o espaço de tensões e deformações é definido por seis componentes de tensões e deformações, é comum assumir que o material é isotrópico, assim, como o escoamento do material é dependente apenas da magnitude da tensão pode-se trabalhar apenas com os invariantes de tensões e deformações como as tensões principais, por exemplo, reduzindo assim o número de parâmetros de seis para três.

O comportamento plástico de um material pode ser definido completamente através da especificação de três principais ingredientes:

- uma função de escoamento, que define o limite elástico;
- uma função de potencial plástico, mostrando a direção da deformação plástica em cada estado de tensões;
- uma lei de endurecimento (*hardening*) ou enfraquecimento (*softening*) que define as condições dos estados plásticos.

## IV. Interação Duto-Solo

### IV.1 Visão Geral

Segundo JUNIOR (2010), a adequada representação da interação solo-duto é de fundamental importância na simulação do comportamento de dutos apoiados no solo marinho, pois interfere de forma expressiva na movimentação do duto. Ao mesmo tempo em que tende a restringir a movimentação da tubulação, sendo este um efeito benéfico para a estabilidade lateral, pode também gerar condições necessárias para a ocorrência do fenômeno de flambagem, caso a resistência do solo seja insuficiente para restringir as movimentações do duto.

Tradicionalmente, projetavam-se dutos estimando-se a resistência do solo segundo o modelo de atrito de Coulomb, que expressa a resistência lateral do duto como produto de sua força efetiva vertical, ou seja, peso submerso do duto menos a força hidrodinâmica de suspensão, e o coeficiente de atrito, que depende exclusivamente do tipo de solo. A força hidrodinâmica de suspensão é uma força vertical para cima que ocorre devido aos carregamentos de onda e corrente, e tende a levantar o duto. Por este modelo as forças de atrito de Coulomb aproximam a resistência lateral do solo a zero quando as forças hidrodinâmicas se aproximam do peso.

Na **direção axial** a resistência axial do solo tende a gerar um esforço de compressão na tubulação que é função da área de contato solo-duto e dos parâmetros de resistência do solo. Na análise de dutos é comum a utilização do conceito de coeficiente de atrito axial equivalente para quantificar a interação solo-duto independente de seu comportamento ser drenado ou não drenado. O coeficiente de atrito equivalente é obtido dividindo-se a reação máxima pelo peso submerso da tubulação. Esta forma de representação da interação solo-duto é extremamente útil, pois fornece um valor



adimensional levando em conta as características do solo e da tubulação, sendo mais prático do que a simples utilização da reação axial.

A reação axial desenvolvida em dutos ainda não é completamente compreendida principalmente em argilas, onde o valor da reação pode mudar ao longo do tempo devido ao processo de adensamento ocasionado pela dissipação de poro pressões que pode durar até semanas. Uma compreensão mais adequada da reação axial é ainda objeto de estudo.

Na **direção transversal** a resistência lateral do solo desenvolvida pela movimentação de dutos compreende duas parcelas: força de atrito de Coulomb e a resistência passiva do solo, podendo ser determinada pela soma de ambas as parcelas.

A força de atrito de Coulomb é função do atrito no contato solo-duto e do peso submerso da tubulação. Como alternativa, é possível utilizar o conceito de coeficiente de atrito lateral equivalente para quantificar a interação solo-duto independente do comportamento drenado ou não drenado do solo. O coeficiente de atrito lateral equivalente pode ser determinado dividindo o valor da reação lateral pelo peso submerso da tubulação.

A resistência passiva do solo é função do diâmetro externo do duto, dos parâmetros de resistência do solo e do nível de enterramento da tubulação. A norma DNV-RP-F109 recomenda o modelo típico para a resistência passiva do solo (areia e argila) que consiste em quatro regiões distintas, descritas a seguir:

- Região elástica ( $Y_1$ ) onde o deslocamento lateral é inferior a 2% do diâmetro do duto;
- Região de resistência máxima onde o deslocamento ( $Y_2$ ) pode atingir até metade do diâmetro do duto para os solos arenosos e argilosos em que a

interação solo-duto causa variação na penetração e conseqüentemente na resistência passiva do solo;

- Uma região pós-rompimento (*Break-out*) onde a resistência e a penetração diminuem;

Quando o deslocamento ultrapassa tipicamente um diâmetro da tubulação, a penetração e a resistência passiva podem ser consideradas constantes.

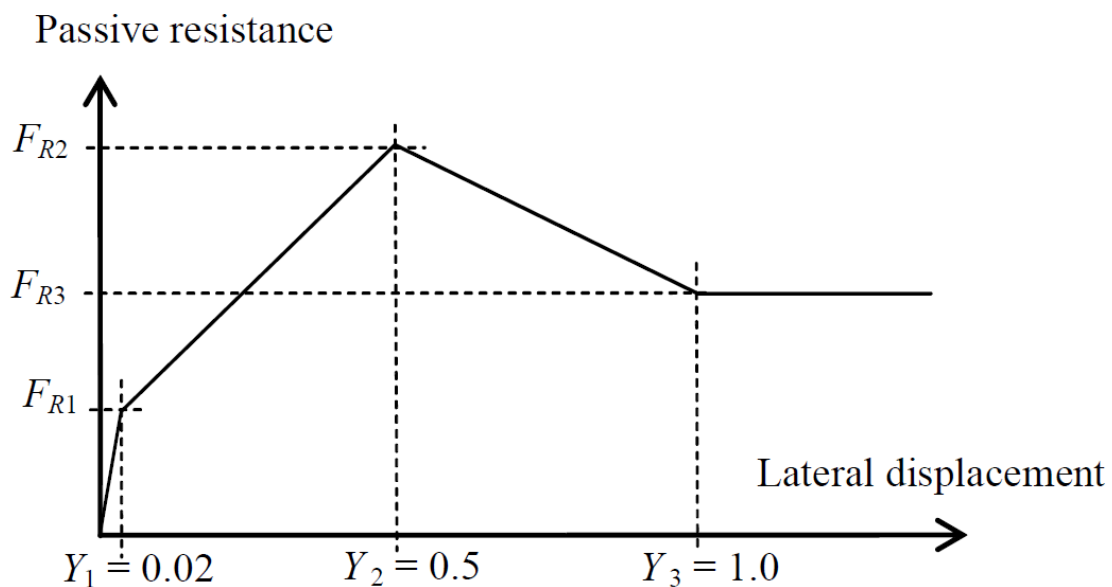


Figura IV-1 – Resistência passiva do solo em função do diâmetro - [9].

É essa resistência que será estudada ao longo do presente trabalho. Muitos estudos foram desenvolvidos sobre o assunto e um nome que se destaca é o de VERLEY & LUND (1995). A norma DNV-RP-F109 foi baseada em trabalhos desenvolvidos por ele. Entretanto, há ainda muito a ser desenvolvido, e um trabalho que tem demonstrado grande desenvolvimento é o SAFEBUCK JIP, embora confidencial aos patrocinadores, é a metodologia considerada a mais completa e adequada.

CARDOSO & SILVEIRA (2010) estudaram o comportamento da interação duto-solo para grandes deslocamentos e mostraram que este comportamento depende do enterramento inicial do duto, e do parâmetro  $S$  ( $w/(D \cdot s_u)$ ), relacionado ao peso e diâmetro do duto e à resistência não drenada do solo. Os principais pontos que definem a curva de resistência para grandes deslocamentos, podem ser descritos como:

- Resistência de *break-out* (ponto 1): que depende do enterramento inicial e do parâmetro de rolamento do solo  $S$ .
- Resistência residual (ponto 2): que depende do enterramento residual e do solo empurrado pelo duto.
- Resistência de berma (ponto 3): que depende do enterramento e do solo acumulado na berma em cada ciclo.

A curva de resistência é mostrada a seguir. Quando a resistência de *break-out* exibe um valor de pico (1-a), a seção do duto é *over-penetrated*, produzindo uma redução no nível de enterramento, até a área de contato duto-solo alcançar uma nova configuração de equilíbrio, que equilibra o peso do duto depois dele se destacar atrás do solo, conforme mostrado na Figura IV-3. Dutos normais ou *under-penetrated* não apresentam um valor de pico para a resistência de *break-out*, apresentando um comportamento muito parecido com o ponto 1-b.

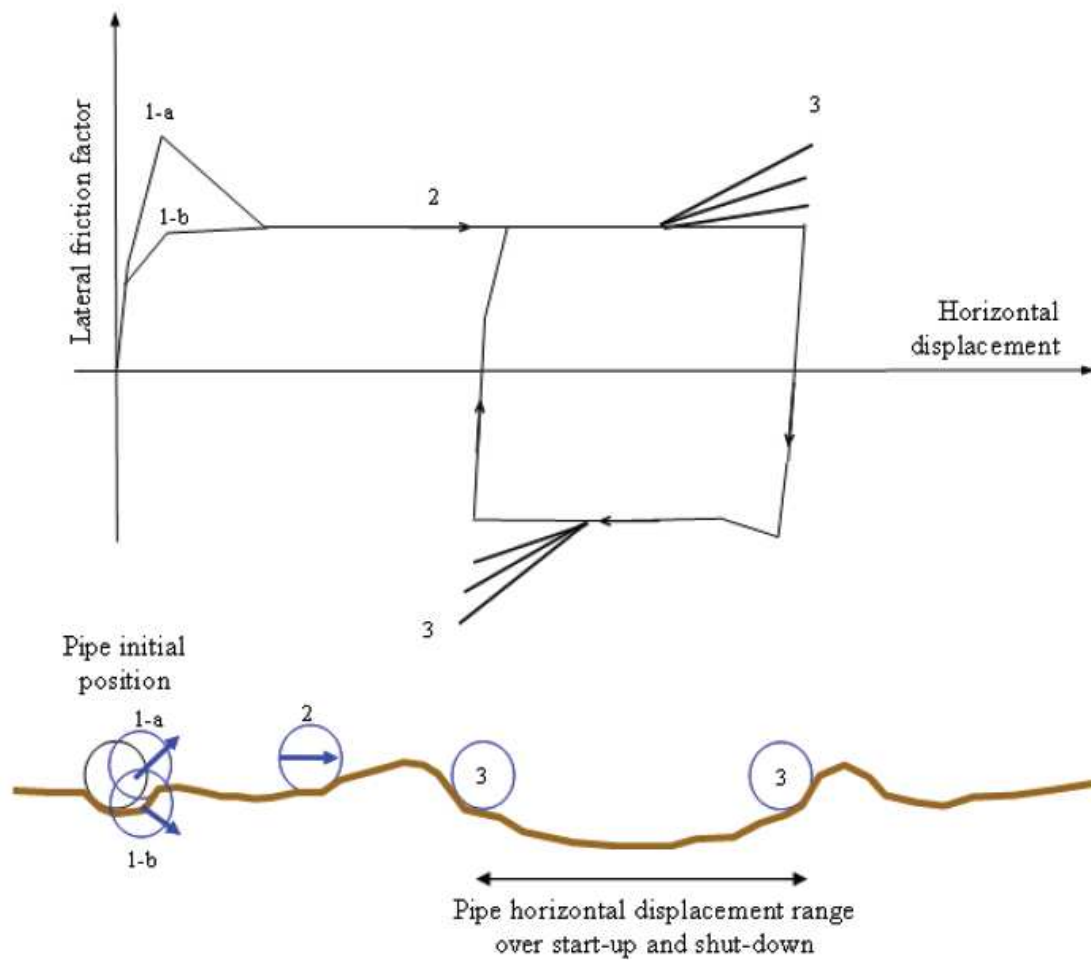


Figura IV-2 – Curva de resistência do solo e seu comportamento no ciclo de *start-up* e *shut-down* - [4].

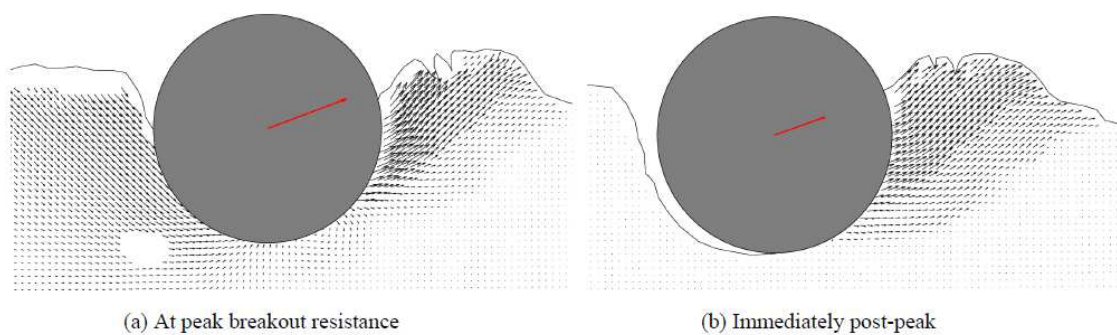


Figura IV-3 – Comportamento da interação solo-duto no pico de resistência de *break out* e imediatamente depois - [3].

A resistência axial do solo não será estudada nesse trabalho, mas a resistência lateral do solo será aprofundada nos capítulos seguintes.

## IV.2 Uma aproximação no modelo de interação duto-solo

A interação entre o duto e fundo do mar é incorporada na análise estrutural da linha, usualmente em modelo de elemento finito, anexando elementos em intervalos ao longo do duto, para representar as forças axiais e laterais no duto devido ao solo. Essa aproximação é feita para verificar como o duto responde ao solo. Nos programas de análise de comportamento de dutos os elementos mais básicos usados para representar essa interação (o solo) são molas que fornecem uma resposta perfeitamente elástica na direção axial e lateral. Sabe-se por experiência em projetos similares que a rigidez do solo de fundação é representada numericamente por uma mola equivalente e tem forte influência na vida a fadiga dos dutos.

O modelo mais simples envolve um valor limitante de resistência lateral ou axial, que é calculado usando uma lei simples de atrito (*Coulomb friction*) vinculando o peso do duto com a máxima resistência disponível. Esse atrito pode ser usado com sucesso para alguns casos, em análises globais de dutos quando estes não estão sujeitos a carregamentos hidrodinâmicos e termomecânicos severos. No entanto, somente um coeficiente de atrito não é apropriado para modelar os problemas de flambagem lateral do duto e estabilidade hidrodinâmica, particularmente para movimentos laterais de grandes amplitudes, em que um modelo de atrito representaria uma simplificação do comportamento.

É importante lembrar que a flambagem é um fenômeno instável, e por isso seu comportamento é difícil de prever. Por isso não é possível adotar um valor conservador de atrito para o solo. Tanto valores superiores e inferiores da resistência do solo são importantes.

Não é comum um modelo de um duto com muitos quilômetros sem pelo menos uma análise em elementos finitos. Então é necessário manter a relação duto-solo

relativamente simples. Não é possível modelar o solo em volta de todo o comprimento do duto, por isso é necessário resumir o comportamento do solo em um nó somente.

A Figura abaixo ilustra uma análise de flambagem lateral, através da modelagem em elementos finitos, e mostra a configuração de um duto durante a flambagem.

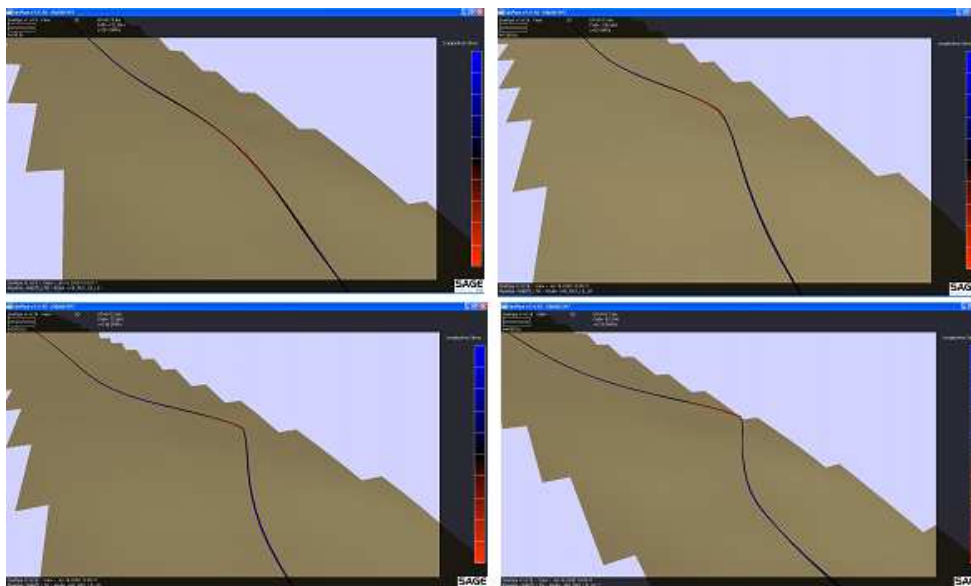


Figura IV-4 - Análise dos efeitos de flambagem lateral - [13].

O presente documento objetiva encontrar um valor da interação duto-solo (resistência lateral máxima, rigidez lateral, deslocamento de mobilização) para ser representado pelos nós das barras em uma análise global do duto.

### IV.3 Resposta Lateral para dutos leves e pesados

Segundo BRUTON et al. (2008), na análise da interação lateral duto-solo no problema de flambagem lateral, os dutos são classificados em dois tipos, leves (“*light*”) e pesados (“*heavy*”), dependendo da relação da carga vertical que o duto está submetido, da resistência não drenada do solo e de seu diâmetro. Esta classificação é muito usada para entender o comportamento da interação duto-solo para grandes deslocamentos.

Dutos **leves** são tipicamente dutos de exportação de grande vazão em águas rasas e apresentam um diâmetro maior e menor espessura de parede, enquanto os dutos **pesados** são tipicamente dutos de coleta em águas profundas com um diâmetro menor e maior espessura de parede para resistir à alta pressão hidrostática. Dutos leves apresentam estudos mais detalhados, em detrimento da exploração em águas profundas ser uma análise mais recente, porém não menos importante.

O comportamento deles difere pelo deslocamento ao longo dos ciclos, mas vale lembrar que a força máxima que devem alcançar para romper a resistência do solo tem um comportamento semelhante.

Depois de alcançada a resistência máxima o duto **leve** começa a se mover sujeito a uma resistência lateral menor, comumente chamada de residual. Ao se deslocar, o duto empurra uma quantidade de solo superficial que se acumula ao fim do deslocamento, formando um “montinho” de solo, chamado berma (Figura IV-7). Ao ser descarregado, o duto volta a se movimentar para o lado oposto, mas geralmente não retorna a posição inicial. Esse ciclo é repetido e a berma se torna cada vez mais resistente.

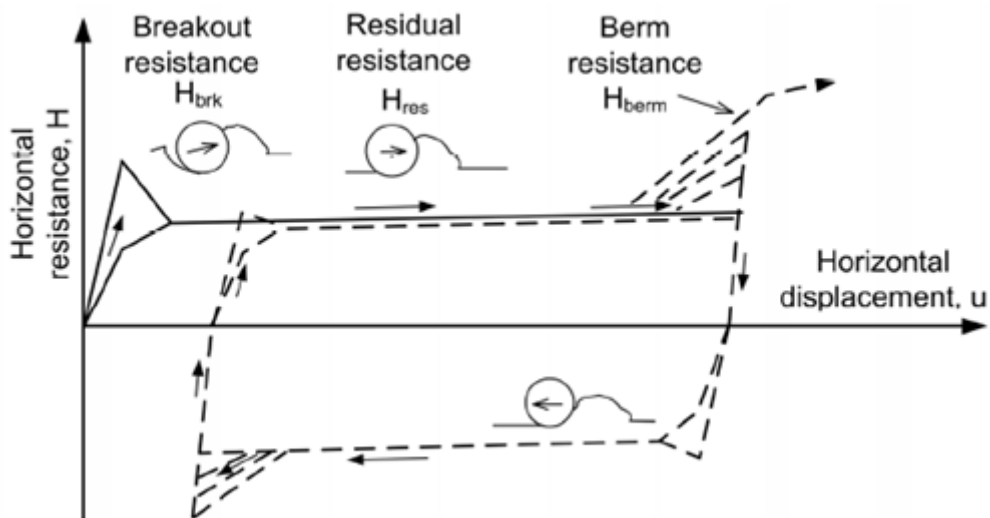


Figura IV-5 – Duto Leve -[3].

O duto **pesado** apresenta um comportamento diferenciado após atingir a resistência máxima do solo. O duto tem um peso maior, então seu deslocamento é na diagonal. Ele se desloca na direção interna do solo, como se estivesse enterrando, e depois de certo tempo encontra uma resistência passiva acumulada.

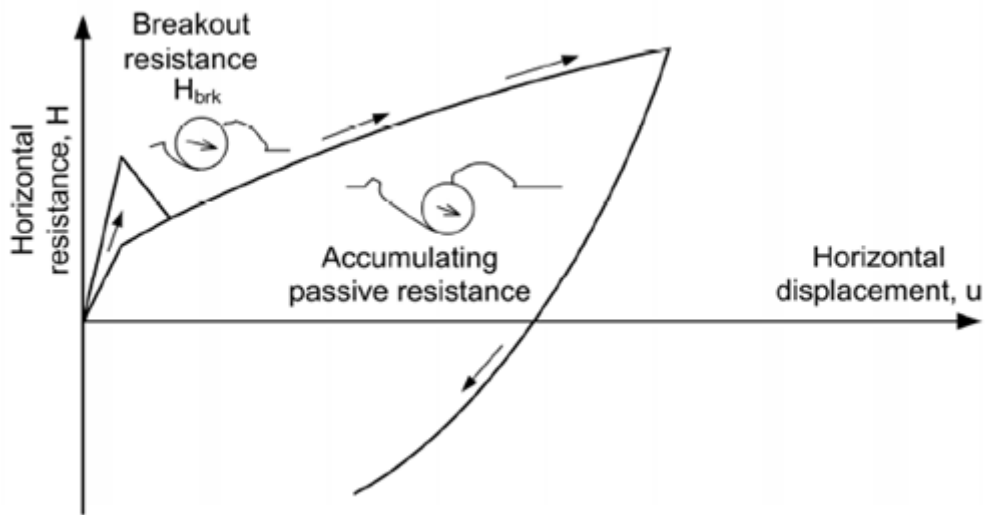


Figura IV-6 – Duto pesado - [3].

Segundo BRUTON et al. (2008), o duto leve apresenta a relação força vertical sobre resistência não drenada do solo multiplicada pelo diâmetro menor que 1,5. Já o duto pesado apresenta essa relação maior que 2,5.

A figura abaixo ilustra a imagem de um duto restringido pelas bermas formadas pelo solo.

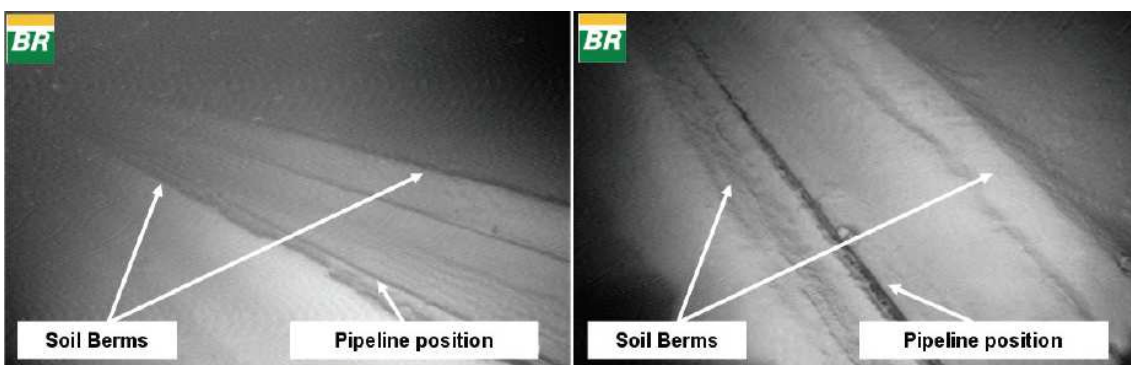


Figura IV-7 – Duto restringido pelas bermas - [4].

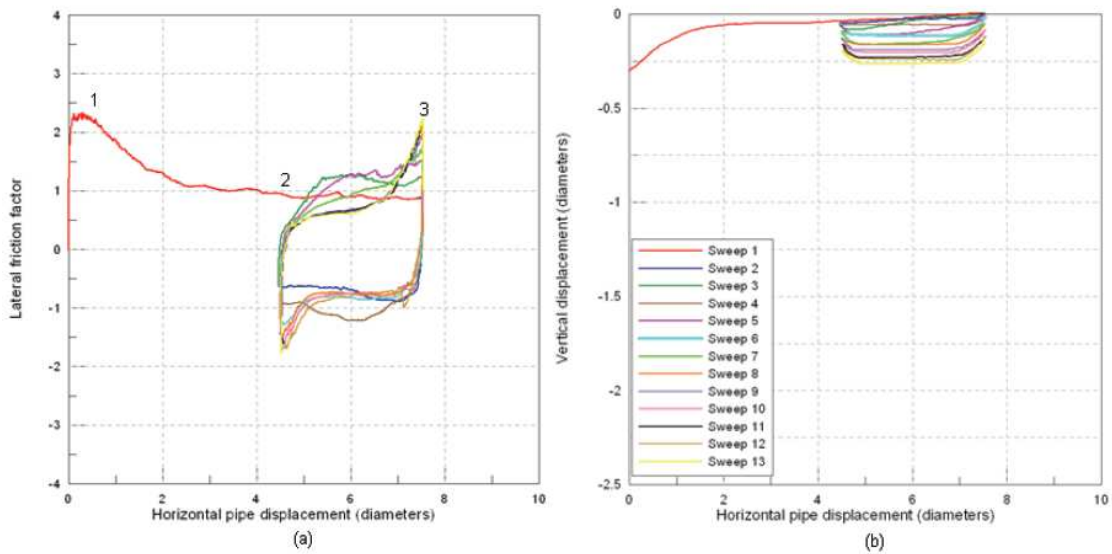


Segundo CARDOSO & SILVEIRA (2010), que realizou um estudo sobre o comportamento da interação duto-solo quando submetidos a grandes deslocamentos em solos de argila, o comportamento da interação duto-solo pode ser classificado, dependendo do parâmetro  $S$  ( $w/(s_u * D)$ ) e do enterramento na fase residual:

- “*Extra light*” pipe: são os dutos com  $S < 0.5$  que desenvolvem enterramentos muito superficiais (menores que  $0.1D$ ), para grandes deslocamentos, no primeiro e nos ciclos seguintes.
- “*Light*” pipe: dutos com  $0.5 < S < 1.0$  que desenvolvem enterramentos superficiais (limitados em  $0.3D$ ), para grandes deslocamentos, no primeiro ciclo; entretanto apresenta um aumento do enterramento nos ciclos seguintes.
- “*Heavy*” pipe: dutos com  $1.0 < S < 2.5$  que desenvolvem enterramentos limitados a  $0.5D$  para grandes deslocamentos no primeiro ciclo. Nos ciclos seguintes enterramentos consideráveis são rapidamente alcançados com a formação de grandes bermas.
- “*Extra heavy*” pipe: dutos com  $S > 2.5$  que desenvolve enterramentos maiores do que  $0.5D$ , para grandes deslocamentos, no primeiro ciclo, aumentando continuamente. Nos ciclos seguintes, o enterramento mantém a tendência do enterramento, com a formação de grandes bermas no solo.

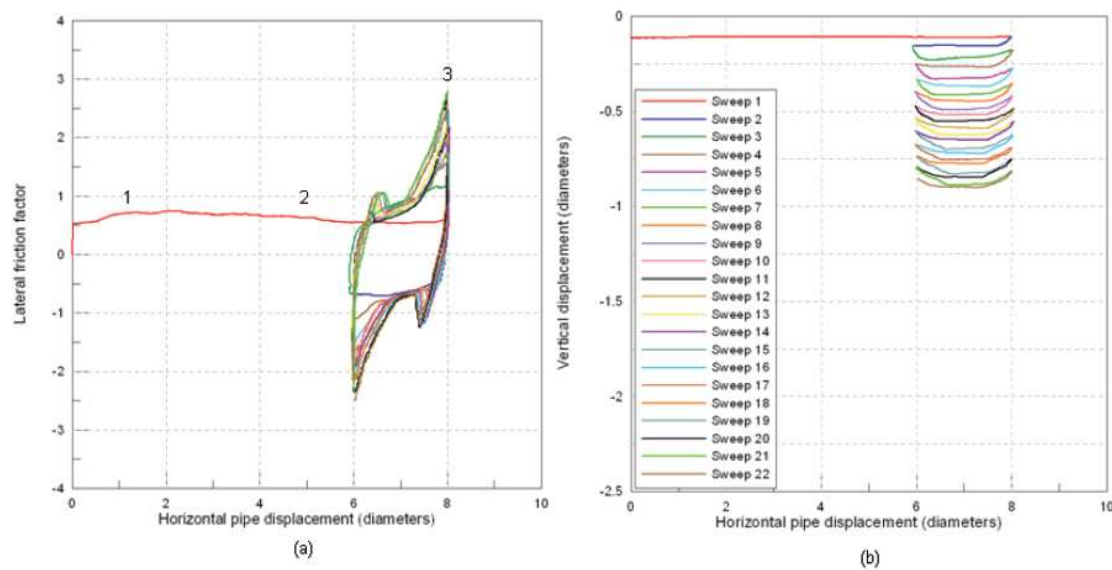
A seguir são apresentados gráficos do comportamento típico para o deslocamento horizontal, tanto para dutos “*light*” e “*heavy*”, em relação ao coeficiente de atrito lateral equivalente e a resposta ao enterramento.

A ilustração abaixo mostra o comportamento típico de dutos leves *over-penetrated*, definido por um valor de pico na curva de resistência do solo, decaindo até um valor residual, até alcançar um novo enterramento que equilibra o peso do duto durante a fase residual.



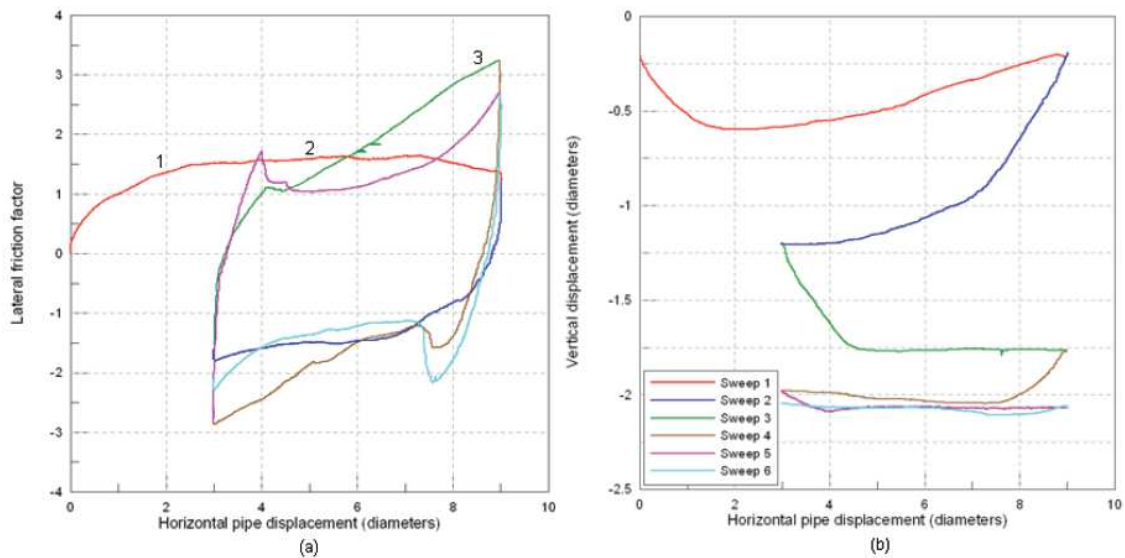
**Figura IV-8 – Dutos leves *over-penetrated* -[4].**

A ilustração abaixo mostra o comportamento típico de um duto leve com penetração normal, onde o enterramento permanece constante durante o primeiro ciclo.



**Figura IV-9 – Dutos leves com enterramento normal - [4].**

Para dutos pesados o comportamento mais comum é apresentar uma resistência de *break-out* menor do que a resistência residual. Para dutos pesados com penetração normal, o enterramento aumenta para um novo valor de estabilidade, que equilibra o peso do duto durante a fase residual e estabiliza a resistência residual.



**Figura IV-10 – Dutos pesados - [4].**

É importante destacar que modelos de dutos leves não podem ser aplicados para dutos pesados. Nesse projeto será estudada a resistência máxima de ruptura do solo, ou seja, as figuras Figura IV-5 e Figura IV-6 serão estudadas até a primeira resistência de pico. Portanto o estudo servirá para ambas as análises, dutos leves e pesados.

#### **IV.4 Influências da interação duto-solo no projeto de um duto**

A influencia da resistência duto-solo é conflituosa. Um alto coeficiente de atrito aumenta a força requerida para iniciar a flambagem. Um baixo coeficiente de atrito reduz a flexão e torna mais fácil o inicio da flambagem, no entanto, as curvas de rotas são menos estáveis o que dificulta a instalação de certos dispositivos de mitigação para induzir o inicio da flambagem. Não existe um lado conservador para os parâmetros, o

que torna o projeto um exercício de engenharia complexo, algumas vezes sem solução confiável.

Portanto, não existe um coeficiente de atrito conservativo que possa ser definido na análise de flambagem, “a favor da segurança”, como muitas vezes faz-se em engenharia. Cada caso deve ser estudado com sua particularidade.

## V. Modelos Analítico/Empíricos

### V.1 Enterramento do Duto

Foi visto, por BRUTON et al. (2008), que o enterramento do duto influencia a resistência lateral do solo, pois ele é fundamental para definir os coeficientes de atrito do solo, tanto axial quanto lateral.

O enterramento do duto depende do tipo de solo, do peso submerso, do diâmetro externo do duto, de cargas hidrodinâmicas e das cargas de instalação.

Métodos para determinar o enterramento inicial do duto, dada uma carga vertical por unidade de comprimento, consistem em soluções teóricas (baseadas na análise da plasticidade limite) e em métodos empíricos (calibrado por modelos de testes).

Não existe uma equação exata para o problema de enterramento, muitos artigos foram publicados e estudos realizados para encontrar a melhor resposta. A equação deduzida por VERLEY & LUND (1995) é bastante usada. O método empírico de VERLEY & LUND (1995) foi recalibrado durante a fase I do SAFEBUCK JIP, baseado em modelos recentes de testes e por observação de dutos instalados. Sabe-se que o modelo recalibrado apresenta uma resposta melhor do que a teoria da plasticidade, mesmo que tenham sido baseados no mesmo parâmetro.

A discrepância entre o modelo experimental e a teoria da plasticidade pode ser atribuída à avaliação incerta da resistência não drenada do solo e a efeitos adicionais relevantes nos dados experimentais. Antes, os experimentos da interação duto-solo envolviam frequentemente um controle pobre da carga vertical aplicada e uma variedade de técnicas foram usadas para deduzir a resistência não drenada do solo. Desde o fim da Fase I do SAFEBUCK, uma alta qualidade de dados experimentais em

relação à resistência estática ao enterramento foi gerada, associada a outros estudos e pesquisas. Estes experimentos mais recentes têm sido realizados utilizando as instalações que permitem o controle cuidadoso da carga nos dutos, e quantificação mais precisa da força não drenada do solo. Os resultados dos experimentos geralmente são próximos das soluções teóricas, mas muitas discrepâncias ainda ocorrem.

O artigo de VERLEY & LUND (1995), mencionado acima, aborda a resistência do solo para dutos assentados em argilas. Basicamente o trabalho tenta reproduzir fórmulas a partir de diversos experimentos. Então os resultados dos experimentos são dispostos em gráficos e assim traçada uma curva que mais se aproxima desses pontos. Assim é descrita uma função para a curva, chegando-se a Equação V-1.

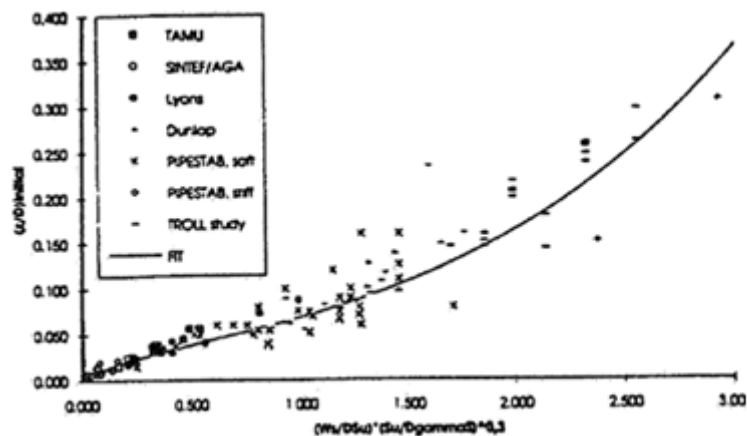


Figura V-1 – Todos os resultados para o enterramento inicial - [17].

Equação V-1 - [17]

$$\left(\frac{Z}{D}\right)_{init} = 0.0071(SG^{0.3})^{3.2} + 0.062(SG^{0.3})^{0.70}$$

sendo

$$G : s_u / (D\gamma_s)$$

$$S : F_c / (Ds_u)$$

Outros CATHIE et al. (2005), fazem um trabalho parecido com o de VERLEY & LUND (1995), usando diferentes equações, WAGNER et al.. (1987), LIENG et al. (1988), VERLEY & SOTBERG (1992), VERLEY & LUND (1995) e a partir dos resultados, traçam-se os gráficos.

É importante ressaltar que as fórmulas encontradas para o enterramento do duto são ainda primitivas e devem ser estudadas com maior detalhamento.

## V.2 Aumento do enterramento devido a cargas dinâmicas

O comprimento de enterramento é difícil de prever. Trabalhos empíricos têm sido feitos para estabilizar o aumento do enterramento devido às cargas cíclicas. VERLEY & LUND (1995) resumem esse trabalho, mostrando que o desenvolvimento adicional do enterramento é uma função do trabalho feito pelo solo e da amplitude devido ao deslocamento lateral cíclico.

O enterramento do duto pode se desenvolver devido às cargas dinâmicas envolvidas na instalação ou devido às cargas após a instalação. Esse enterramento adicional deve ser somado ao enterramento inicial para atingir um valor que represente melhor a realidade.

VERLEY & LUND (1995) fazem um cálculo para o desenvolvimento da penetração e para a penetração máxima, partindo de diversos experimentos para chegar a uma fórmula empírica que mais se aproxima dos resultados. As figuras seguintes mostram os resultados de seu estudo.

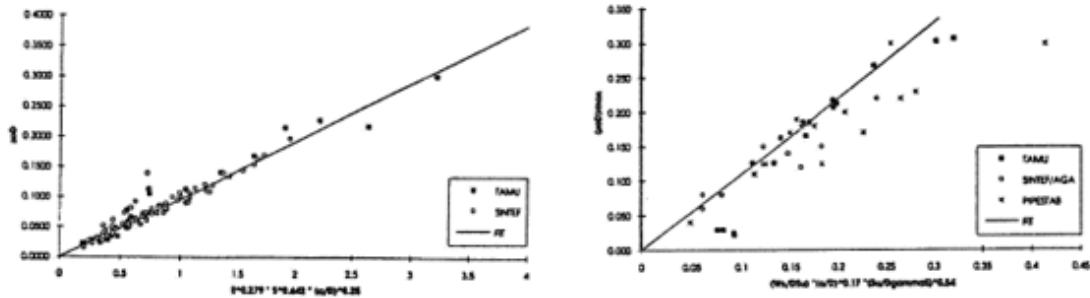


Figura V-2 – Desenvolvimento do enterramento e o máximo enterramento - [17].

$$\left(\frac{z}{D}\right) = 0.097 \xi^{0.279} \cdot S^{0.637} \left(\frac{a}{D}\right)^{-0.25}$$

$$\left(\frac{z}{D}\right)_{\max} = 1.1 S G^{0.54} \left(\frac{a}{D}\right)^{0.17}$$

Segundo JUNIOR (2010), o enterramento total pode ser tomado como a soma dos seguintes parâmetros:

- Penetração natural ou inicial, devido ao peso próprio do duto;
- Penetração devido ao efeito *piping*;
- Penetração devido à dinâmica de lançamento e movimento do duto sob ação de ondas e correntes.

Para avaliar corretamente a interação solo-duto é necessário conhecer o enterramento inicial do duto, sendo esta uma das principais fontes de incerteza na determinação das reações do solo.

O efeito *piping* é um fenômeno bastante conhecido pelos geólogos e consiste na movimentação das partículas do solo devido à percolação de água em solos arenosos. As cargas ambientais atuantes nos dutos apoiados no leito marinho provocam gradientes de pressão hidrodinâmica na tubulação, estes deslocam camadas de areia imediatamente abaixo do duto provocando seu enterramento e o conseqüente aumento da resistência



lateral. A penetração devido ao *piping* irá ocorrer se o gradiente de pressão for maior que a resistência lateral do solo.

O efeito *pumping* é causado pelos movimentos cíclicos ascendentes e descendentes de dutos que produzem um bombeamento de água próxima ao solo, podendo gerar grandes valas no leito marinho. O fluxo de água resultante transporta os sedimentos do solo marinho para fora da vala, o que explica a formação dessas trincheiras.

### V.3 Resistência Lateral

A resistência lateral do solo acontece devido à soma de duas forças verticais, como já foi explicado anteriormente. Uma é a força de contato gerada pelo peso do duto menos uma força de empuxo, multiplicada pelo coeficiente de atrito, e a outra é a força de resistência do solo (resistência passiva do solo).

#### Equação V-2

$$F_h = F_f + F_r$$
$$F_f = \mu F_c, \quad F_c = (W_s - F_l)$$

Muitas pesquisas foram feitas para aprimorar o entendimento da força de *break-out*. Muitos desses trabalhos estão associados com as pesquisas de enterramento inicial mencionadas anteriormente. Documentos publicados citam com grande frequência a literatura relacionada ao PIPESTAB (Pipeline Stability Design Project) e testes realizados pela AGA (American Gas Association). Muitos testes mostram que a consolidação do solo e um enterramento inicial maior do duto conduzem a uma força de *break-out* maior.

A revisão mais abrangente de ambos os conjuntos de testes em solos coesivos e não coesivos foi realizada por VERLEY & LUND (1995), e inclui críticas às publicações e formulações anteriores. VERLEY & LUND (1995) propuzeram um novo

modelo semiempírico, aparentemente esse modelo se encaixa bem na previsão da carga de *break-out*. Esse novo modelo é revisado no SAFEBUCK JIP. Essa revisão comparada com testes JIP mostrou muitos erros em diversos casos. A revisão mostra que a resistência de *break-out* depende do peso do duto, assim como de seu enterramento.

VERLEY & LUND (1995) através de diversos experimentos traçaram uma curva que mais se aproximava dos resultados, gerando a equação abaixo.

Equação V-3

$$\frac{F_r}{DS_u} = 4.13 G^{-0.392} \left(\frac{Z}{D}\right)^{1.31}$$

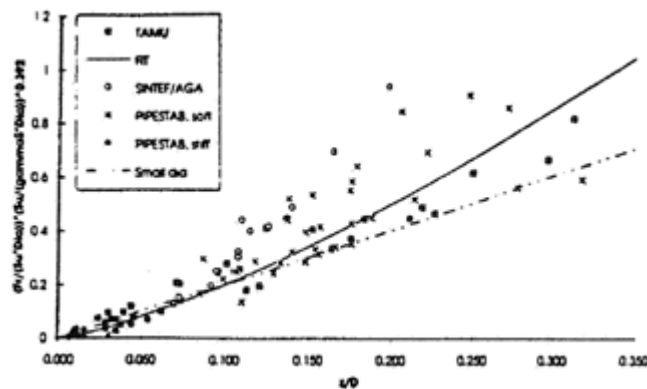


Figura V-3 – Todos os resultados para a resistência do solo - [17].

Outras diversas fórmulas para resistência lateral de diferentes tipos de solos são apresentadas nos artigos, CATHIE et al. (2005), WAGNER et al.. (1987), LIENG et al. (1988), VERLEY & SOTBERG (1992), VERLEY & LUND (1995).

Reference	Equations	Details
Wagner et al. (1987)	Sands: $F_y = \mu (W' - F_L) + \beta \gamma' A$	$\gamma' < 8.6 \text{ kN/m}^3$ Monotonic $\mu = 0.6$ $\beta = 38$
	$F_y =$ horizontal resistance $A = 0.5 \times$ Embedded area $W' =$ submerged pipe wt $F_L =$ hydrodynamic lift	$\gamma' > 9.6 \text{ kN/m}^3$ Monotonic $\mu = 0.6$ $\beta = 79$
		Cyclic load ( $<$ static failure) Embedment x 2 $\beta$ reduced by 50%
		Cyclic load ( $>$ 5% D) Embedment x 3 $\beta$ reduced by 80–90%
	Clays: $F_y = \mu (W' - F_L) + \beta S_u A/D$	Monotonic $\mu = 0.2$ $\beta = 39.7$
		Cyclic ( $<$ static failure) Embedment x 2 $\beta = 31.7$
		All clays cyclic load ( $>$ static failure) Embed x 2.5 $\beta = 15.7$
Lieng et al. (1988)	$F_y = \mu (W - F_L) + F_R$	$\mu = 0.6$ (sands) $\mu = 0.2$ (clays) $F_R$ calculated considering accumulated energy
Verley & Sotberg (1992)	$F_y = F_c + F_R$ $F_y = \mu (W' - F_L) + F_R$ $F_R = \gamma' D^2 (4.5 - 0.11 \gamma' D^2 / F_c) (z/D)^{1.25}$	All sands $\mu = 0.6$
Verley & Lund (1995)	$F_y = F_c + F_R$ $F_y = \mu (W' - F_L) + F_R$ $F_R = 4.13 DS_u (S_w / (\gamma D))^{-0.392} (z/D)^{1.31}$	Clays ( $S_u < 70 \text{ kPa}$ ) $\mu = 0.2$

Figura V-4 – Exemplos de modelos de resistência lateral - [8].

Em estudos mais recentes, métodos de cálculo adequados para prever a resposta lateral de tubos leves já foram publicados pelo SAFEBUCK JIP. A verificação de todos os dados disponíveis mostra que o modelo original de SAFEBUCK para a resistência residual capta bem o comportamento em uma faixa de condições de solo, incluindo medidas de modelo recente. A incerteza permanece sobre a resposta cíclica de dutos

mais pesados, como linhas cheias de água ou sistemas *pipe-in-pipe*; estudos demonstram que dutos pesados apresentam um grande aumento na resistência residual.

A Equação V-4 descreve a força de *break-out* publicada pelo SAFEBUCK JIP.

**Equação V-4 - [2]**

$$\frac{F_{bo}}{S_u \cdot D_o} = \left( 3.8 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot z}{D_o}} - 0.08 \cdot \left( \frac{W_s}{S_u \cdot D_o} \right)^2 \right) \cdot \eta_{bo}$$

## VI. Modelo de Elementos Finitos

### VI.1 Análise Global

Devido à grande evolução computacional, ferramentas avançadas como a análise de elementos finitos (FEA) vêm sendo bastante utilizadas. Programas de análise em elementos finitos podem incorporar diversos parâmetros, como a geometria do duto, peso e propriedade de materiais, condições de contorno, características ambientais e propriedades do solo, e permitir fácil acesso, simulação rápida e solução econômica dependendo do nível do modelo. A análise em elementos finitos é um processo altamente não linear devido a não linearidade do material, grandes deslocamentos e uma complexa interação duto-solo.

O processo de modelagem pode ser simples ou complexo e pode ser classificado como modelo 1-D, 2-D e 3-D. Estes modelos podem, após a conclusão de uma simples análise, apresentar os seguintes resultados:

- Peso submerso
- Movimento axial e lateral
- Força axial efetiva
- Tensões
- Momento fletor
- Deformação elástica
- Deformação plástica
- Curvatura da flambagem.

Geralmente para dutos submetidos a uma grande lamina d água, sob alta pressão e temperatura, a flambagem torna-se um fenômeno difícil de ser evitado. As questões são se podem ser previstos com segurança o número e os locais de flambagem e a quantificação dessa resposta. Outra questão é a possibilidade de controlar a flambagem global através desta previsão. Os métodos de controle utilizados são:

- Aumentar o peso submerso do duto, normalmente adicionando concreto ao revestimento
- *Rock dumping / Trenching Burial*
- Instalar contrapeso e dispositivos de fixação de vários tipos

A implementação destes tipos de mitigação foram freqüentes para a consideração do *on-bottom stability*. Isto também foi uma preocupação devido às incertezas na previsão do comportamento da flambagem global, tanto em relação ao número, à localização, e a severidade do estado da estrutura após a flambagem. Na realidade são poucas deformações que irão lidar com uma excessiva carga axial e irão resultar em uma extrema flexão ou deformação que talvez acumule após longos ciclos de *shut-down / start-up* e causar fadiga ou colapso ao duto.

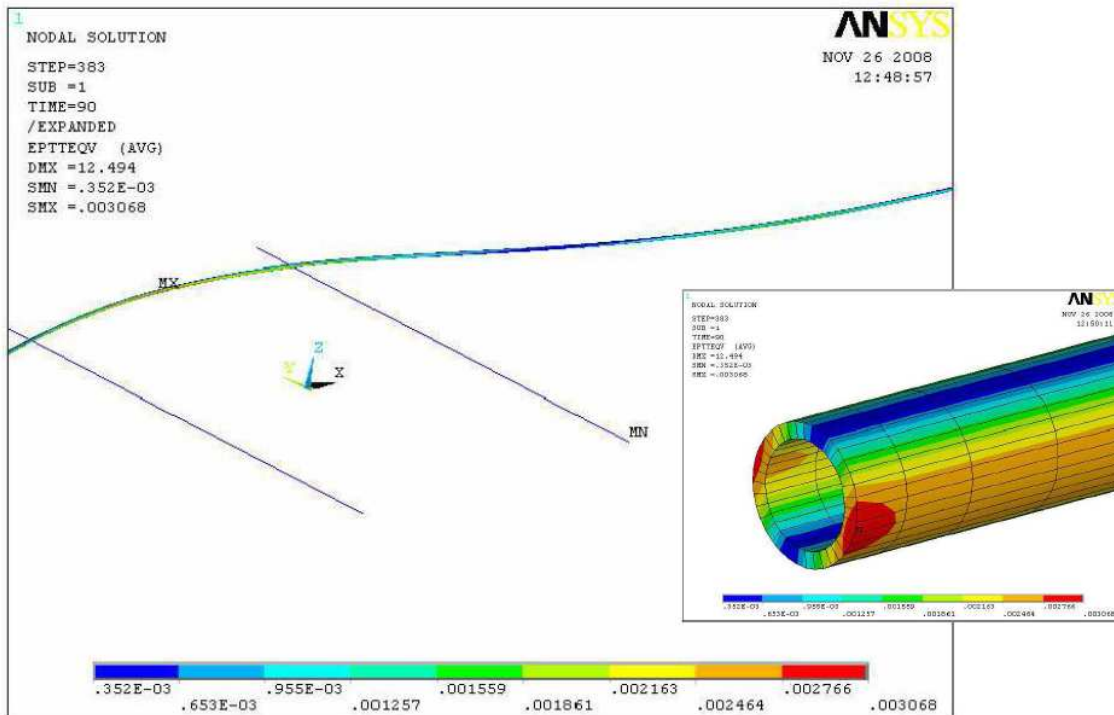
Com o avanço de projetos e análises, especialmente o grande envolvimento da análise em elementos finitos, uma série de métodos de mitigação começaram a surgir. Existem muitos campos de implementação para a iniciação da flambagem:

- *Snake lay*
- *Vertical upset – sleeper*
- Redução do peso submerso do duto – *buoyancy section*

Um exemplo de um duto cruzando dois *sleepers* está ilustrado na figura abaixo. E em seguida uma análise em elementos finitos para este caso é modelada em um programa comercial, ANSYS. A Figura VI-2 mostra a flambagem induzida pelos dois *sleepers* e o comportamento estrutural do duto.



**Figura VI-1 – Um duto cruzando dois *sleepers* - [6].**



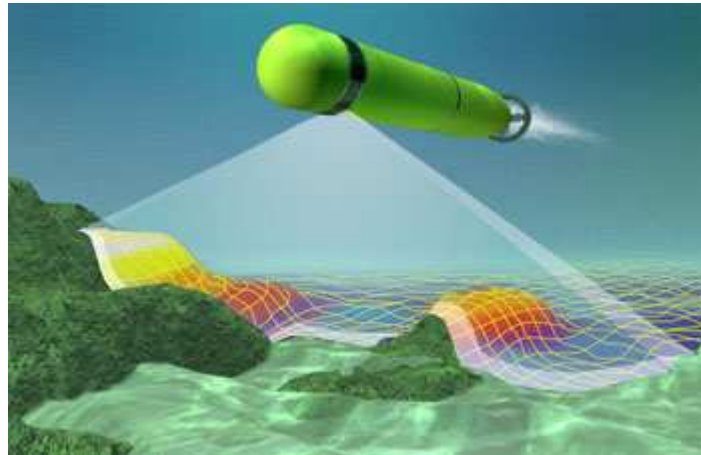
**Figura VI-2 – Flambagem induzida por dois sleepers - [6].**

É interessante notar que para a realização de uma análise global como a descrita acima, se faz necessário o estudo da rigidez do solo. Esta rigidez pode ser obtida através de uma análise local, que será explicada com mais detalhe ao longo deste item.

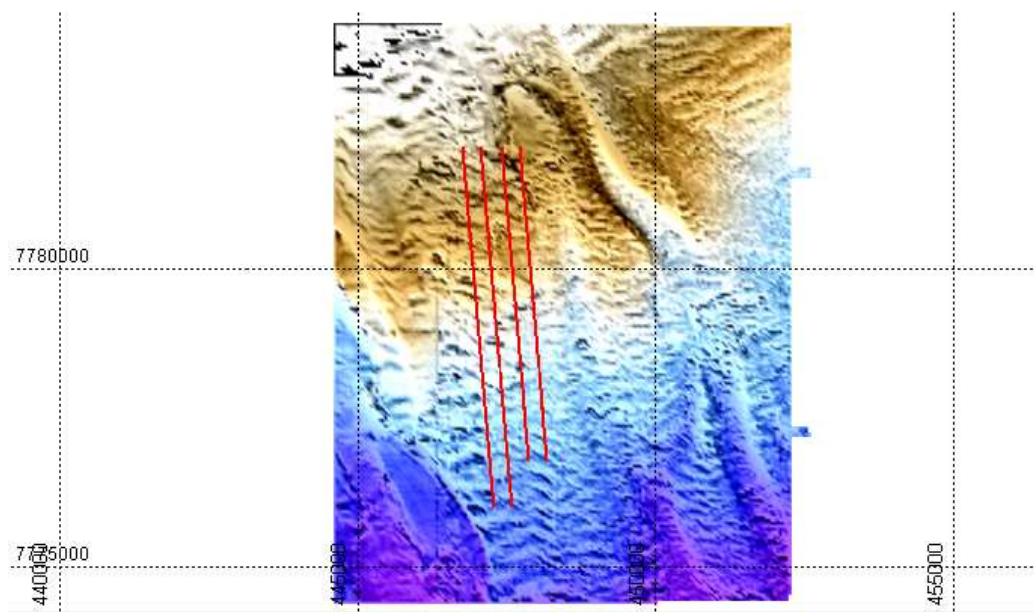
Uma boa análise em elementos finitos pode determinar o número de deformações que se iniciarão, ou a distância, que traduz o menor espaço para estabilizar uma deformação global confiável.

Outra análise global bastante utilizada é a de vãos livres (*free span*). Inicialmente a batimetria do solo é realizada por um equipamento AUV, vide Figura VI-3, e assim obtem-se toda a informação necessária para configuração do fundo do mar (*seabed*).



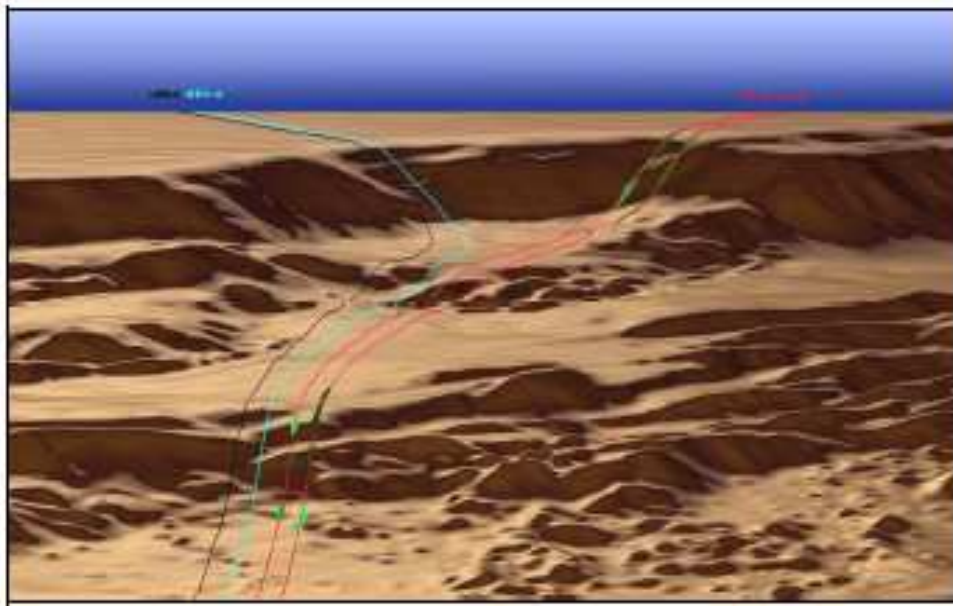


**Figura VI-3 – Equipamento AUV - [21].**



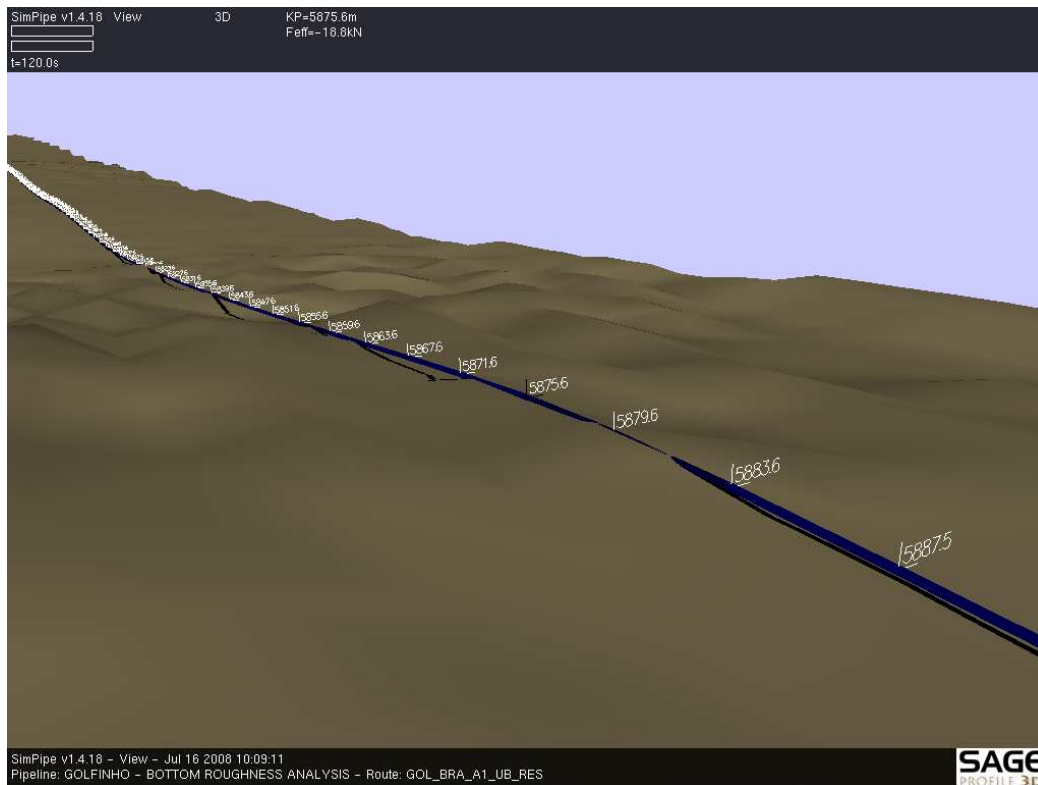
**Figura VI-4 – Configuração do fundo do mar.**

A Figura VI-5 apresenta uma visão geral da rota de um duto submarino da região de Ormen Lange, na Noruega. Pode-se observar que o solo apresenta muitas irregularidades, portanto há ocorrência de vários vãos livres.



**Figura VI-5 - Irregularidades no leito marinho – Campo de Ormen Lange, Noruega - [12].**

Depois as rotas de dutos são traçadas e a interação dele com o solo, novamente, torna-se um dado muito importante. Essa interação é definida na forma de molas (rigezas) transversais, longitudinais e laterais, em cada nó do duto. A Figura VI-6 ilustra o modelo descrito em um programa comercial SAGE.



**Figura VI-6 - Modelo em um programa comercial.**

O calçamento do duto, uma forma de intervenção, pode ser feito de diversas formas, dentre elas: preenchimento das depressões com segmentos de rochas, utilização de blocos cimentados (*grout bags*) ou ainda suportes mecânicos. O preenchimento com segmentos deve ser realizado com muito cuidado, pois, em grandes profundidades, é complicado ter uma noção exata de onde se encontra a depressão. Além disso, é necessário que o procedimento seja feito o mais perto possível da data de lançamento do duto, pois do contrário, o calçamento pode ser removido. A Figura VI-7 mostra uma seqüência esquemática de um duto em vão livre sendo calçado com segmentos de rochas e a Figura VI-8 mostra alguns exemplos de blocos cimentados.

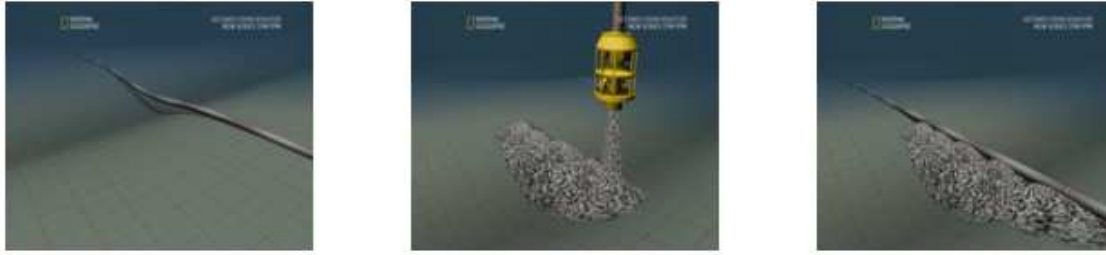


Figura VI-7 - Seqüência esquemática de um duto em vão livre sendo calçado - [12].

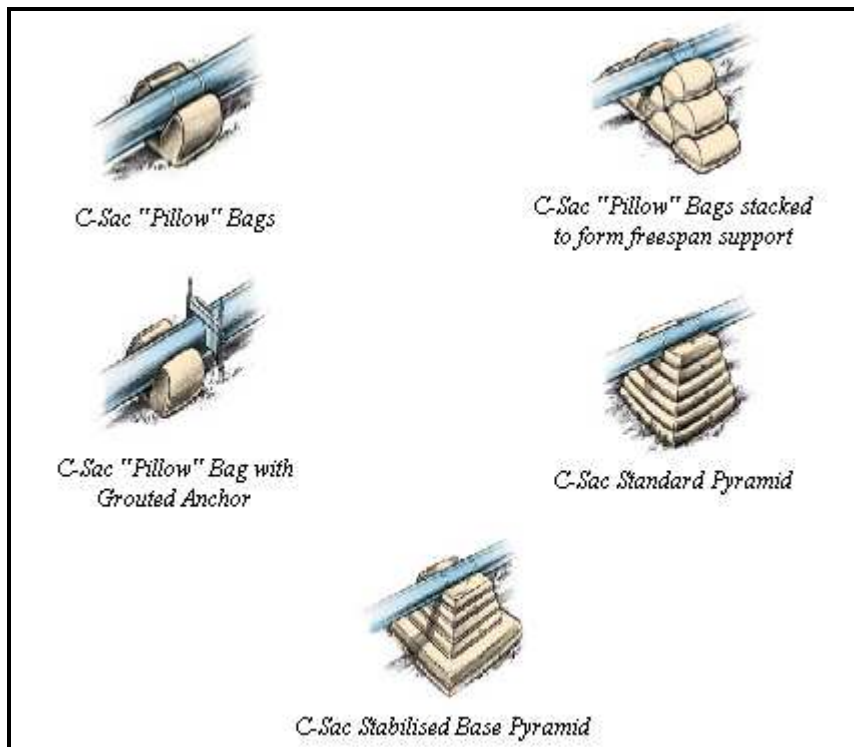


Figura VI-8 – Exemplos de blocos cimentados para correção de vão livre - [12].

No caso de dutos já instalados, é usual que periodicamente os dutos sejam verificados para que se observe se houve o surgimento de novos vãos livres. Caso tenha ocorrido, a necessidade de calçamento deve ser verificada.

## VI.2 Análise de Elementos Finitos em 1-D

A análise 1-D só considera o comportamento do duto em uma direção, a direção longitudinal. Pode ser utilizada para conduzir um rápido assentamento do duto na expansão térmica, incluindo a distribuição do carregamento térmico quando as

condições de contorno, como o coeficiente de atrito do solo e as restrições intermediárias e finais, são claramente definidas.

Exceto quando a configuração de rota do duto é reta e a capacidade de restrição lateral do solo é muito alta, o modelo de análise de elementos finitos em 1-D deve ser somente escolhido como uma verificação do método analítico para expansão de extremidade e distribuição da carga axial termomecânica. Este esforço pode ser importante se o trabalho for projetar uma parte de um *tie-in spool*, caso contrário, os dados de saída são considerados conservadores.

A figura abaixo apresenta o modelo esquemático 1-D de um PIP em que o diâmetro interno e o diâmetro externo de um duto são modelados independentemente. A interação entre os dois dutos pode ser incluída. O objetivo deste modelo é verificar a resposta estrutural do modelo PIP.

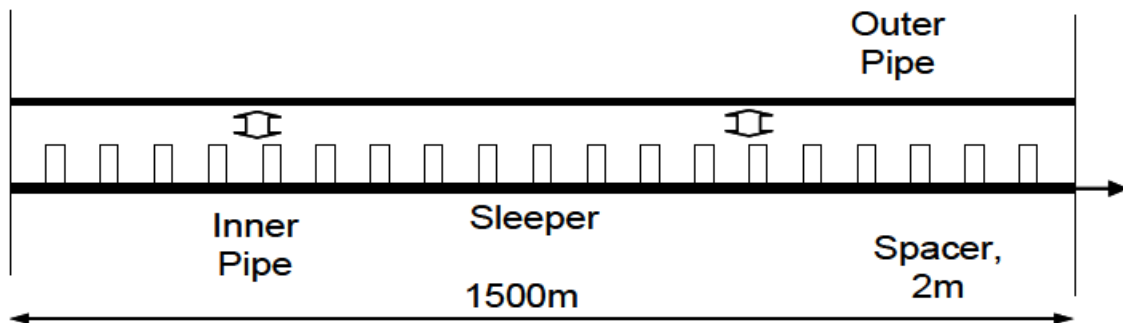


Figura VI-9 – Modelo esquemático 1D - [16].

### VI.3 Análise de Elementos Finitos em 2-D

A análise de elementos finitos em 2-D oferece resultados mais confiáveis para dutos depositados no fundo do mar (no plano horizontal) ou para dutos que não conseguem desenvolver uma expansão térmica no plano lateral. O ultimo caso pode ser usado como uma trincheira ou um duto enterrado onde as irregularidades no fundo são

ainda consideráveis. Este pode ser um método eficiente para identificar os vãos livres do duto (*free spans*) devido à ondulação do fundo do mar.

A figura abaixo ilustra um desenho esquemático com a seqüência de escavação e posterior preenchimento da trincheira para solos arenosos. Nota-se que na segunda ilustração o equipamento primeiro abre a trincheira e, posteriormente, vai assentando o duto. A terceira figura ilustra o equipamento voltando, preenchendo o espaço aberto inicialmente.



**Figura VI-10 - Escavação e posterior preenchimento da trincheira para solos arenosos - [12].**

A escavação pode ser realizada através de pás ou injeção de água com alta pressão. A Figura VI-11 mostra o equipamento submarino Spider II, utilizado no campo de Ormen Lange, para escavação de trincheiras de até 4m de largura por 4m de profundidade.



**Figura VI-11 – Equipamento para escavação de trincheiras - [12].**



Para solos argilosos, existe outro equipamento submarino que utiliza jatos de água com alta pressão para escavação da trincheira. A figura abaixo ilustra este equipamento.



**Figura VI-12 – Escavação de trincheiras em solos argilosos [12].**

A análise em 2-D permite o movimento lateral ou vertical, portanto está um passo a frente da análise em 1-D. Não é possível somente avaliar a expansão térmica e o carregamento longitudinal térmico, a análise em 2-D permite a análise da flambagem lateral e do *upheaval buckling*. O modelo horizontal em 2-D pode ser construído a partir do desenho de rota selecionado. A análise em 2-D é uma solução de baixo custo e pode oferecer uma avaliação conservadora, porém muitas vezes aceitável. Na maioria dos projetos de dutos de alta pressão e temperatura, o modelo de análise em 2-D acaba controlando a flambagem lateral ou a proposta de mitigação devido a expansão térmica, como o uso de um *sleeper* ou *buoyancy*.

Para a análise 2-D no plano vertical, desde que o movimento horizontal esteja eliminado, o modelo considera um nível de flexão vertical que é mais conservador para um duto, mesmo que ele esteja posicionado em um fundo de mar extremamente não nivelado. Com exceção de dutos enterrados ou em trincheira, o movimento inicial de *upheaval* vai geralmente virando e se transformando em movimento lateral.

Como comentado anteriormente, análise vertical 2-D pode ser usada para identificar vãos livre de um duto, vide Figura VI-13. Para um caso de dutos em grandes profundidades (altas temperaturas e pressões), o estudo de fadiga e de tensão final deve ser avaliado por uma análise de elementos finitos em 3-D, desde que a análise de flambagem global vai afetar significativamente o comportamento de vãos livres.

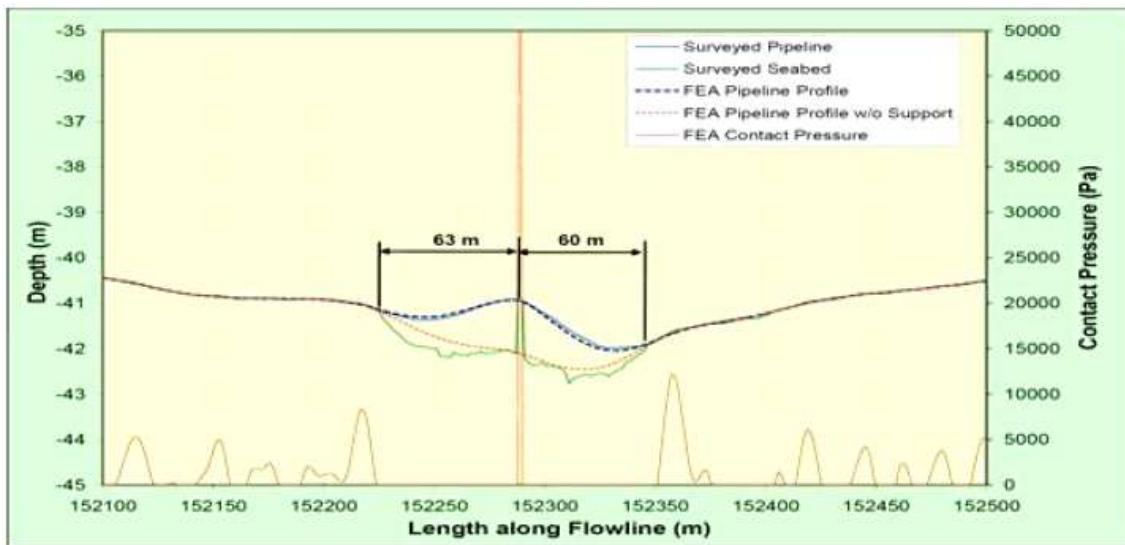


Figura VI-13 – Análise 2D para identificação de vãos livres - [16].

#### VI.4 Análise de Elementos Finitos em 3-D

O modelo de análise 3-D é a ferramenta mais confiável para o estudo da expansão térmica do duto e da flambagem global, mesmo para os casos que os dutos estão expostos no fundo do mar, desde que o modelo considere suas devidas modificações que tem impacto na expansão do duto (um movimento térmico cíclico de *shut-down* e *start-up*). Um modelo 3-D que analisa as tensões no duto está ilustrado na Figura VI-14. Sua análise é feita através do programa comercial ABAQUS.



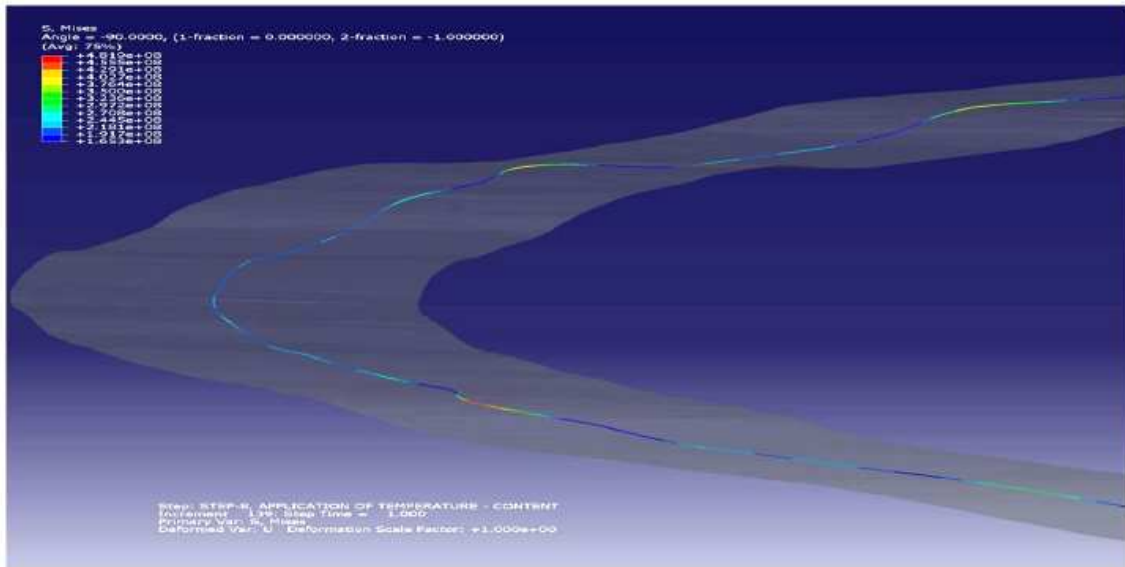


Figura VI-14 – Modelo 3D no programa comercial ABAQUS - [16].

O modelo 3-D capta levantamento do duto na crista, o assentamento do duto num vão e a modificação da flambagem global do plano vertical para o horizontal, vide Figura VI-15. Pode-se modelar um duto assentado no fundo do mar (*seabed*), um duto enterrado, ou ainda a combinação dos dois, vide Figura VI-16. Para o ultimo caso a interação duto-solo torna-se um comportamento muito complexo, sendo no caso do duto assentado no fundo do mar a força de atrito dominante, e para a seção enterrada a resistência de *uplift* prevalecendo.

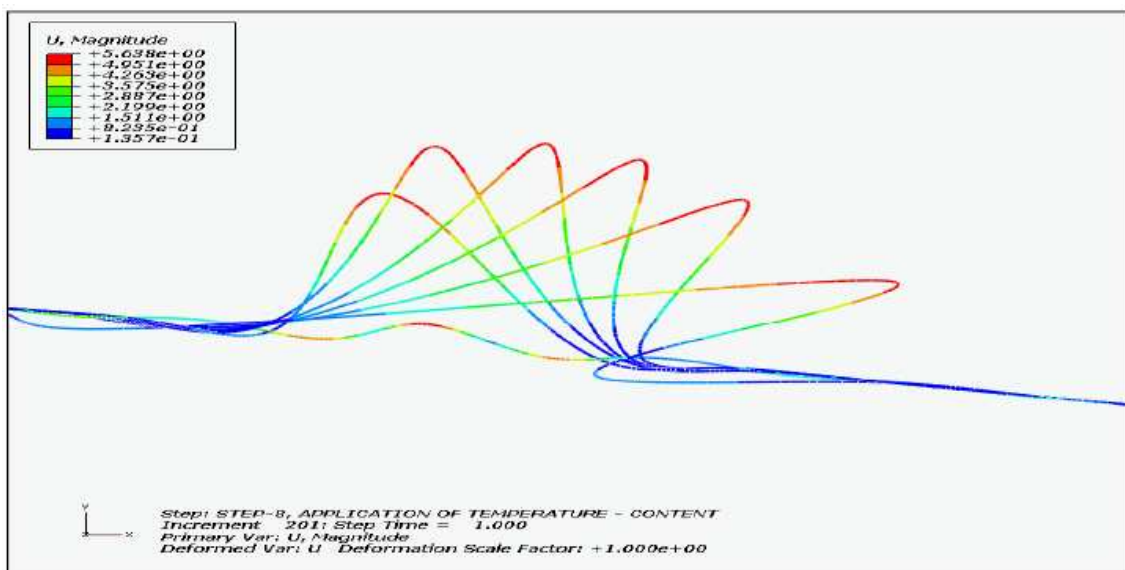
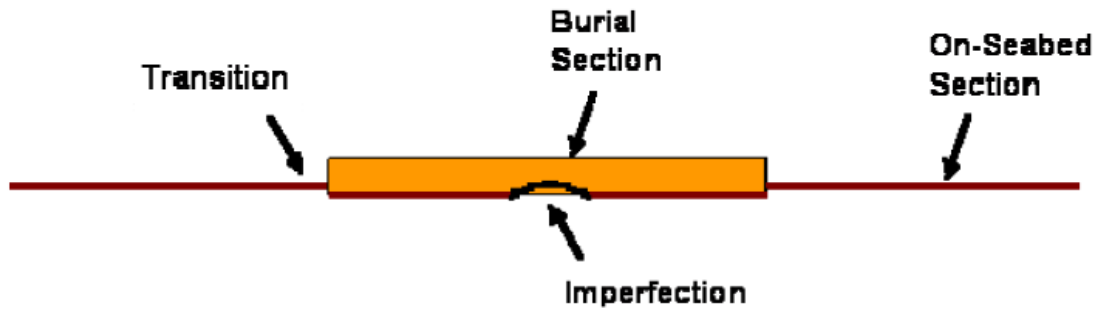


Figura VI-15 – Transição da flambagem global do plano vertical para o horizontal - [16].



**Figura VI-16 – Configuração de uma parte do duto enterrada - [16].**

Normalmente em uma análise 3-D o duto é “construído” no fundo do mar formado pela batimetria, como mencionado anteriormente. O duto vai sendo “lançado”/introduzido por partes no fundo do mar. Desde que a rigidez do solo esteja incluída no modelo, o enterramento do duto e seus movimentos de assentamento podem ser capturados durante a instalação.

### **VI.5 Análise Local**

A análise local de elementos finitos não desempenha somente um importante papel na configuração de projetos, mas também na construção de dutos submetidos a altas pressões e temperaturas (HPHT). No estágio de projeto, a análise local pode ser utilizada para gerar dados de entrada para uma análise global. Um típico exemplo é de um duto enterrado, que é fundamental na determinação do comportamento de interação duto-solo.

A Figura VI-17 representa um estudo conduzido recentemente sobre o enterramento de um duto.

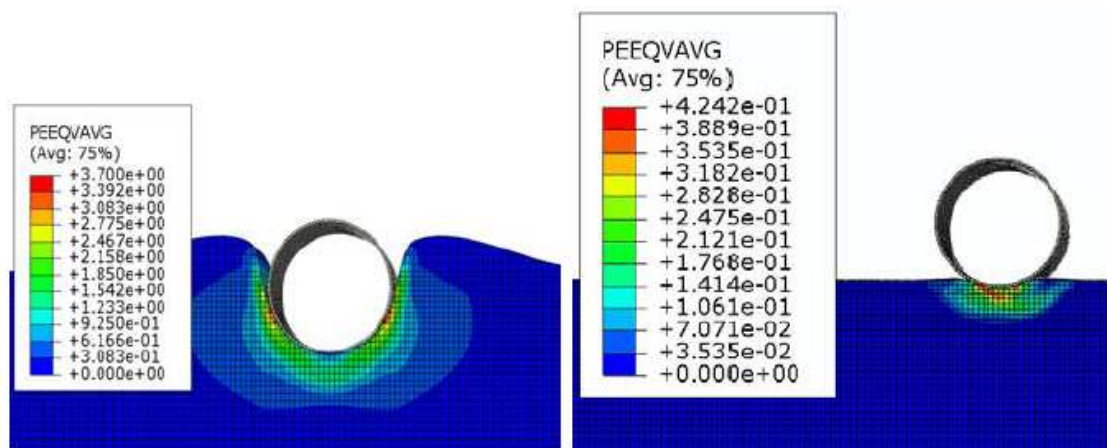


Figura VI-17 - Análise local em elementos finitos do enterramento de um duto - [16].

A figura seguinte apresenta outra análise local de um modelo de um duto inteiro (*thermal mitigation*).

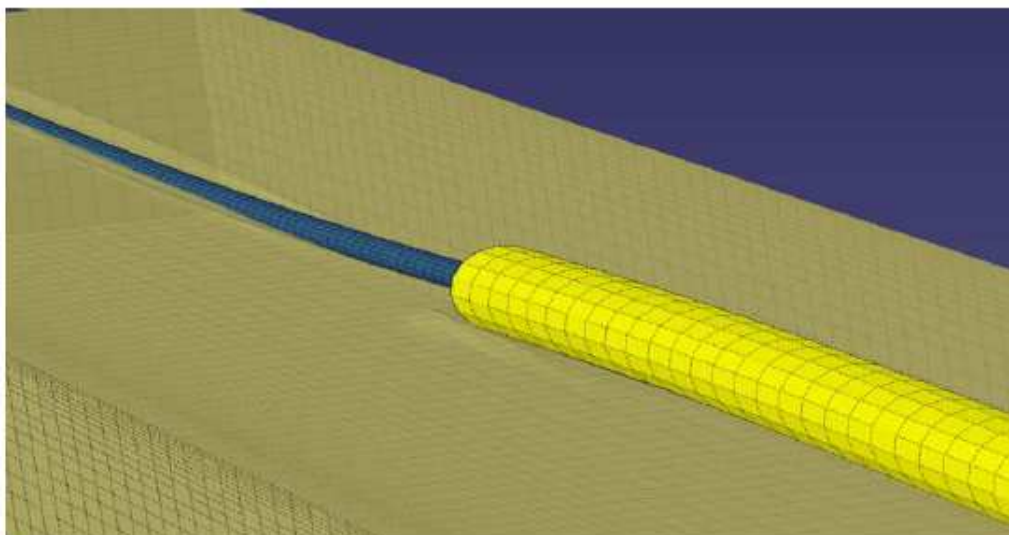


Figura VI-18 – Análise Local de um modelo *pipe buoyancy* com seção enterrada - [16].

O trabalho foi publicado em 2010 OMAE Conference. É um estudo relacionado à interação do *pipe-buoyancy*, que tem como saída valores muito mais confiáveis para um projeto em águas profundas HTHP, mitigação de uma linha que sofre flambagem devido à expansão térmica.

A Figura VI-19 apresenta a extensão do estudo que simula diretamente a interação duto-solo. Pode ser visto que depois do *step* inicial há um aumento na força de resistência com um crescimento da berma de solo ao lado do duto, resultando em um

aumento da resistência lateral residual até o duto inverter seu movimento. Este comportamento é referente a dutos pesados (*heavy pipe*).

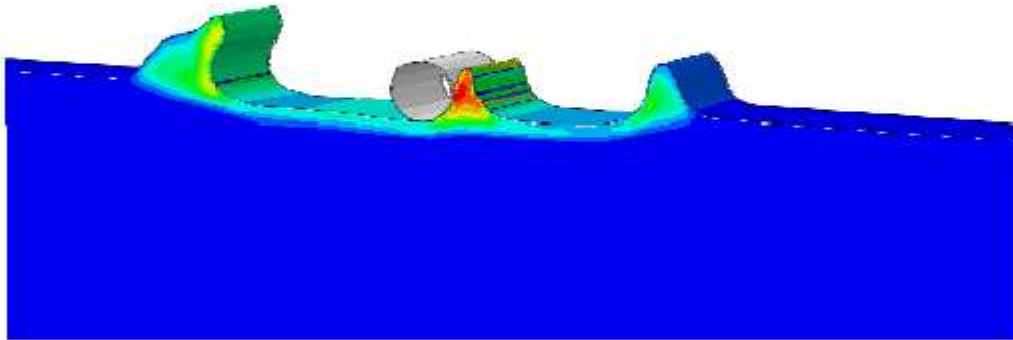


Figura VI-19 – Análise local da interação duto-solo - [16].

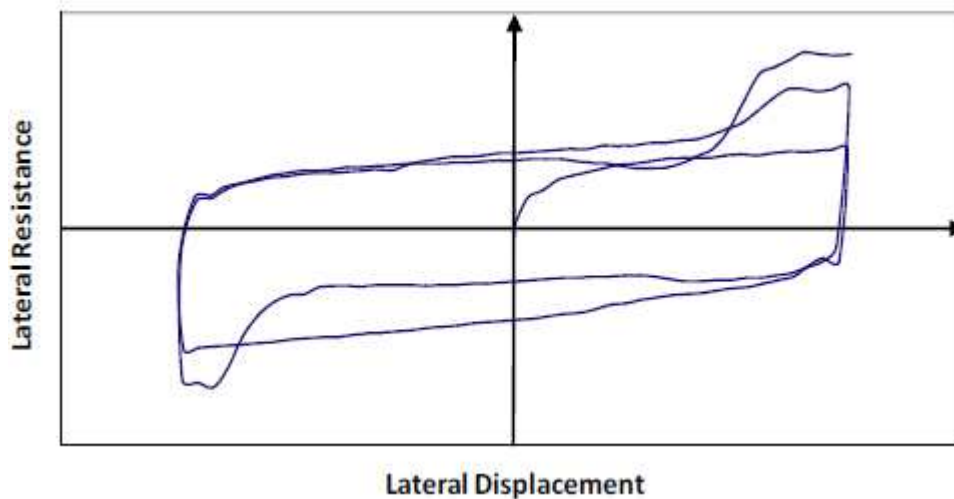


Figura VI-20 – Gráfico da resistência lateral pelo deslocamento - [16].

Como mencionado anteriormente, a análise 2-D global no plano vertical pode ser utilizada para a identificação de vãos livres em um duto, incorporado à ondulação do fundo do mar. A análise pode prover uma resposta global conservadora. Por esta razão, a análise global 3-D em elementos finitos pode ser usada para a análise de vãos com grandes sacrifícios para o tempo de simulação. Portanto, um processo foi desenvolvido que “transforma” uma análise global em local, vide Figura VI-21. Um modelo local

pode prover respostas dinâmicas mais claras relacionadas ao vão, que é geralmente impossível de conseguir através de uma análise global sofisticada. Estes comportamentos dinâmicos são críticos na determinação da VIV *in-line* e *cross-flow*. Estas frequências naturais e os modos de vibração são dados de entrada para o dano a fadiga de um vão livre de um duto.

Desde que uma análise de vãos livre detalhada pode eliminar resultados conservadores, isso gera uma confiança para o projeto e eventuais reduções de custos na mitigação e na rota.

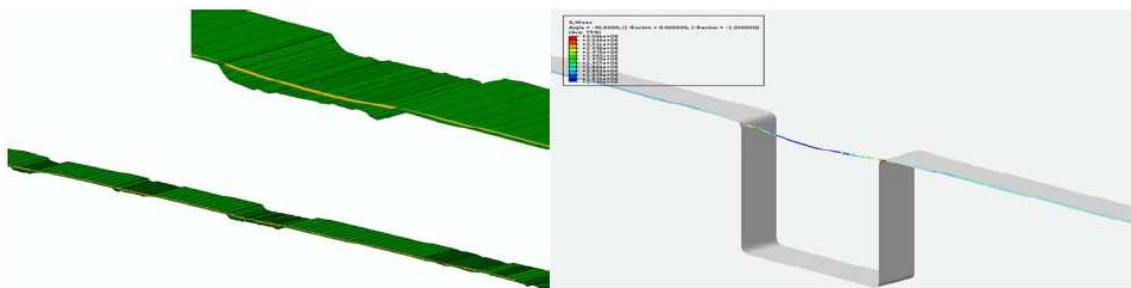


Figura VI-21 – Modelo de análise global para análise local (*Span Analysis*) - [16].

Outra análise local muito utilizada é a de conexões de dutos. Um exemplo de uma análise local em um flange é ilustrado abaixo.

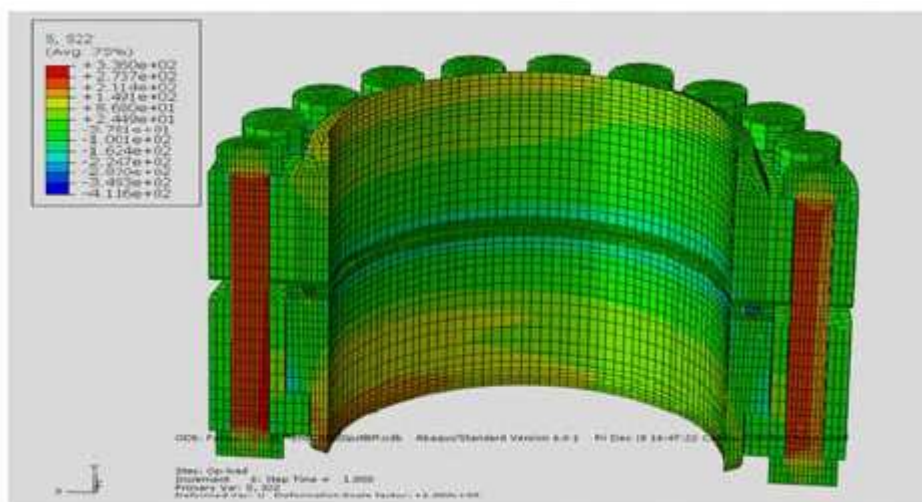


Figura VI-22 – Análise local detalhada de um flange - [16].

Experiências demonstram que a utilização de uma análise em elementos finitos permite que os projetos de dutos sejam otimizados com um grande entendimento das complexidades da engenharia sem precisar realizar testes custosos em larga escala.

A figura abaixo mostra como utilizar sistematicamente uma análise em elementos finitos (FEA). Primeiro utilize uma análise local para gerar dados de entrada críticos, principalmente os parâmetros que tem alto nível de impacto nos projetos e que tem uma incerteza significativa no enterramento. Depois faça uma análise global, obtenha todo o assentamento do duto e use diretamente estes resultados para ajudar no projeto, em relação ao *tie-in spool/jumper*, mitigação da flambagem térmica, e carregamento cíclico da fadiga, baseado na resposta global para verificar a resistência dos componentes locais, que são essenciais para a integridade do sistema de dutos, em um nível muito mais refinado, que pode capturar a localização dos efeitos.

A medida que for utilizada pelas indústrias, a análise em elementos finitos (FEA) pode aumentar a qualidade dos projetos e pode evitar muitos testes desde que os trabalhos sejam comparados.



**Figura VI-23 – Utilização sistemática da análise em elementos finitos para o projeto de um duto - [16].**

## VII. Estudo de Caso

### VII.1 Introdução

O estudo de caso consiste na particularização da análise de um duto, uma análise bidimensional local que apresenta a interação duto-solo.

Segue abaixo uma ilustração da configuração do duto-solo a ser analisada. A figura descreve um duto de diâmetro  $D$ , semi-enterrado a uma profundidade  $z$  em um solo argiloso.

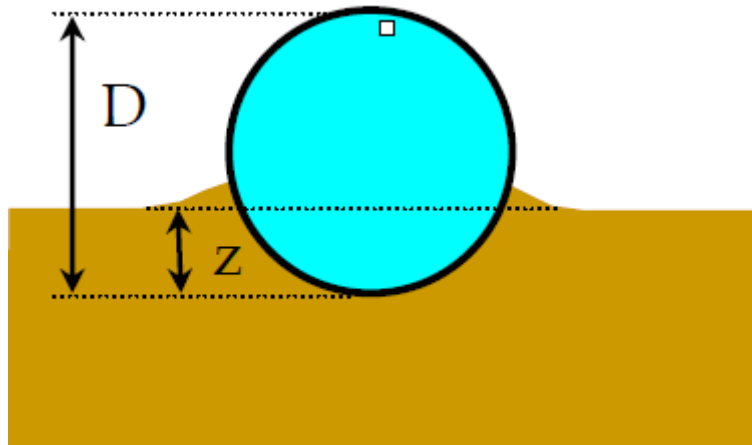


Figura VII-1 – Configuração da seção duto-solo - [2].

Durante o estudo será feita uma análise para verificar se a resistência passiva do solo depende de parâmetros como:

- Diâmetro do duto;
- Resistência ao cisalhamento não drenado ( $s_u$ ), que influencia diretamente a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do solo;
- Coeficiente de atrito na interface duto-solo;
- Enterramento do duto;

- Peso do duto.

Algumas suposições foram adotadas.

Como essa é uma análise simplificada e quando comparado ao solo o duto apresenta uma resistência bem maior e deformações insignificantes, adotamos o contorno da seção do duto como um elemento rígido.

Outra simplificação feita foi relacionada às propriedades do solo. Apesar de a argila apresentar propriedades complexas e diversas, para esse estudo de caso foi possível uma simplificação do solo como um material elasto-plástico.

Esta será uma análise em 2D, pois não se faz necessária uma análise em 3D, já que o deslocamento longitudinal/axial é constante para essa parte infinitesimal de solo.

## VII.2 Dados do Modelo

### VII.2.1 Dados do Duto

Na tabela a seguir são apresentados os dados geométricos do duto. Como o duto foi adotado como elemento rígido ele não apresenta dados relacionados com o tipo de material.

**Tabela VII-1 – Dados do Duto.**

<b>DUTO</b>		
Parâmetro	Valor	Unidade
Diâmetro	434	mm
Peso	0,73	kN/m
Enterramento	130	mm

### VII.2.2 Dados do Solo



A seguir é apresentada uma tabela com os parâmetros do solo, modelo elasto-plástico simples (von Mises).

**Tabela VII-2 – Dados do Solo.**

<b>SOLO / Elasto-Plástico</b>		
Parâmetro	Valor	Unidade
su	2,5	kPa
Fy	5	kPa
E	2500	kPa
v	0,499	-

Para obter uma completa descrição do comportamento da interação duto-solo, alguns parâmetros foram variados para identificar quais são as suas individuais influências na resistência do solo. O foco do estudo foi em solo de argila, que é o principal interesse do projeto de dutos em águas profundas.

As variações dos parâmetros investigados estão descritas a seguir:

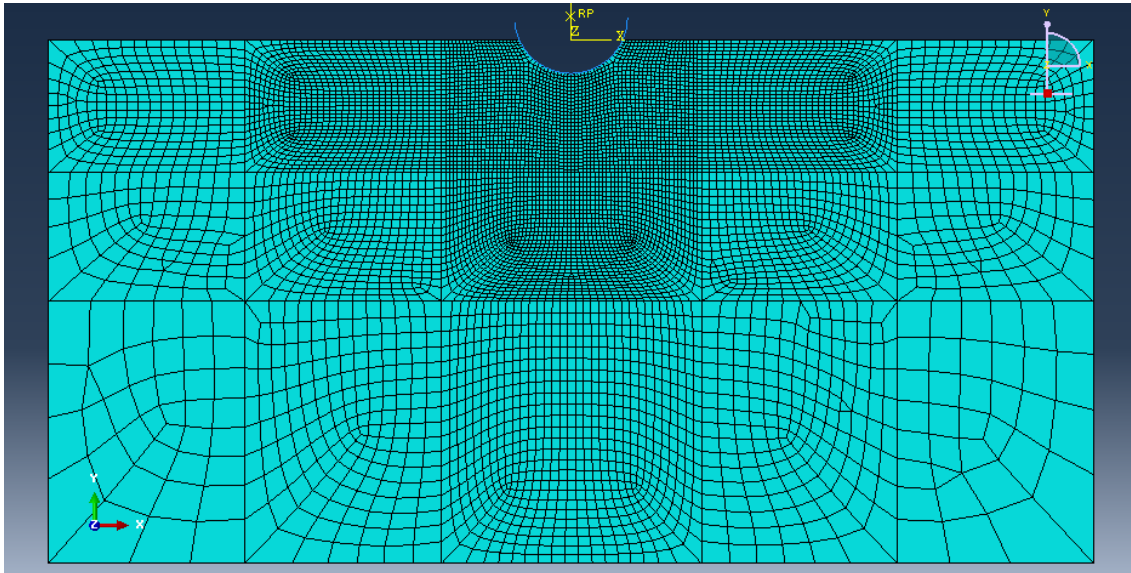
- Su : 1.5 a 10.5 kPa
- Atrito : 0.0 a 0.8
- Enterramento, z/D : 0.1 a 0.9
- Diâmetro do duto, D : 0.334 a 0.534m
- Peso do duto, w : 0.36 a 1.46kN/m

### **VII.3 Metodologia**

No presente trabalho será utilizado um programa comercial (ABAQUS), para a geração e análise do modelo de interação duto-solo.

O modelo é elaborado através de elementos sólidos (estado plano de deformações) para a representação do solo. O duto, como mencionado anteriormente, é

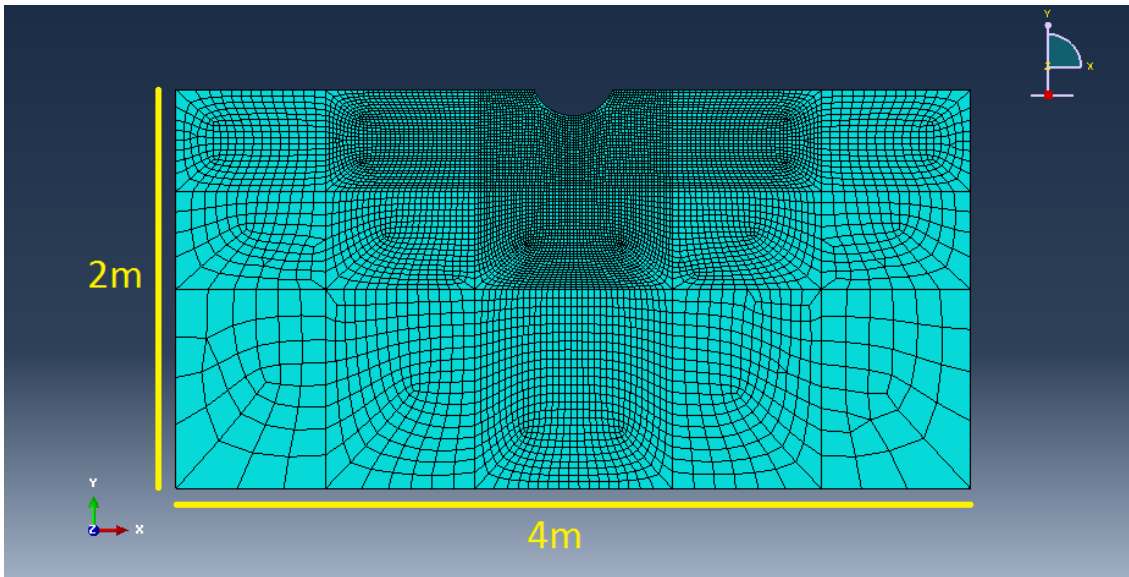
modelado como elemento rígido, já que suas deformações comparadas a do solo, são muito pequenas, podendo ser consideradas nulas. A interface destas duas entidades é simulada através de elementos de contato do tipo superfície-superfície. Uma visão geral deste modelo é apresentada na figura abaixo.



**Figura VII-2 – Modelo em elementos finitos do estudo de caso.**

O elemento utilizado para a modelagem do solo foi sólido de 4 nós, referenciado no ABAQUS por CPS4R (*4-node bilinear plane stress quadrilateral, reduced integration, hourglass control*). Este tipo de elemento é capaz de considerar tanto não linearidades físicas quanto geométricas. Já a interface solo-duto é modelada com os pares de elementos finitos superfície “mestra” e superfície “escrava”.

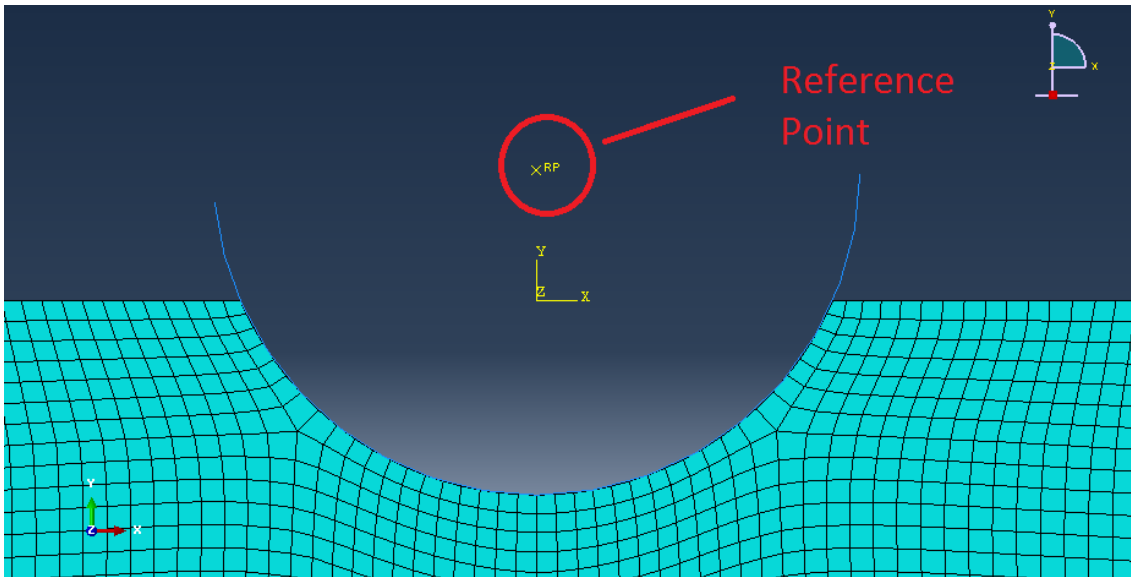
O modelo de solo proposto para esta análise consiste de um retângulo, com dimensões de 4m x 2m.



**Figura VII-3 – Dimensões do modelo.**

O retângulo do solo é dividido em “fatias”, sendo elas com as propriedades que definem o solo em questão. A figura acima mostra a configuração destas “fatias”. Em geral, os elementos possuem faces com dimensões entre 15 mm por 15 mm em regiões próximas ao duto, onde há maior tendência de ocorrer altas tensões destes elementos, por isso a necessidade de um refinamento maior da malha, e 24 cm por 24 cm para as regiões mais afastadas dos pontos de maior sollicitação.

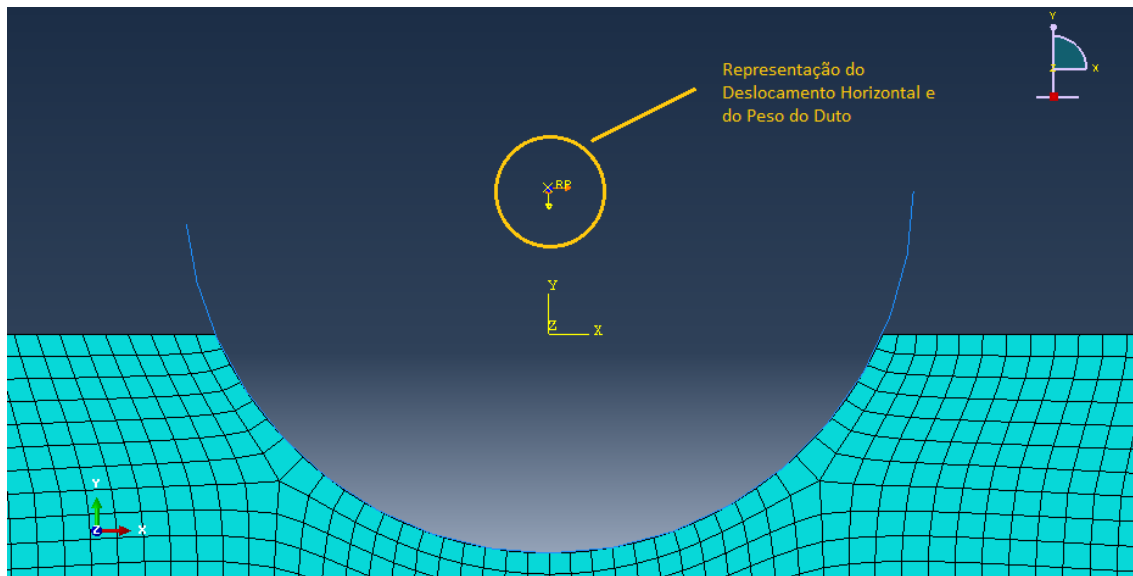
No que diz respeito à aplicação da carga, o modelo possui um nó que é criado como um ponto de referência, no duto, que pode ser visto na Figura VII-4.



**Figura VII-4 – Ponto de referencia do duto.**

Com relação às condições de contorno, as faces laterais do solo são restringidas em x. Já a base do modelo possui o deslocamento restringido em y.

Assim, será aplicado um peso constante, sendo o duto livre para se deslocar na direção vertical, e no *step* seguinte será aplicado um deslocamento horizontal no duto e a partir dos resultados será obtida a força ocasionada no solo. O processo será repetido para diversos parâmetros e a partir dos resultados serão traçados gráficos de resistência do solo *versus* deslocamento. A partir do gráfico encontraremos o pico, que é a força máxima que o solo suporta.



**Figura VII-5 – Representação do deslocamento horizontal e do peso do duto aplicados no RP.**

Essas forças de resistência do solo serão comparadas com as forças calculadas pela equação de VERLEY e LUND (1995) e pelo SAFEBUCK JIP.

## VIII. Resultados do Modelo

### VIII.1 Geral

Na tabela a seguir estão apresentados de uma forma resumida, todos os resultados do modelo de elementos finitos, que serão discutidos detalhadamente ao longo dos próximos capítulos.

Tabela VIII-1 – Resultados do modelo de elementos finitos.

VARIACÃO	DADOS					RESULTADOS	
	DUTO		SOLO			ABAQUS	
	D	w	z/D	atrito	su	Desl (mm)	Forca (kN/m)
Su para um atrito=0.0	0,434	0,730	0,3	0	2,5	5	0,74
					1,5	3	0,45
					3,5	5	1,03
					4,5	6	1,32
					5,5	6	1,61
					6,5	7	1,90
					7,5	8	2,18
					8,5	7	2,47
					9,5	8	2,76
					10,5	7	3,05
Su para um atrito=0.2	0,434	0,730	0,3	0,2	2,5	6,5	0,90
					1,5	3	0,56
					3,5	15	1,26
					4,5	15	1,61
					5,5	16	1,97
					6,5	15	2,33
					7,5	15	2,69
					8,5	15	3,05
					9,5	16	3,40
					10,5	16	3,76
Atrito	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74
				0,2		6	0,90
				0,4		3	0,98
				0,6		2	1,05

				0,8		0	1,11
<b>Enterramento (z/D) atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74
			0,4			5	0,99
			0,5			5	1,22
			0,7			5	1,60
			0,9			5	1,89
<b>Enterramento (z/D) atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	1	0,90
			0,4			1	1,15
			0,5			1	1,39
			0,7			1	1,83
			0,9			1	2,16
<b>Diâmetro para um atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,300	0,2	2,5	6	0,90
	0,334		0,389			4	0,88
	0,384		0,339			5	0,89
	0,484		0,269			15	0,91
	0,534		0,243			8	0,92
<b>Diâmetro para um atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,300	0,0	2,5	5	0,74
	0,334		0,389			3	0,75
	0,384		0,339			4	0,75
	0,484		0,269			5	0,74
<b>Peso para um atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,3	0,2	2,5	6	0,90
		0,365				16	0,90
		0,548				8	0,90
		1,095				3	0,93
		1,460				2	0,95
<b>Peso para um atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74
		0,365				7	0,73
		0,548				5	0,74
		1,095				3	0,76
		1,460				3	0,76

A tabela apresenta os resultados para diversas combinações de dados de entrada, sendo estes:

- Diâmetro: representado por D;
- Peso do duto: representado por w;
- Enterramento: representado por z/D;
- Resistência não drenada do solo: su.

Os resultados indicam a força lateral máxima obtida do modelo, assim como o deslocamento lateral (“desl”) para o qual esta força máxima se dá.

É importante lembrar que outros parâmetros dependem da resistência não drenada do solo ( $s_u$ ). O módulo de elasticidade ( $E$ ) foi assumido  $E=500*s_u$  para todos os modelos. Ao se escolher o critério de escoamento de von Mises, deve-se fornecer ao programa uma tensão de escoamento  $f_y=2*s_u$ .



## VIII.2 Caso básico

A seguir estão descritos os gráficos do caso geral, referente às Tabela VII-1 e Tabela VII-2. O gráfico até a resistência máxima de pico descreve um comportamento esperado, vide Figura IV-2, com um primeiro trecho em que a força cresce rapidamente com pequenos deslocamentos, seguido de um outro trecho em que se observam deslocamentos maiores sem grande variação da força lateral. Neste trabalho é dada maior atenção ao primeiro trecho, já que à medida que crescem os deslocamentos, a malha se distorce. Portanto, para grandes deslocamentos seria necessário atualizar a malha durante a análise, o que por hora não foi feito.

O gráfico descreve a resposta do solo para um coeficiente de atrito 0.0 e a para um coeficiente de atrito 0.2. Observa-se que no primeiro caso a força lateral passa logo a cair, ainda que a uma taxa não muito expressiva. No modelo com atrito, ao contrário, a força lateral no segundo trecho se mantém aproximadamente constante. Por este motivo, o modelo com atrito 0.2, mesmo apresentando rigidez inicial maior, apresenta um maior deslocamento associado ao valor máximo de força lateral.

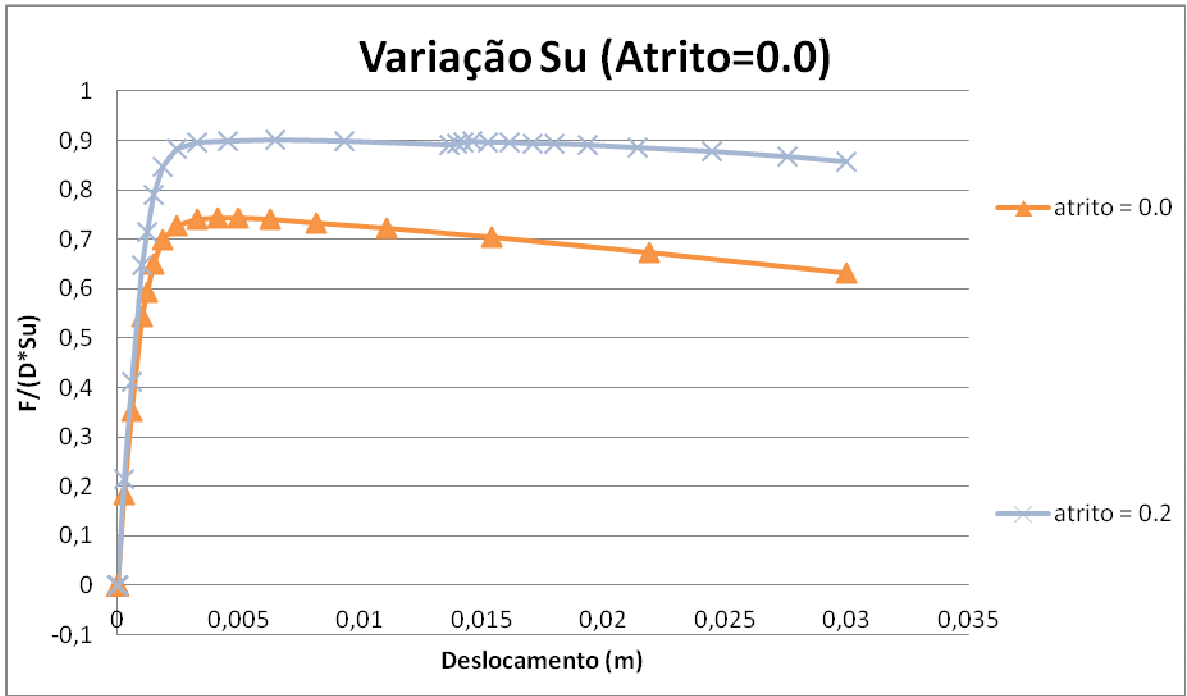


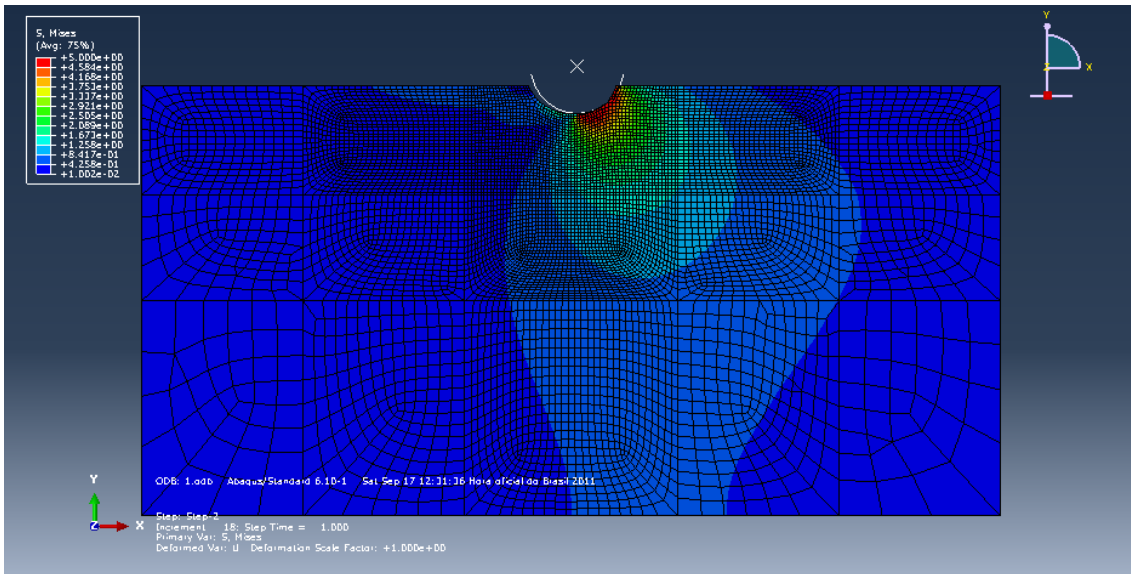
Figura VIII-1 – Resultados do estudo de caso para atrito 0.0 e 0.2.

A partir dos resultados estamos aptos a descobrir a resistência máxima do solo e o deslocamento associado à força lateral máxima, vide tabela abaixo. Os resultados estão de acordo com o esperado. Quando o modelo tem atrito 0.0, a força de resistência máxima do solo é menor quando comparada ao modelo com atrito 0.2.

Tabela VIII-2 – Resultados do estudo de caso para atrito 0.0 e 0.2.

	RESULTADOS	
	ABAQUS	
	Desl (mm)	Forca (kN/m)
atrito=0.0	4,98	0,74
atrito=0.2	6,48	0,90

A seguir é mostrado o comportamento do solo no modelo de elementos finitos, quando aplicado um deslocamento horizontal ao duto.



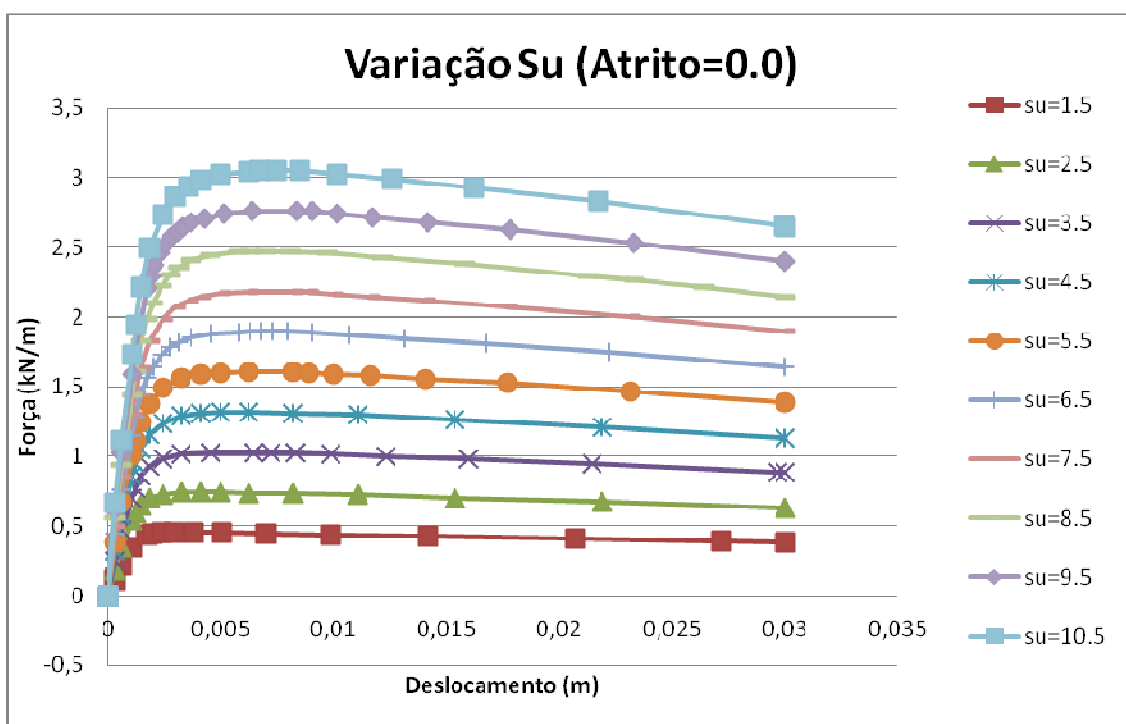
**Figura VIII-2 – Tensões de von Mises.**

Para obter uma completa descrição do comportamento da interação duto-solo, alguns parâmetros foram variados para identificar quais são as suas individuais influências na resistência do solo. Nos itens seguintes estes resultados serão apresentados.

### VIII.3 Variação do Su

- **Considerando um atrito 0.0**

O gráfico abaixo mostra a relação da força de resistência lateral do solo ao longo do deslocamento lateral do duto, para diferentes valores de Su (resistência não drenada do solo). Nota-se que o comportamento para os diferentes valores de Su é bem parecido, e que quanto maior seu valor, maiores são as forças de pico. Um resultado esperado, já que quando se aumenta o Su, conseqüentemente aumenta-se a resistência do solo, já que ele afeta diretamente o módulo de elasticidade do solo (E) e a tensão de escoamento (fy). Neste caso a força de atrito do solo foi considerada zero.



**Figura VIII-3 – Resultados do modelo variando Su, para um atrito 0.0.**

A seguir cria-se um gráfico adimensional, dividindo a força de resistência do solo (F), em kN/m, pelo diâmetro (D), em m, vezes a resistência não drenada do solo (su), em kN/m<sup>2</sup>; um parâmetro já utilizado por VERLEY & LUND (1995). Esta fórmula foi utilizada no intuito de mostrar que a força de resistência do solo depende

diretamente de  $S_u$ , por isso dividimos  $F$  por  $S_u$ , e sua divisão pelo diâmetro é feita somente no intuito de criar um parâmetro adimensional. Percebe-se que o comportamento do solo praticamente se sobrepõe, exceto pela área de pico da força, que demonstra um comportamento um pouco diferente.

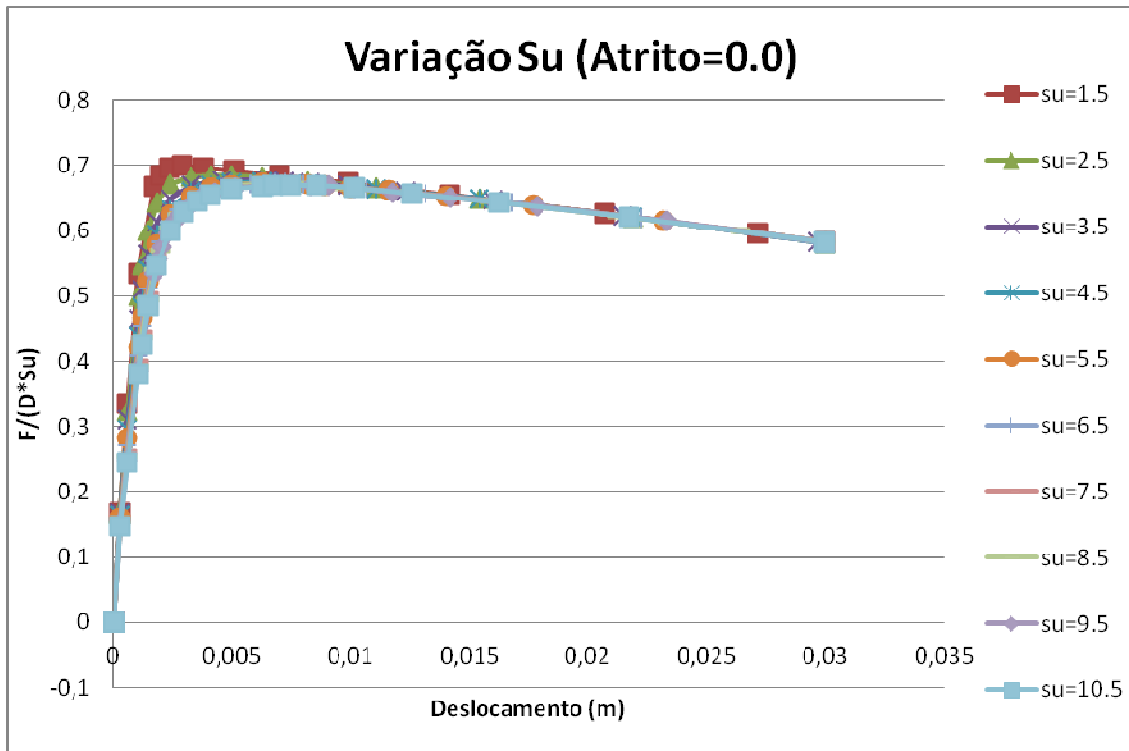


Figura VIII-4 – Gráfico adimensional, variando  $S_u$  (para um atrito 0.0).

A área do gráfico até a força de pico que está representada na Figura VIII-5, que está associada à rigidez do solo, será estudada no capítulo XI.

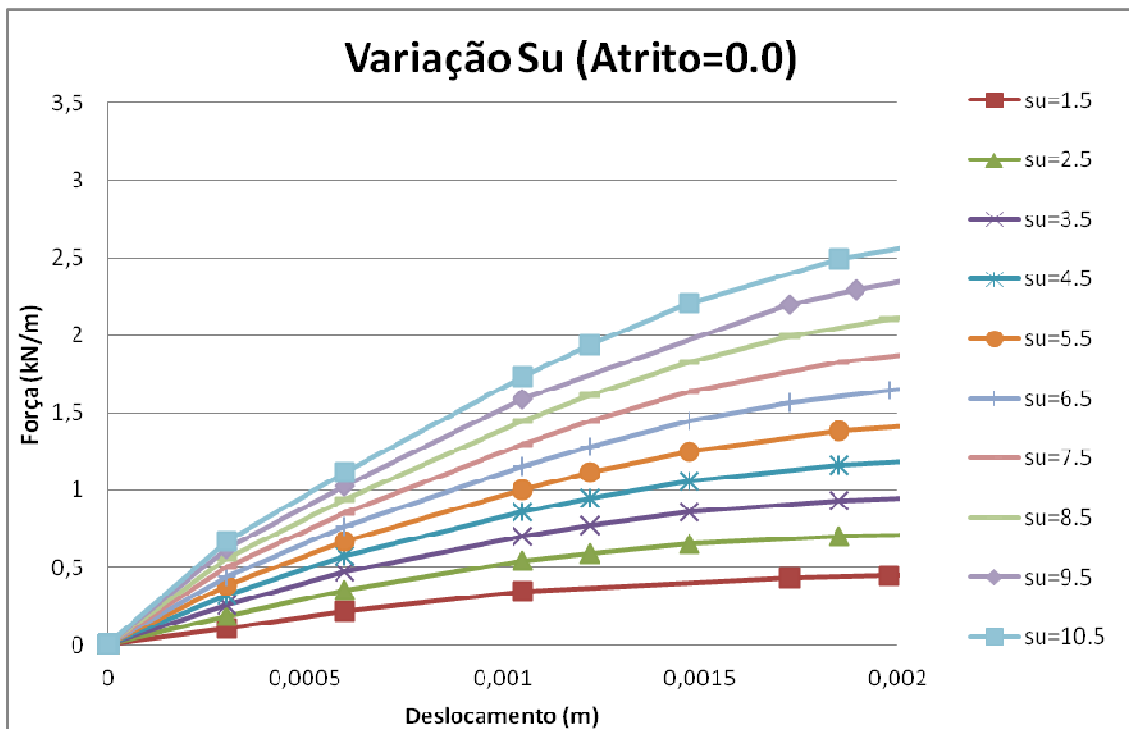
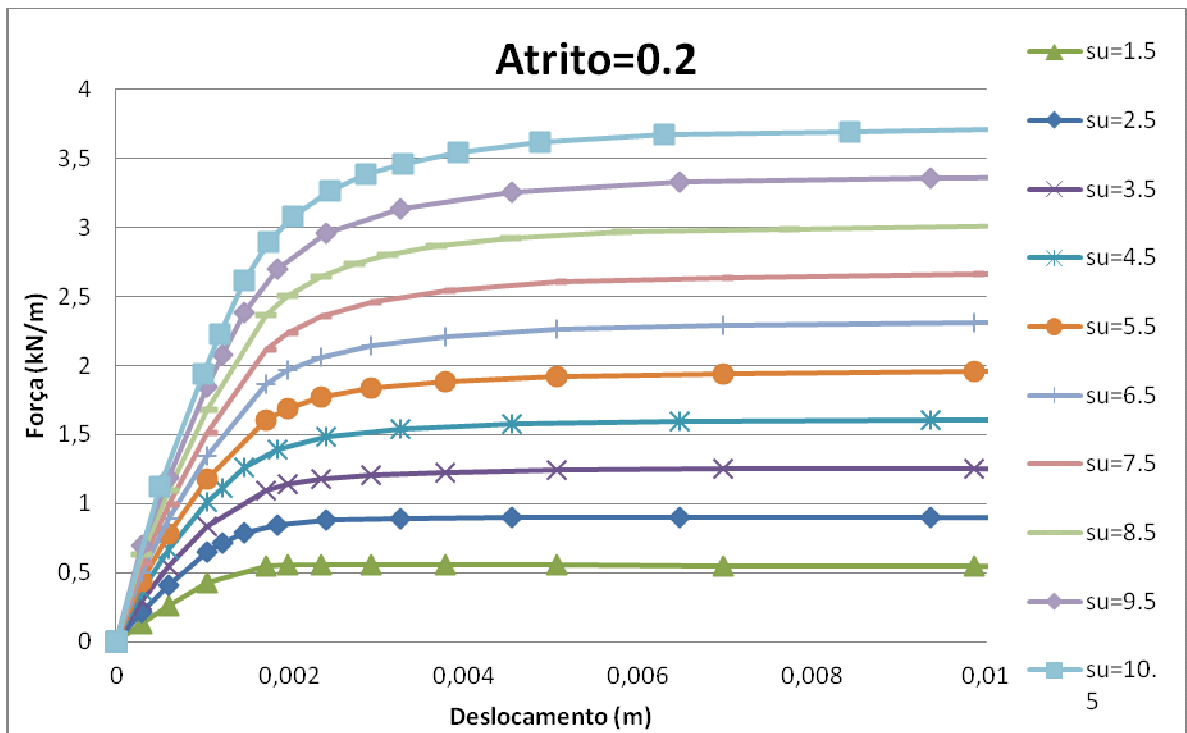


Figura VIII-5 – Variação Su, com escala x reduzida.

- **Considerando um atrito 0.2**

Neste item varia-se o parâmetro  $S_u$  para um coeficiente de atrito do solo de 0.2.

A mesma conclusão do item anterior é válida para este. Quanto maiores os valores de  $S_u$ , maiores são as forças de resistência do solo.



**Figura VIII-6 - Resultados do modelo variando  $S_u$ , para um atrito 0.2.**

Para adimensionalizar o eixo y, neste caso, não podemos utilizar a mesma fórmula de VERLEY & LUND (1995), vista anteriormente, pois agora a força de resistência máxima do solo depende também do valor do coeficiente de atrito 0.2, além de  $S_u$ . Assim subtraímos da força  $F$ , em kN/m, o peso do duto ( $w$ ), em kN/m, multiplicado pela força de atrito, parâmetro adimensional, e dividimos esta parcela pelo diâmetro do duto ( $D$ ), em m, multiplicado pela resistência não drenada do solo  $S_u$ , em  $\text{kN/m}^2$ , e obtemos a Figura VIII-7.

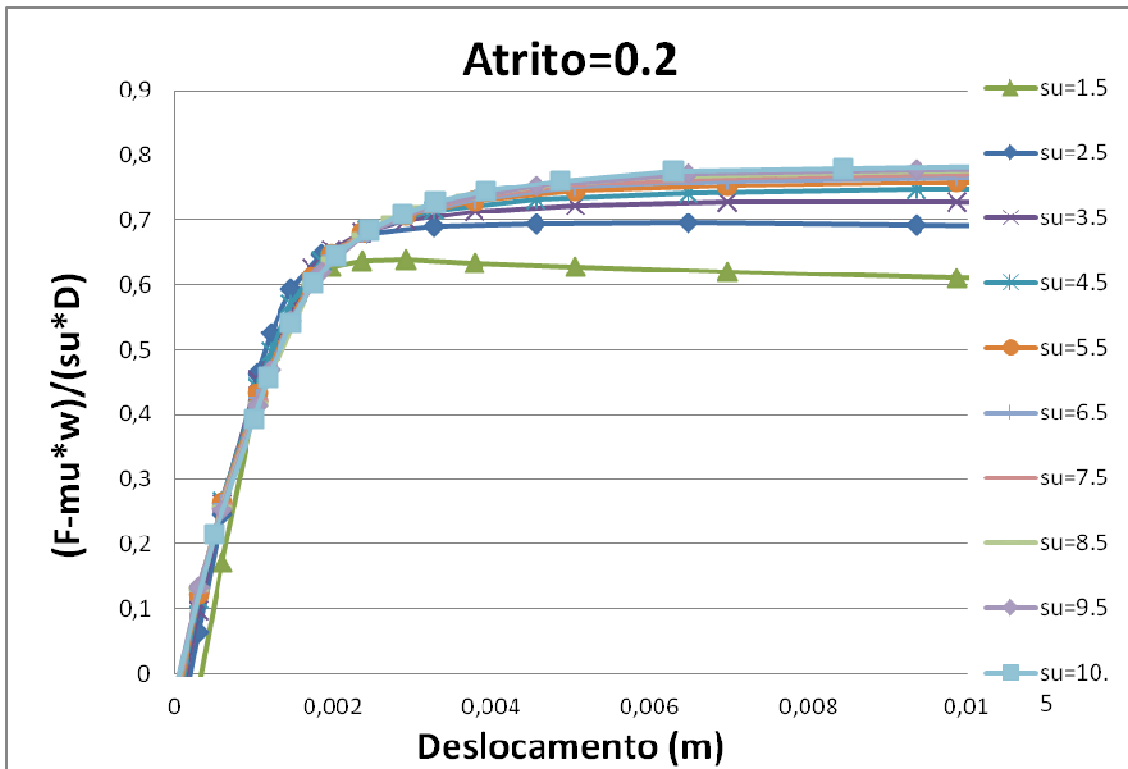


Figura VIII-7 - Gráfico adimensional, variando  $S_u$  (para um atrito 0.2).

Através deste gráfico percebemos que a força de resistência do solo depende tanto do atrito quanto da resistência não drenada do solo ( $s_u$ ), visto que este apresenta os diferentes comportamentos quase sobrepostos, até a força de pico. O peso ( $w$ ) e o diâmetro ( $D$ ) serviram somente para tornar adimensional a fórmula para o eixo y.



#### VIII.4 Variação do Atrito

Neste caso, manteve-se o parâmetro do solo  $S_u$  igual a 2,5 e alterou-se o atrito de 0.0 à 0.8, em um intervalo de 0.2, no intuito de avaliar a influência do atrito no modelo.

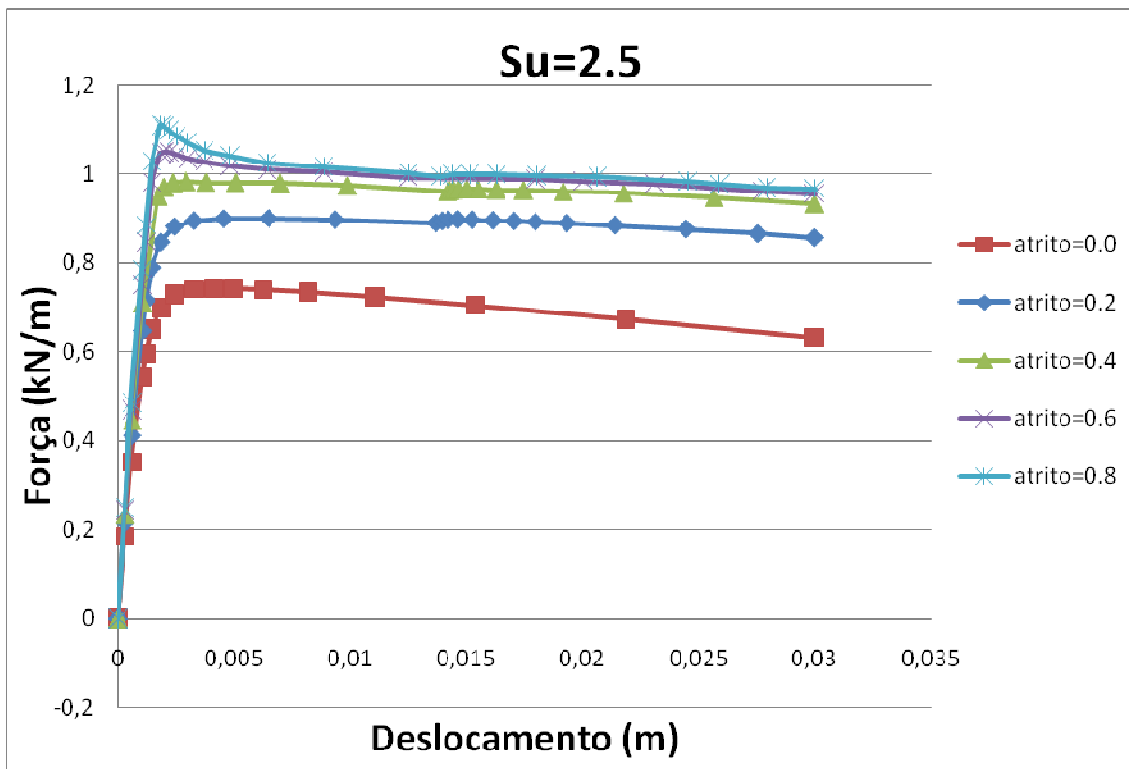


Figura VIII-8 - Resultados do modelo variando o atrito.

É interessante perceber que quanto maior o coeficiente de atrito, mais acentuado torna-se o pico da força máxima e maior o seu valor. Observa-se ainda que, apesar do pico seguir crescendo, a resistência aproximadamente constante pós-pico para de aumentar para valores maiores de atrito. Cabe mencionar, no entanto, que valores muito altos de atrito superficial não são observados na natureza. VERLEY & LUND (1995), por exemplo, mencionam que para argilas este valor pode ser considerado sempre 0.2.

### VIII.5 Variação do Enterramento

- Considerando um atrito 0.0

Neste caso variou-se o enterramento do duto ( $z/D$ ), para um atrito 0.0.

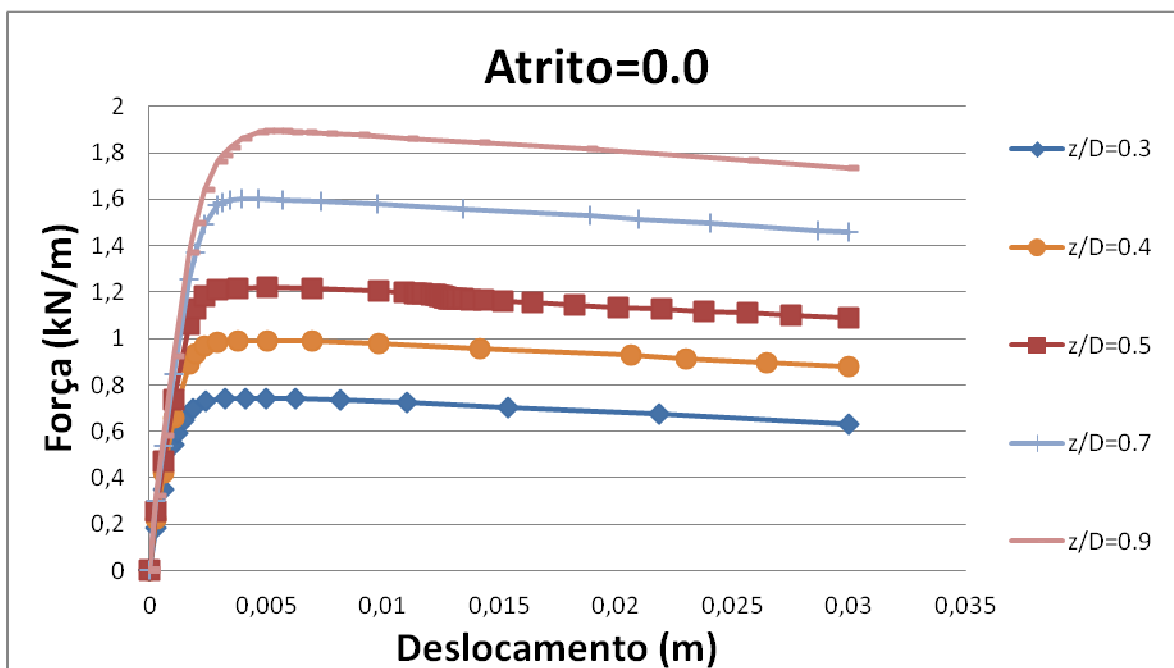
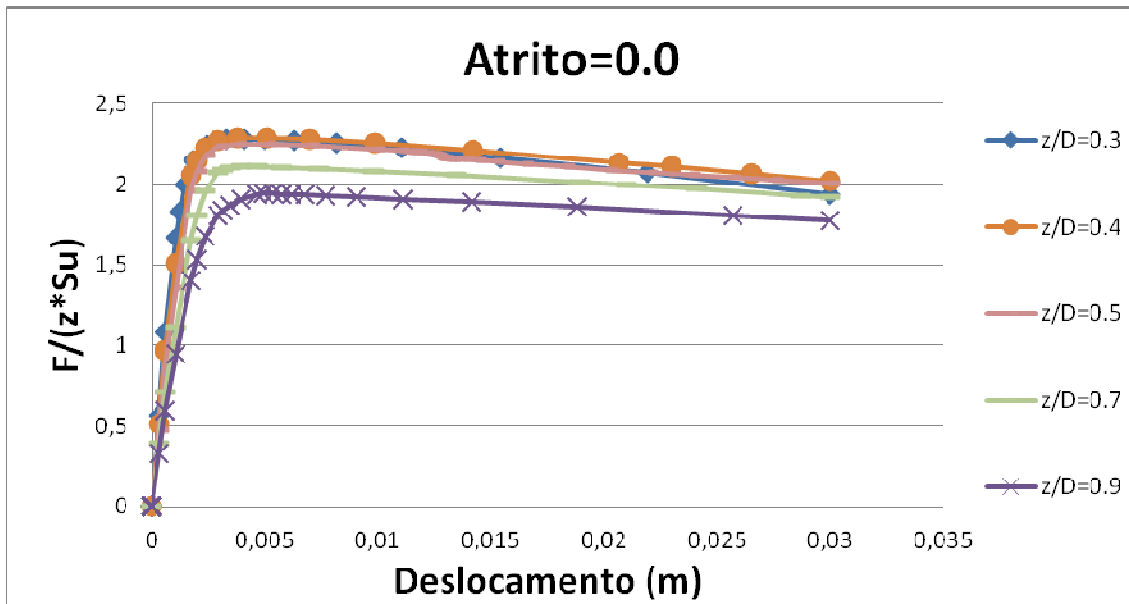


Figura VIII-9 - Resultados do modelo variando enterramento, para um atrito 0.0.

Percebe-se que quanto maior o enterramento, maior é a força de resistência do solo. No gráfico a seguir, tentou-se adimensionalizar o eixo da força, em kN/m, dividindo-a pelos parâmetros:  $D$ , em m, e  $S_u$ , em  $\text{kN/m}^2$  e  $z/D$ , parâmetro adimensional. Ou seja,  $F/(z \cdot s_u)$ .

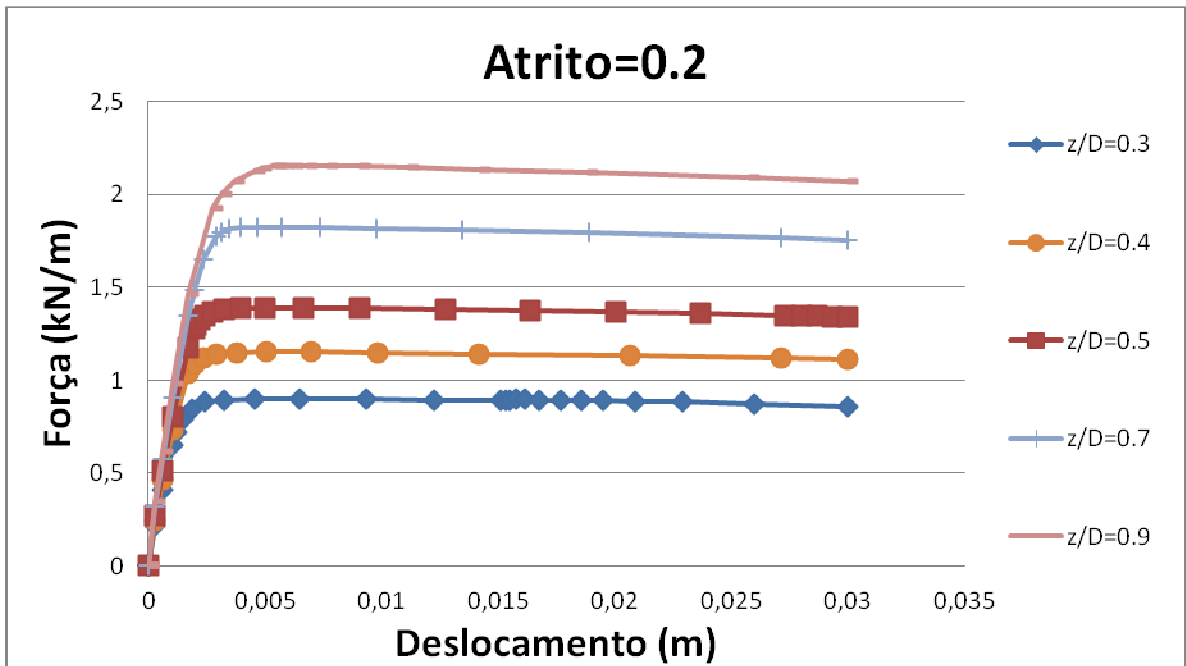


**Figura VIII-10 – Gráfico adimensional, variando enterramento (para um atrito 0.0).**

É interessante notar que para enterramentos pequenos, até a metade do diâmetro, a força de resistência lateral depende diretamente do enterramento. Entretanto, para valores de enterramento maiores do que metade do diâmetro nota-se que existe algum outro parâmetro que influencia na força de resistência.

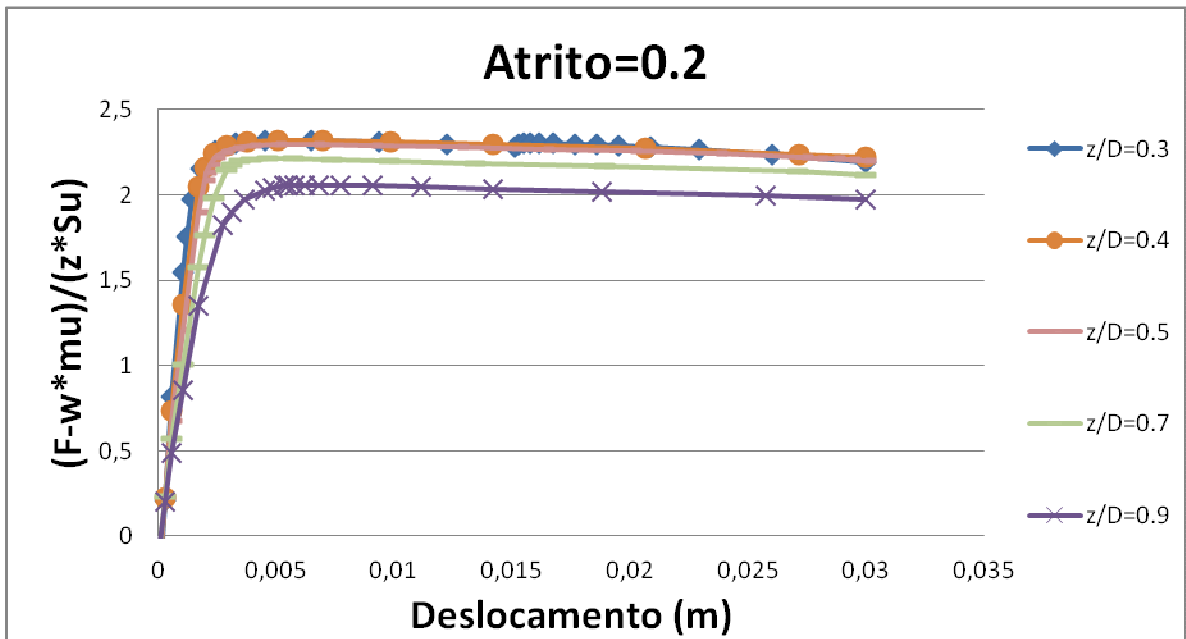
- **Considerando um atrito 0.2**

Neste caso variou-se o enterramento do duto ( $z/D$ ), para um atrito 0.2.



**Figura VIII-11 - Resultados do modelo variando enterramento, para um atrito 0.2.**

Percebe-se que quanto maior o enterramento, maior é a força de resistência do solo, comportamento bastante parecido com o caso anterior. No gráfico a seguir, tentou-se adimensionalizar o eixo da força, em kN/m, subtraindo a força do peso  $w$ , em kN/m, multiplicada pelo atrito, adimensional, e dividindo-os pelos parâmetros:  $z$ , em m, e  $S_u$ , em  $\text{kN/m}^2$ .



**Figura VIII-12 – Gráfico adimensional, variando enterramento (para um atrito 0.2).**

É interessante notar que para enterramentos pequenos, até a metade do diâmetro, a força de resistência lateral depende diretamente do enterramento. Entretanto, para valores de enterramento maiores do que metade do diâmetro nota-se que existe algum outro parâmetro que influencia na força de resistência.

### VIII.6 Variação do Diâmetro do duto

Neste caso, variou-se o diâmetro do duto, tanto para um atrito 0.0 quanto para um atrito 0.2, considerando um Su de 2.5 em ambos os casos.

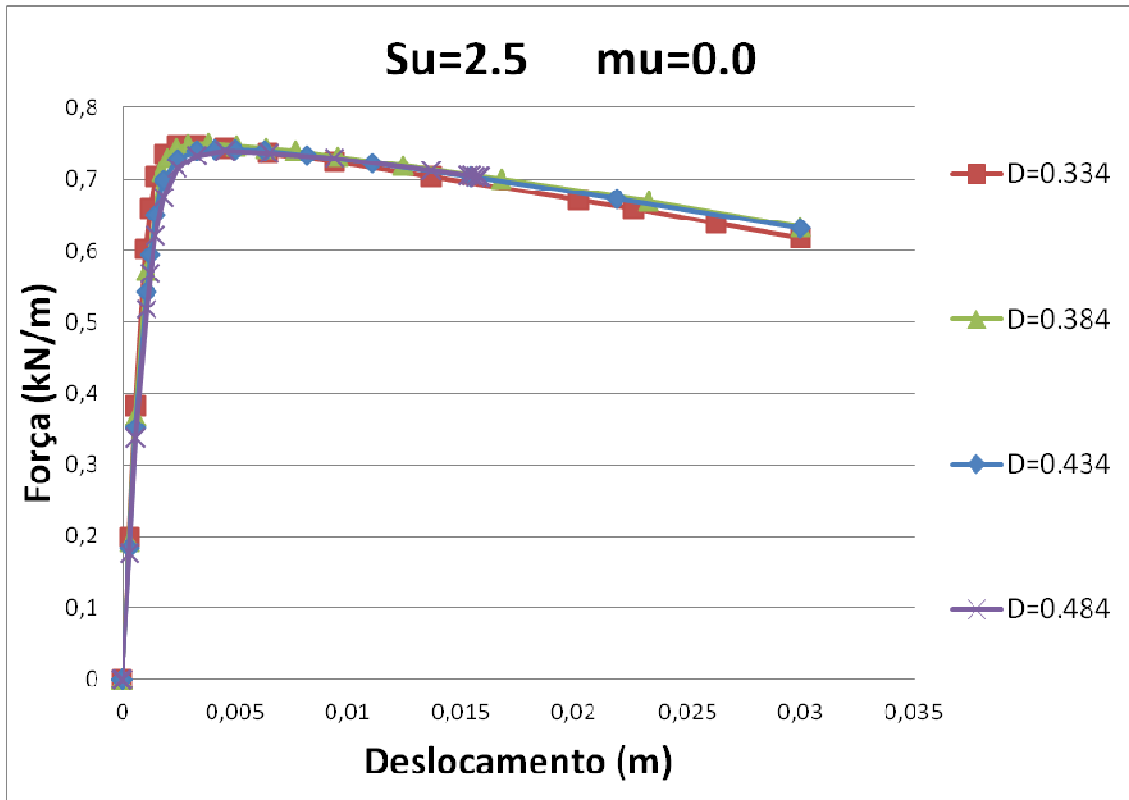


Figura VIII-13 - Resultados do modelo variando diâmetro do duto, para um atrito 0.0.

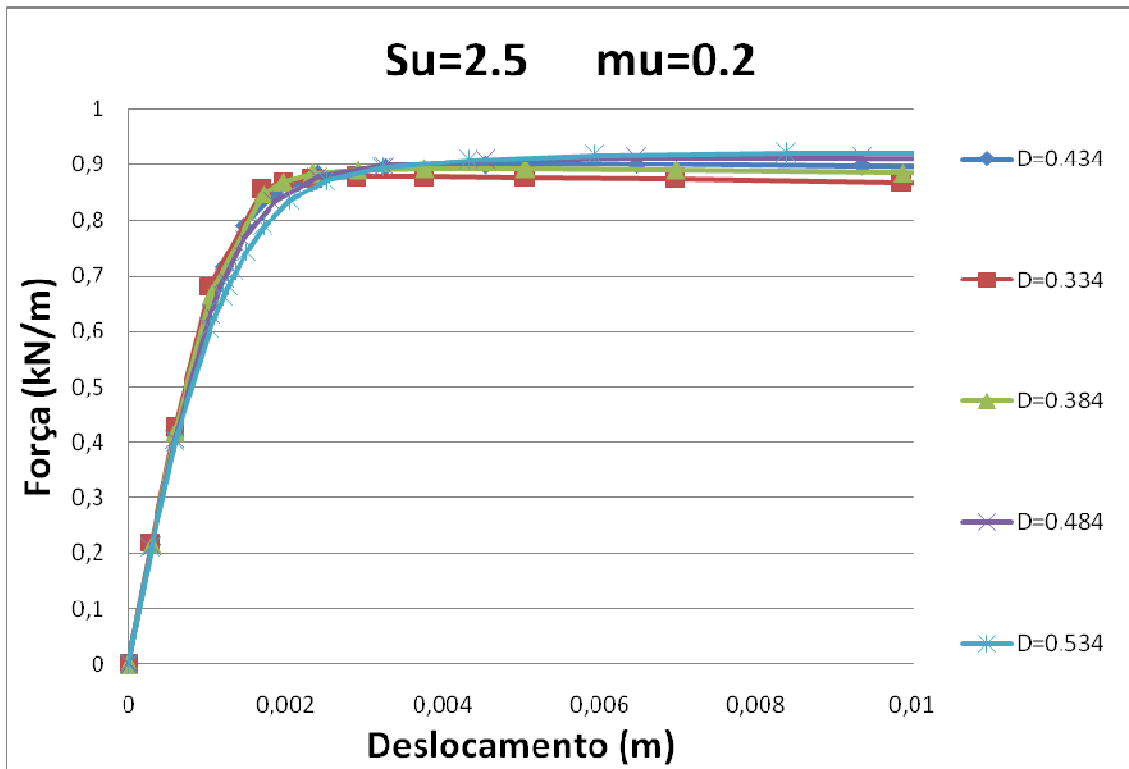


Figura VIII-14 - Resultados do modelo variando diâmetro do duto, para um atrito 0.2.

Neste caso não se faz necessária a adimensionalização dos gráficos, visto que o comportamento das curvas para os diferentes diâmetros praticamente não mudam.

A partir destes resultados conclui-se que pouco influencia a variação do diâmetro do duto no comportamento da força de resistência do solo, ou seja, o modelo indica que o deslocamento em que a carga máxima é mobilizada, não está diretamente ligado ao diâmetro do duto, diferente do que muitos autores diriam (exemplo: DNV-RP-F109).

### VIII.7 Variação do Peso do duto

Neste caso, variou-se o peso do duto, tanto para um atrito 0.0 quanto para um atrito 0.2, considerando um Su de 2.5 em ambos os casos.

Uma conclusão parecida com a anterior é válida para este caso. O peso do duto não influencia de forma significativa a força de resistência do solo, exceto pela área de pico das forças.

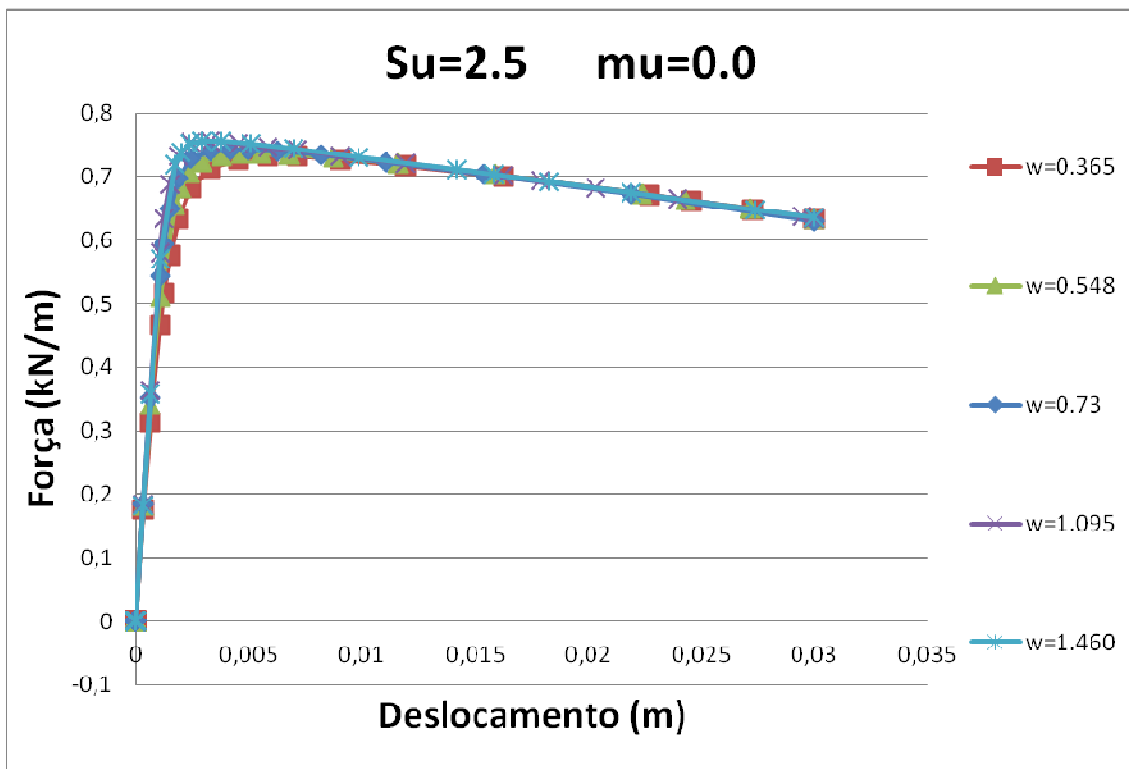


Figura VIII-15 - Resultados do modelo variando peso do duto, para um atrito 0.0.



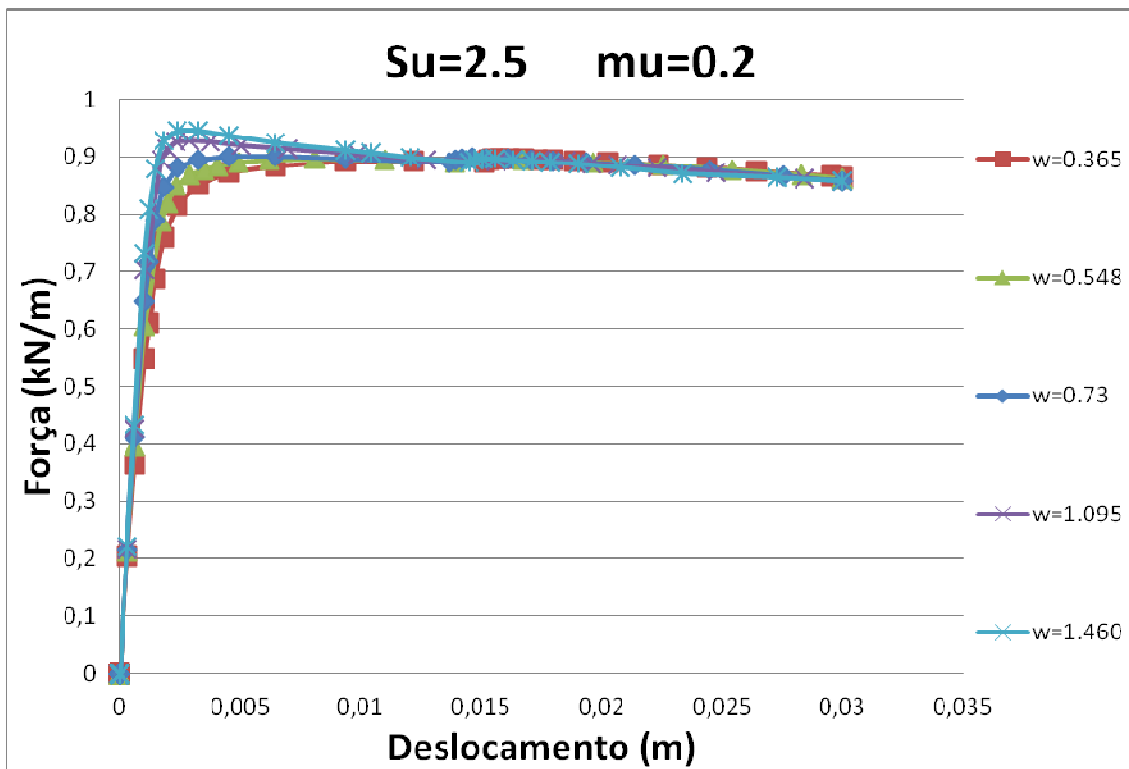


Figura VIII-16 - Resultados do modelo variando peso do duto, para um atrito 0.2.

Percebe-se que o peso do duto tem uma influencia maior no comportamento da força de resistência do solo na área de pico quando o atrito é diferente de zero.

Na área de pico das forças referente à Figura VIII-16 nota-se que quanto maior o peso do duto, maior é a força de resistência lateral do solo. Mas depois de atingido o pico a resistência torna-se praticamente constante e o comportamento para diferentes pesos praticamente se sobrepõe.

Quando o atrito é 0.0 um comportamento parecido acontece na área de pico, porém a diferença entre as forças de resistência do solo é mais suave e na área pós pico a resistência passa a cair ainda que a uma taxa não muito expressiva.

## IX. Resultado das Equações

### IX.1 Verley e Lund

Como descrito no item V.3 VERLEY & LUND (1995), através de diversos experimentos, chegaram a uma equação da força de resistência lateral do solo:

Equação IX-1

$$\frac{F_r}{D s_u} = 4.13 G^{-0.392} \left(\frac{Z}{D}\right)^{1.31}$$

Sendo,

- $G : s_u / (D \gamma_s)$
- Gama do solo considerado para o estudo de caso: 15kN/m<sup>3</sup>.

Na Tabela IX-1 faz-se uma comparação dos resultados do modelo de elementos finitos com a equação de VERLEY & LUND (1995), e percebe-se que os erros são consideráveis, numa ordem de 36%.

VERLEY & LUND (1995), consideram como a força de resistência máxima do solo, a Equação IX-1, representada acima, somada à influência do peso submerso multiplicada pelo coeficiente de atrito, como mostrado abaixo:

Equação IX-2

$$F_h = F_f + F_r$$
$$F_f = \mu F_c, \quad F_c = (W_s - F_l), \quad \mu = 0.2$$

Estes resultados serão discutidos detalhadamente ao longo dos próximos capítulos.

Tabela IX-1 - Resultados pela equação de VERLEY & LUND (1995).

VARIACÃO	DADOS					RESULTADOS			
	DUTO		SOLO			ABAQUS		VERLEY	
	D	w	z/D	atrito	su	Desl (mm)	Forca (kN/m)	Forca (kN/m)	Erro (%)
Su para um atrito=0.0	0,434	0,730	0,3	0	2,5	4,98	0,74	1,34	45
					1,5	3	0,45	0,99	54
					3,5	5	1,03	1,65	38
					4,5	6	1,32	1,92	31
					5,5	6	1,61	2,17	26
					6,5	7	1,90	2,40	21
					7,5	8	2,18	2,62	17
					8,5	7	2,47	2,83	13
					9,5	8	2,76	3,03	9
					10,5	7	3,05	3,22	5
Su para um atrito=0.2	0,434	0,730	0,3	0,2	2,5	6,5	0,90	1,49	40
					1,5	3	0,56	1,13	50
					3,5	15	1,26	1,80	30
					4,5	15	1,61	2,07	22
					5,5	16	1,97	2,32	15
					6,5	15	2,33	2,55	9
					7,5	15	2,69	2,77	3
					8,5	15	3,05	2,97	2
					9,5	16	3,40	3,17	7
					10,5	16	3,76	3,36	12
Atrito	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74	1,34	45
				0,2		6	0,90	1,49	40
				0,4		3	0,98	1,64	40
				0,6		2	1,05	1,78	41
				0,8		0	1,11	1,93	42
Enterramento (z/D) atrito=0.0	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74	1,35	45
			0,4			5	0,99	1,96	49
			0,5			5	1,22	2,63	54
			0,7			5	1,60	4,09	61
			0,9			5	1,89	5,68	67
Enterramento (z/D) atrito=0.2	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	1	0,90	1,35	33
			0,4			1	1,15	1,96	41
			0,5			1	1,39	2,63	47
			0,7			1	1,83	4,09	55
			0,9			1	2,16	5,68	62

<b>Diâmetro para um atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,300	0,2	2,5	6	0,90	1,49	40
	0,334		0,389			4	0,88	1,46	40
	0,384		0,339			5	0,89	1,48	40
	0,484		0,269			15	0,91	1,50	39
	0,534		0,243			8	0,92	1,51	39
<b>Diâmetro para um atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,300	0,0	2,5	5	0,74	1,34	45
	0,334		0,389			3	0,75	1,32	43
	0,384		0,339			4	0,75	1,33	44
	0,484		0,269			5	0,74	1,36	45
<b>Peso para um atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,3	0,2	2,5	6	0,90	1,49	40
		0,365				16	0,90	1,42	37
		0,548				8	0,90	1,45	38
		1,095				3	0,93	1,56	41
		1,460				2	0,95	1,64	42
<b>Peso para um atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74	1,34	45
		0,365				7	0,73	1,34	46
		0,548				5	0,74	1,34	45
		1,095				3	0,76	1,34	44
		1,460				3	0,76	1,34	44

## IX.2 SAFEBUCK JIP

Pelo SAFEBUCK a equação da força de resistência lateral do solo é descrita pela equação abaixo:

**Equação IX-3**

$$\frac{F_{bo}}{s_u \cdot D_o} = \left( 3,8 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot z}{D_o}} - 0,08 \cdot \left( \frac{W_s}{s_u \cdot D_o} \right)^2 \right) \cdot \eta_{bo}$$

Sendo,

- $N_{bo} = 0,625$ , valor considerado para argilas da costa do Oeste da África

Desta vez, os resultados são muito próximos, chegando em muitos casos a apresentar erros em torno de 1%.

Estes resultados serão discutidos detalhadamente ao longo dos próximos capítulos.

**Tabela IX-2 – Resultados pela equação do SAFEBUCK JIP.**

VARIACÃO	DADOS					RESULTADOS			
	DUTO		SOLO			ABAQUS		SAFEBUCK	
	D	w	z/D	atrito	su	Desl (mm)	Forca (kN/m)	Forca (kN/m)	Erro (%)
Su para um atrito=0.0	0,434	0,730	0,3	0	2,5	4,98	0,74	0,75	1
					1,5	3	0,45	0,42	8
					3,5	5	1,03	1,06	3
					4,5	6	1,32	1,38	4
					5,5	6	1,61	1,69	5
					6,5	7	1,90	2,00	5
					7,5	8	2,18	2,31	5
					8,5	7	2,47	2,62	5
					9,5	8	2,76	2,93	6
					10,5	7	3,05	3,24	6
Su para um	0,434	0,730	0,3	0,2	2,5	6,5	0,90	0,89	1

<b>atrito=0.2</b>					1,5	3	0,56	0,57	1
					3,5	15	1,26	1,21	4
					4,5	15	1,61	1,52	6
					5,5	16	1,97	1,83	7
					6,5	15	2,33	2,14	9
					7,5	15	2,69	2,45	10
					8,5	15	3,05	2,76	10
					9,5	16	3,40	3,07	11
					10,5	16	3,76	3,38	11
<b>Atrito</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74	0,75	1
				0,2		6	0,90	0,89	1
				0,4		3	0,98	1,04	5
				0,6		2	1,05	1,19	11
				0,8		0	1,11	1,33	17
<b>Enterramento (z/D) atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74	0,75	1
			0,4			5	0,99	1,01	1
			0,5			5	1,22	1,26	3
			0,7			5	1,60	1,78	10
			0,9			5	1,89	2,29	17
<b>Enterramento (z/D) atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	1	0,90	0,75	20
			0,4			1	1,15	1,01	15
			0,5			1	1,39	1,26	10
			0,7			1	1,83	1,78	3
			0,9			1	2,16	2,29	6
<b>Diâmetro para um atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,300	0,2	2,5	6	0,90	0,89	1
	0,334		0,389			4	0,88	0,89	1
	0,384		0,339			5	0,89	0,89	0
	0,484		0,269			15	0,91	0,90	2
	0,534		0,243			8	0,92	0,90	3
<b>Diâmetro para um atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,300	0,0	2,5	5	0,74	0,75	1
	0,334		0,389			3	0,75	0,74	1
	0,384		0,339			4	0,75	0,74	1
	0,484		0,269			5	0,74	0,75	1
<b>Peso para um atrito=0.2</b>	0,434	0,730	0,3	0,2	2,5	6	0,90	0,89	1
		0,365				16	0,90	0,84	7
		0,548				8	0,90	0,87	3
		1,095				3	0,93	0,94	1
		1,460				2	0,95	0,97	2
<b>Peso para um atrito=0.0</b>	0,434	0,730	0,3	0,0	2,5	5	0,74	0,75	1
		0,365				7	0,73	0,77	4
		0,548				5	0,74	0,76	3
		1,095				3	0,76	0,72	6
		1,460				3	0,76	0,67	12

## X. Comparação de Resultados

Neste capítulo são apresentados gráficos que comparam os resultados obtidos através do estudo de caso (modelo de elementos finitos), os resultados obtidos pela fórmula de VERLEY & LUND (1995) e aqueles encontrados pela fórmula do SAFEBUCK JIP.

### X.1 Influência do Su

As Figura X-1 e Figura X-2 mostram que o parâmetro Su influencia diretamente na força de resistência lateral do solo, tanto para um atrito 0.0 quanto para um atrito 0.2, em todos os casos (modelo de elementos finitos, pela equação de VERLEY & LUND e pela equação do SAFEBUCK JIP).

Quanto maior o parâmetro Su, maior é a força. É interessante notar que o comportamento do gráfico, sem levar em conta o atrito, é bastante parecido para o modelo e para a fórmula do SAFEBUCK, que crescem quase linearmente, enquanto que para VERLEY & LUND (1995), a variação da força em função de Su, cresce de forma parabólica chegando a apresentar no final valores mais próximos dos outros dois casos.

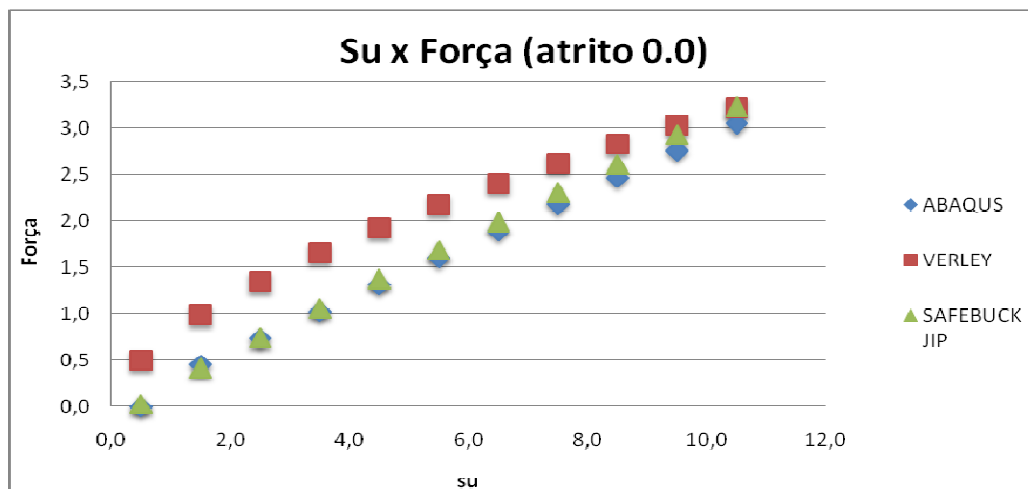


Figura X-1 - Gráfico da força em função do Su para um atrito 0.0.

É interessante perceber que quando levado em conta o atrito, a resposta do modelo de elementos finitos, que antes quase se sobrepunha ao modelo do SAFEBUCK, se distancia desses ao final da curva.

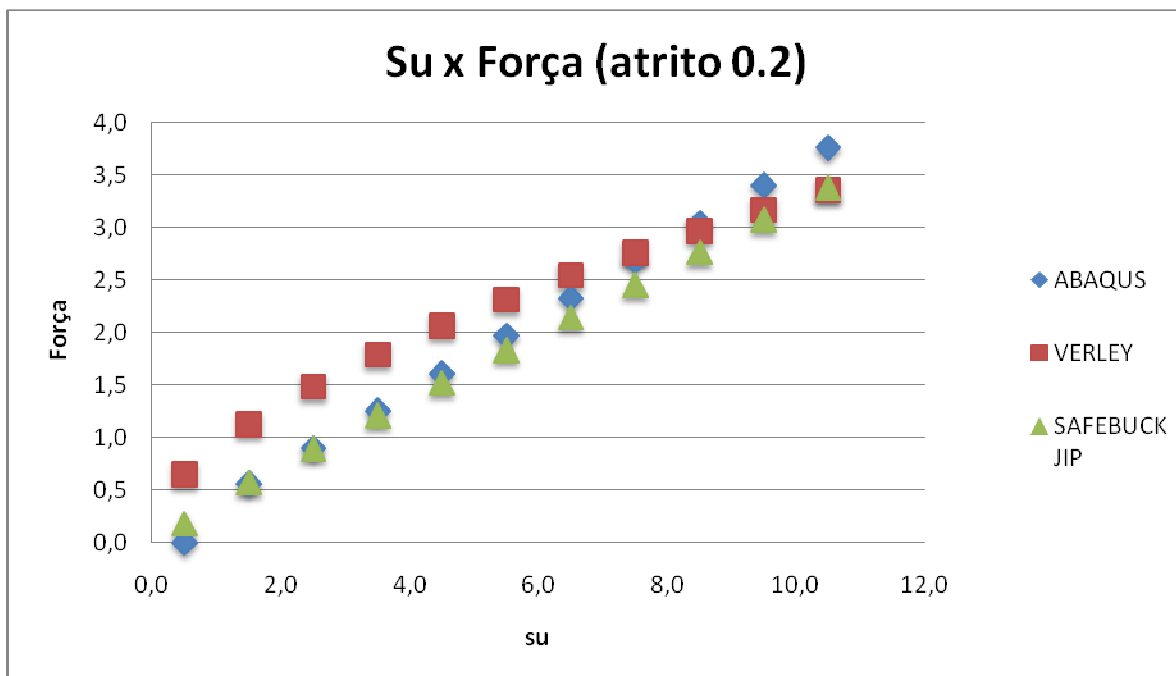


Figura X-2 – Gráfico da força em função do Su para um atrito 0.2.

Apesar de algumas diferenças notadas no comportamento das curvas, percebe-se que nos seus três estudos os autores concordam que o parâmetro Su é importante para a resposta lateral do solo e que o parâmetro Su está diretamente ligado a força de resistência lateral do solo.

## X.2 Influência do Atrito

O gráfico a seguir mostra que o atrito também influencia na força de resistência lateral do solo. Quanto maior o atrito, maior a força, para os três casos. Entretanto, para VERLEY & LUND (1995), os valores de força encontrados são maiores, enquanto que para o SAFEBUCK e para o estudo de caso, estes valores praticamente se sobrepõem,



apesar do SAFEBUCK apresentar um crescimento um pouco mais acentuado quando comparado ao ABAQUS, que apresenta um crescimento mais discreto.

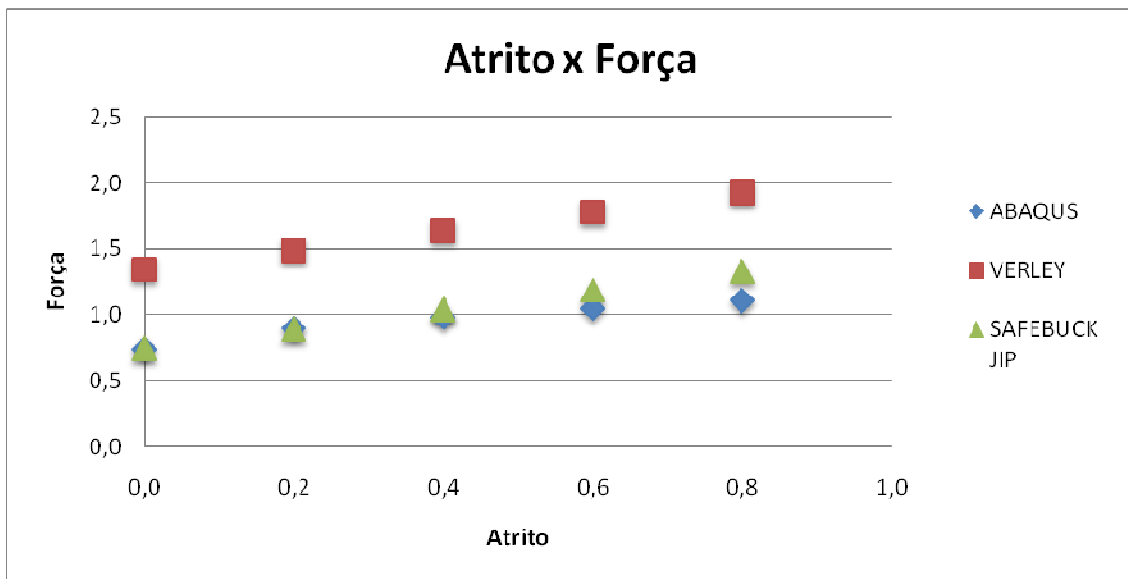


Figura X-3 - Gráfico da força em função do atrito.

Entretanto, apesar dos valores encontrados pela equação de VERLEY & LUND (1995) serem distantes do SAFEBUCK e do modelo de elementos finitos, e esses últimos apresentarem alguma diferença no comportamento das curvas, percebe-se que o comportamento do gráfico de forma geral é bastante parecido. Os três autores concordam que o atrito influencia de forma direta na resposta lateral do solo, quanto maior o atrito, maior é a resistência lateral do solo.

### X.3 Influência do Enterramento

Nota-se que quanto maior o enterramento, maior é a força de resistência do solo, tanto para um atrito 0.0 quanto para um atrito 0.2. Para VERLEY & LUND (1995) essa curva é mais acentuada, crescendo pouco no começo em função do enterramento e apresentando forças quase 6 vezes maior para o triplo do enterramento. Enquanto que

para o SAFEBUCK e o modelo de elementos finitos, que possuem resultados mais próximos, a curva é menos acentuada.

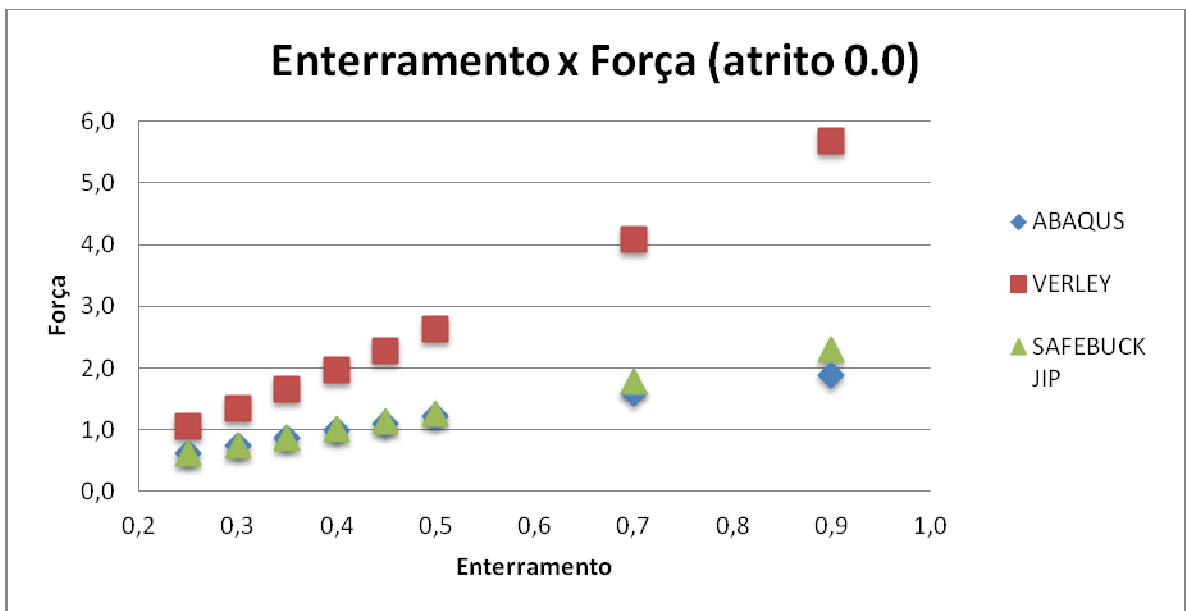


Figura X-4 - Gráfico da força em função do enterramento para um atrito 0.0.

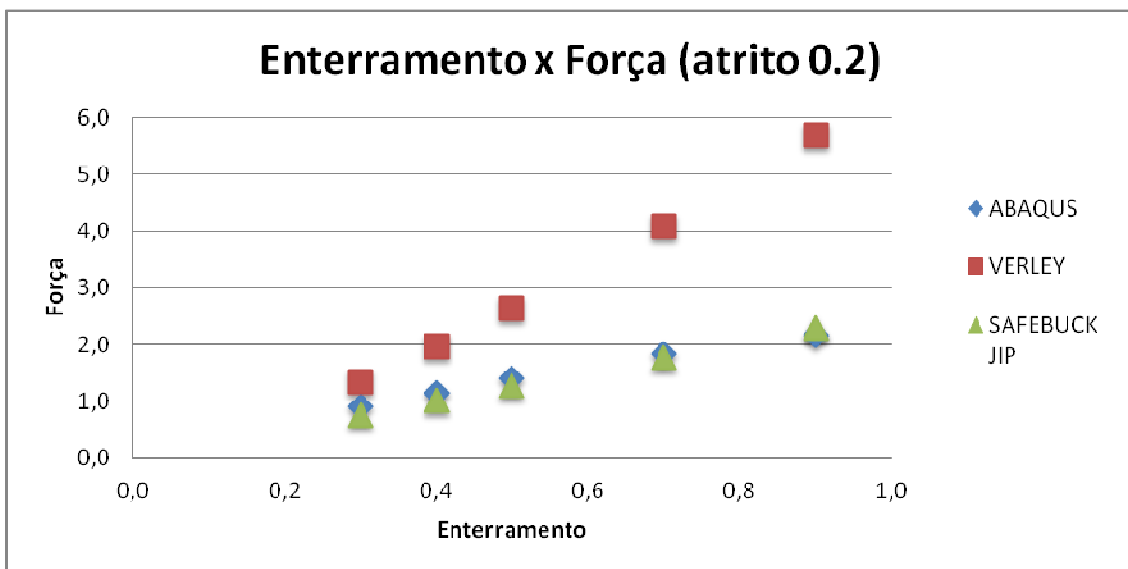


Figura X-5 - Gráfico da força em função do enterramento para um atrito 0.2.

Apesar de diferentes comportamentos, algumas conclusões para os três casos são parecidas. O enterramento influencia de forma direta a resposta lateral do solo, e quanto maior o enterramento, principalmente quando ele ultrapassa 50% do diâmetro, a influência é ainda maior na força de resistência lateral do solo, principalmente para VERLEY & LUND (1995).

#### X.4 Diâmetro e Peso do duto

Para o diâmetro e o peso do duto, conclui-se que ambos não influenciam de maneira decisiva no cálculo da força de resistência lateral do solo, exceto para VERLEY & LUND (1995) no caso da variação do peso para um atrito 0.2, relacionando o aumento da força ao aumento do peso. Basta observar os quatro gráficos abaixo.

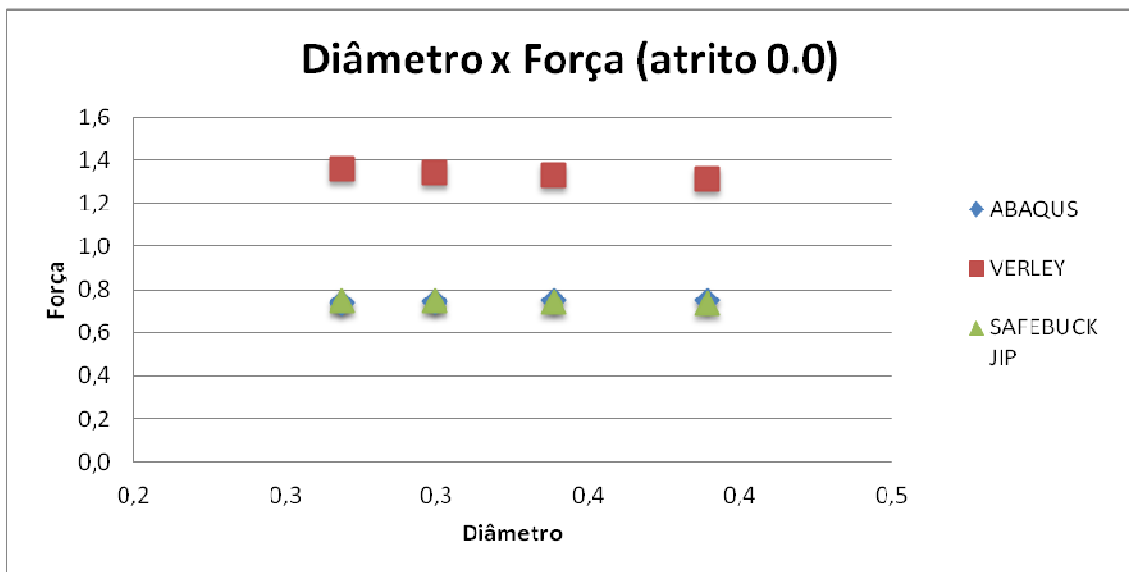


Figura X-6 - Gráfico da força em função do diâmetro para um atrito 0.0.

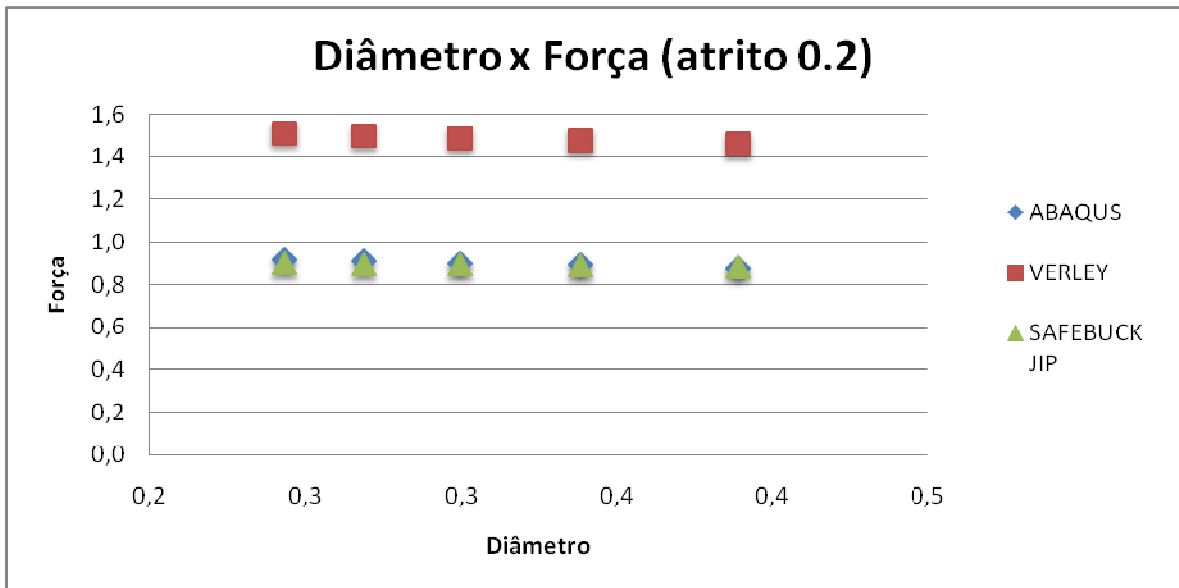


Figura X-7 - Gráfico da força em função do diâmetro para um atrito 0.2.

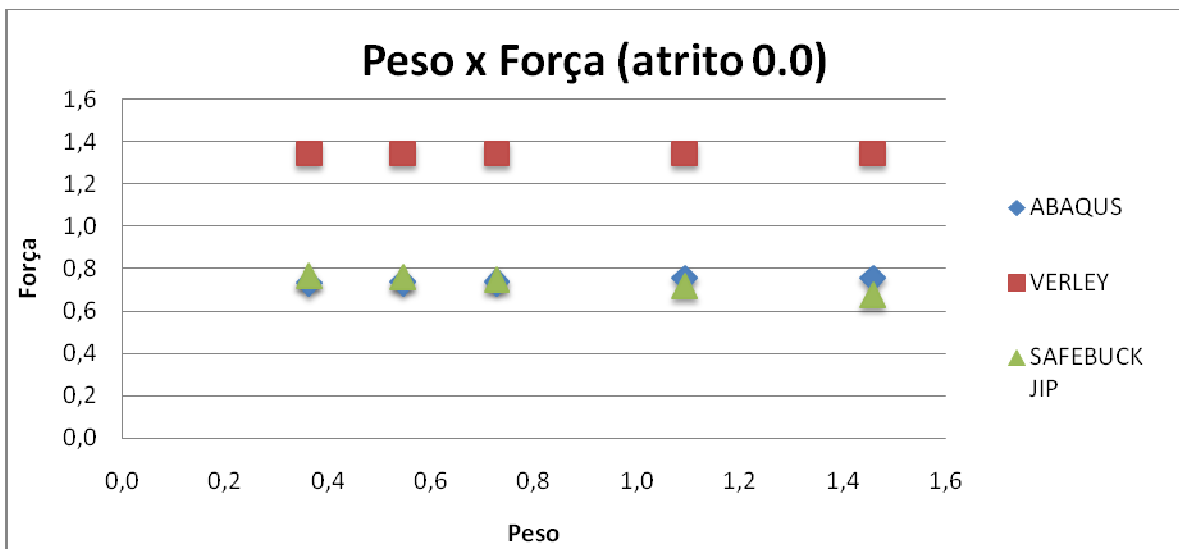
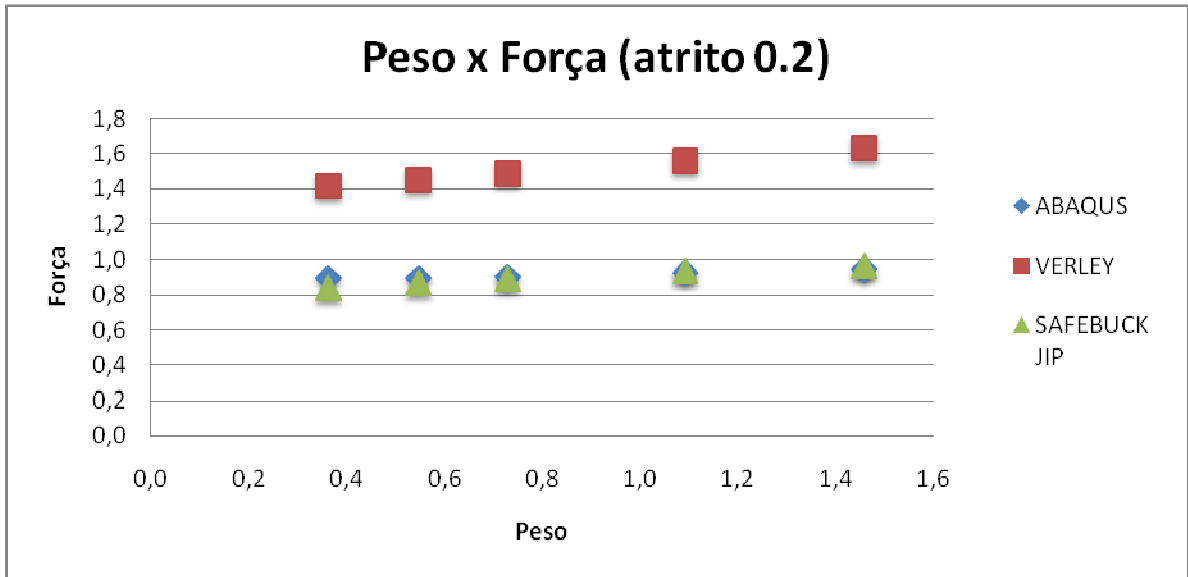


Figura X-8 - Gráfico da força em função do peso para um atrito 0.0.



**Figura X-9 - - Gráfico da força em função do peso para um atrito 0.2.**

## **XI. Rigidez do solo**

### **XI.1 Introdução**

Como discutido no capítulo VI, modelos locais como apresentado no presente estudo de caso podem fornecer elementos para que se definam as molas não lineares para a elaboração de modelos globais para projeto de dutos submarinos. Como visto no capítulo IV, a interação duto-solo na direção lateral é em geral descrita por um valor de força de pico e um residual, juntamente com os deslocamentos a estes associados.

Embora ainda não exista um consenso em relação aos valores de resistência lateral (pico e residual), existem publicadas diversas fórmulas que permitem calculá-las, não sendo para isso necessário lançar mão de modelos complexos como os aqui apresentados. Entretanto, no que diz respeito aos deslocamentos associados a estas forças, não existem tais fórmulas. Algumas publicações dão indicações deste deslocamento, mas relacionando-os ao diâmetro do duto, o que não é válido (como mostrado nos itens VIII.6 e X.4). Para a determinação destes valores de deslocamento, modelos como os deste trabalho podem ser muito úteis.

Os deslocamentos para os quais o máximo valor de força é obtido nos modelos são apresentados ao longo do capítulo VIII, mas como observado no item VIII.2, este deslocamento pode não corresponder à rigidez inicial devido à transição suave entre as duas regiões distintas do gráfico. Como as molas não-lineares utilizadas nos modelos globais são em geral formadas de regiões lineares com transição brusca, é mais importante conhecer a rigidez inicial da interação duto-solo, que é a inclinação inicial das curvas força-deslocamento apresentados no capítulo VIII.

Como mostrado na Figura VIII-5 (reproduzida na Figura XI-1 a seguir), ao se aumentar expressivamente a escala do eixo dos deslocamentos, observa-se que esta região inicial não é totalmente linear como parece quando visto na escala original. Por este motivo, o comportamento da rigidez inicial é discutido apenas qualitativamente ao longo deste capítulo, considerando dois valores de rigidez secante (indicados em tracejados sobre a Figura XI-1), o primeiro entre a região entre a origem e o primeiro grupo de resultados (circundados em vermelho) e outro numa segunda região, entre a origem e o terceiro grupo de resultados (circundados em azul).

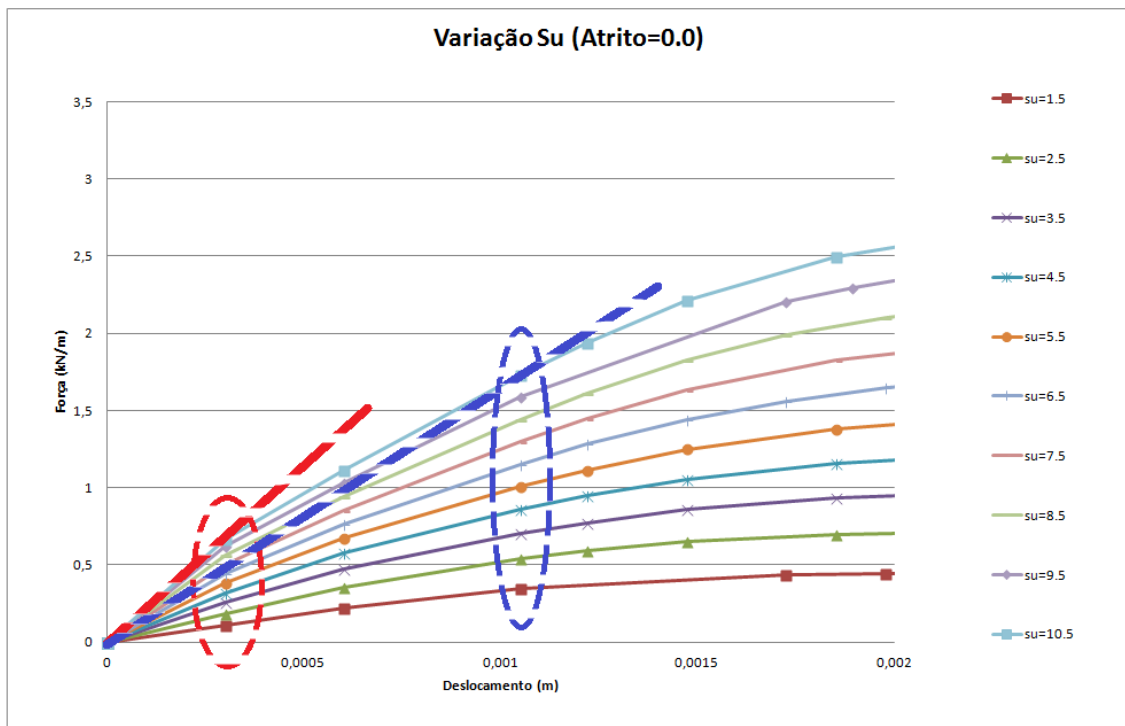


Figura XI-1 – Rigidez secante: região 1 (vermelho) e região 2 (azul).

## XI.2 Su

Observando os seguintes gráficos, variação do Su para um atrito 0.0 e para um atrito 0.2, nota-se que quanto maior o Su, maior é a rigidez do solo. Este crescimento é quase linear sendo que para o segundo gráfico as rigidezes encontradas são um pouco maiores, mas o comportamento, de forma geral, é bem semelhante. Percebe-se que o parâmetro Su do solo tem influência significativa na rigidez do solo.

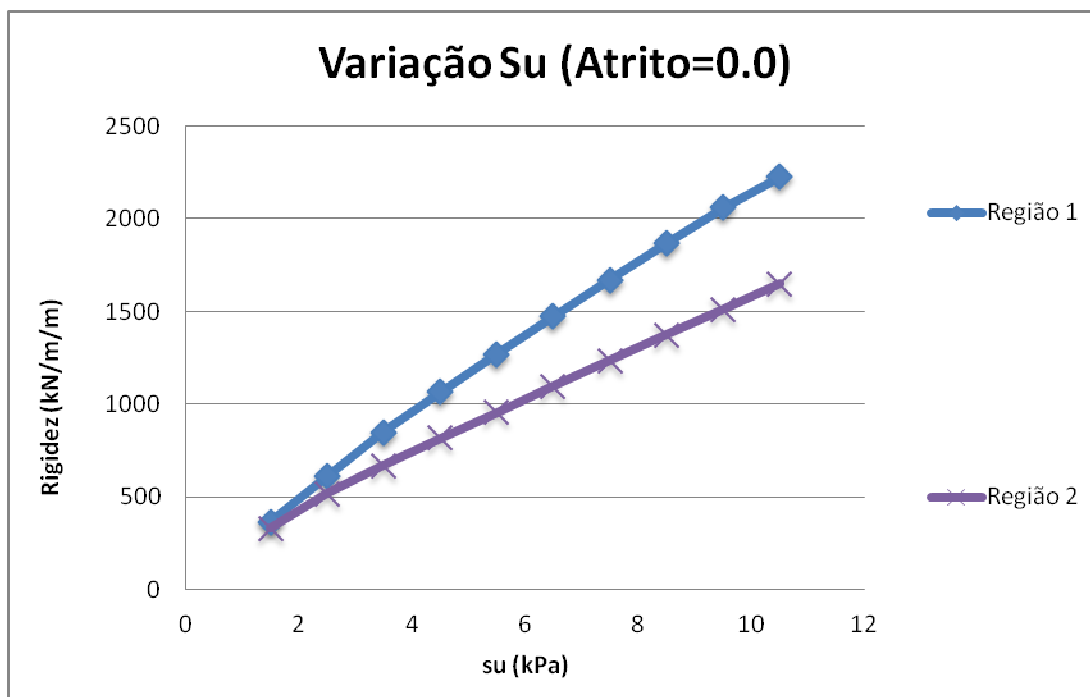


Figura XI-2 – Comportamento da rigidez do solo com a variação do Su para um atrito 0.0.

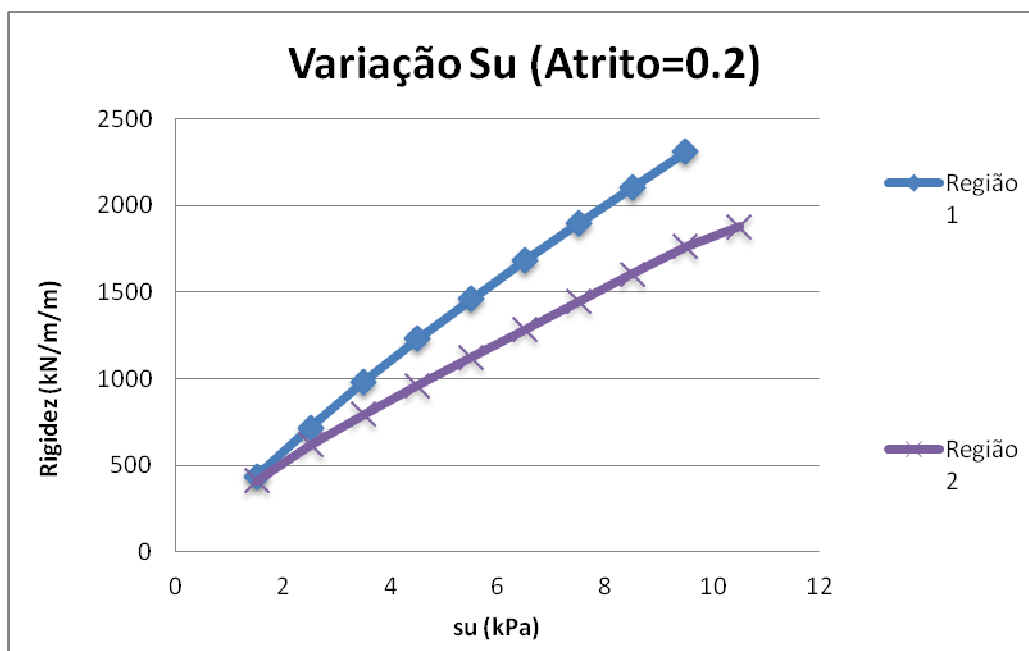


Figura XI-3 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do Su para um atrito 0.2.

### XI.3 Atrito

O crescimento da rigidez do solo em função do atrito já não apresenta um comportamento linear. A partir dos resultados percebe-se que o atrito tem influencia



significativa na rigidez do solo. Quanto maior o atrito, maior é a rigidez, para ambas as regiões, que apresentam um comportamento semelhante apesar de valores equidistantes.

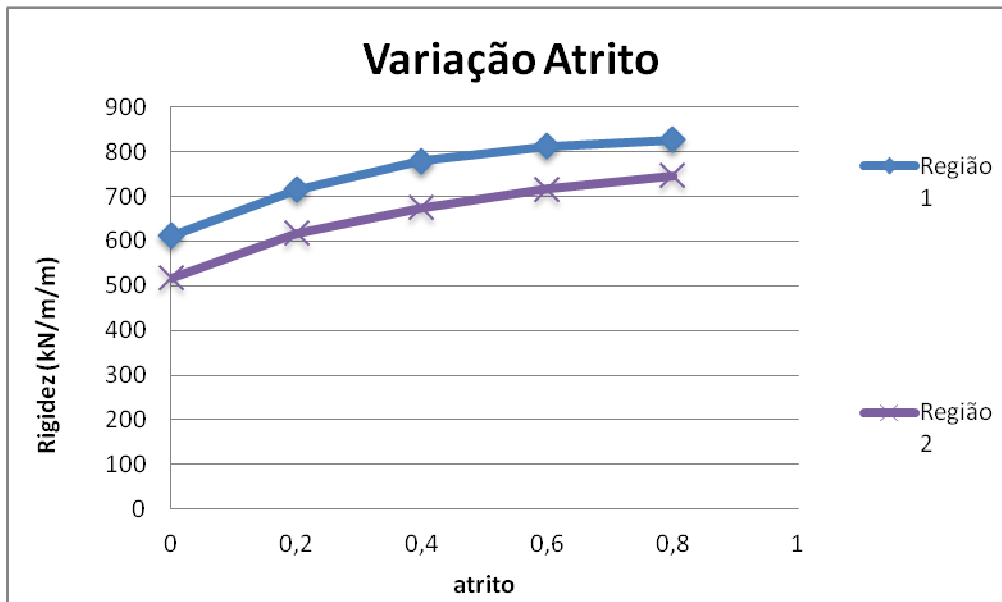


Figura XI-4 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do atrito.

#### XI.4 Enterramento

Observa-se que o enterramento também influencia a rigidez do solo. Quanto maior o enterramento maior é a rigidez, crescendo de forma parabólica e apresentando um comportamento semelhante para as duas regiões e também para os diferentes atritos, apesar de no caso 2 (atrito 0.2) apresentar valores de rigidezes maiores.

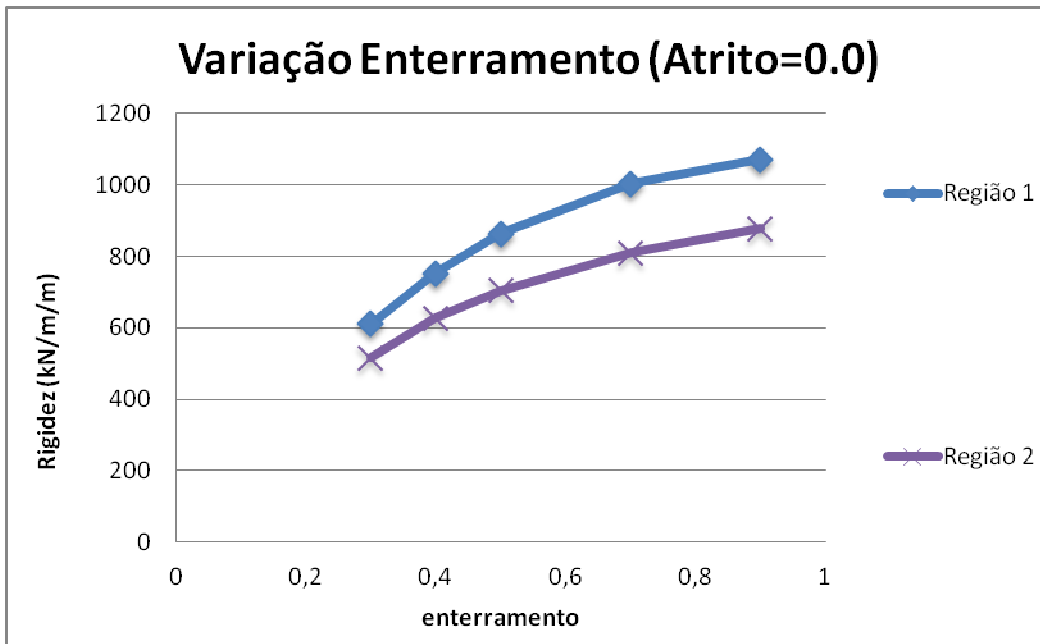


Figura XI-5 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do enterramento para um atrito 0.0.

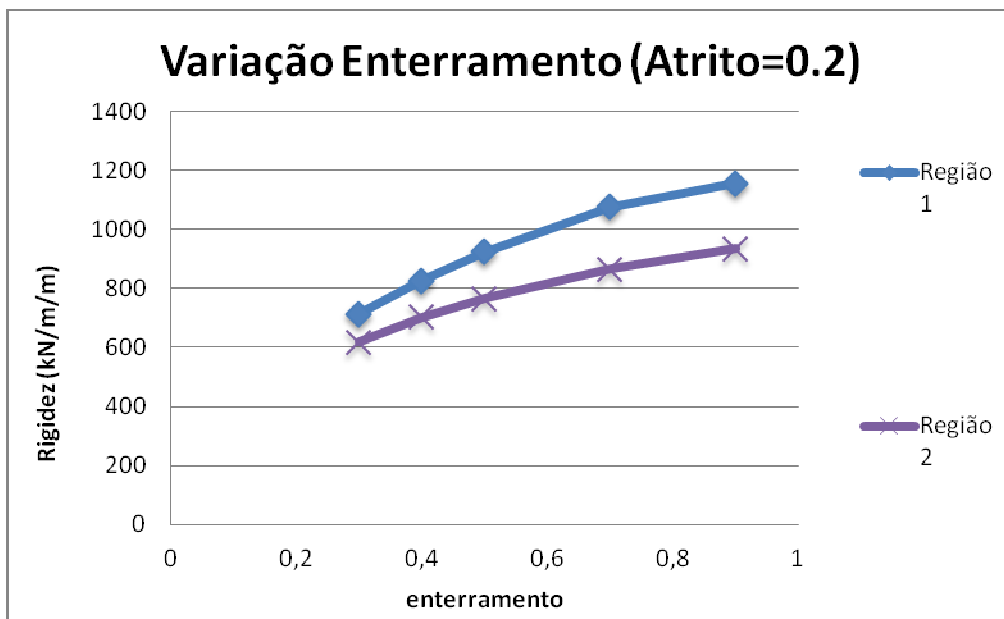


Figura XI-6 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do enterramento para um atrito 0.2.

### XI.5 Diâmetro do duto

O diâmetro influencia de forma menos significativa na rigidez do solo, quando comparado a influencia de outros parâmetros. Mas ainda assim, nota-se que quanto

maior for o diâmetro, menor é a rigidez do solo, e que a partir de certo valor de diâmetro, esta diminuição vai se tornando menos significativa e o valores de rigidezes vão se tornando quase constantes.

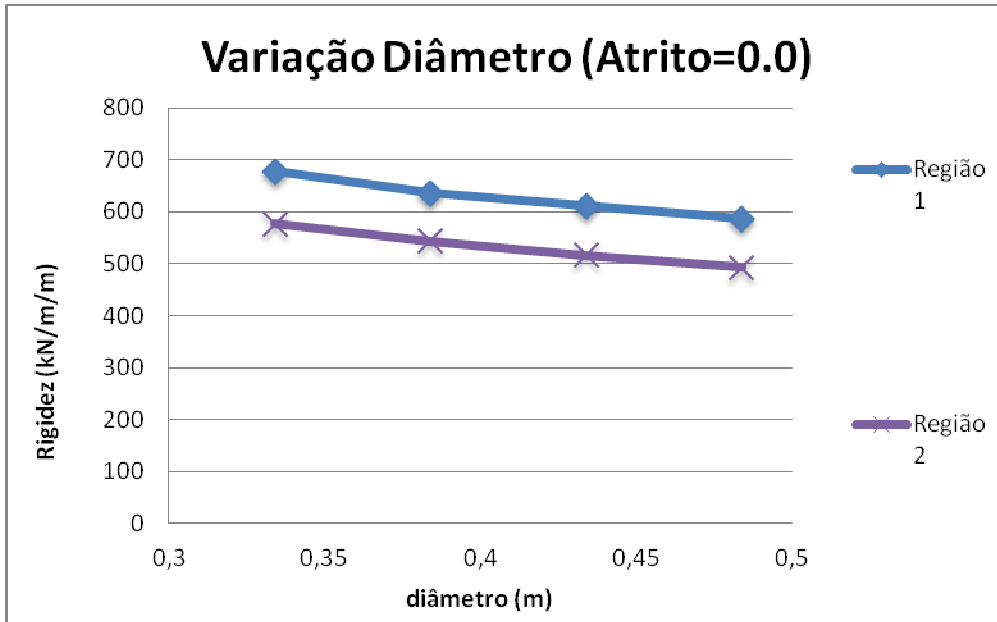


Figura XI-7- Comportamento da rigidez do solo com a variação do diâmetro do duto para um atrito 0.0.

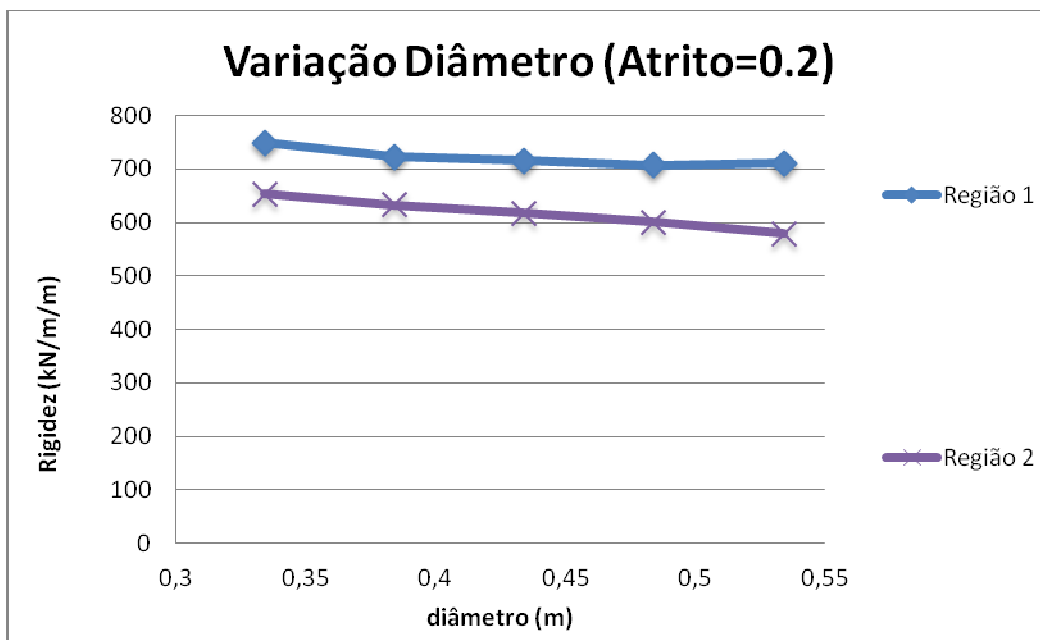


Figura XI-8 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do diâmetro do duto para um atrito 0.2.

## XI.6 Peso do duto

Neste caso, quanto maior o peso do duto, maior a rigidez do solo até certo valor que se aproxima do constante, principalmente para a região 2. Na região 1, quase não há alteração da rigidez ao longo da variação do peso do duto.

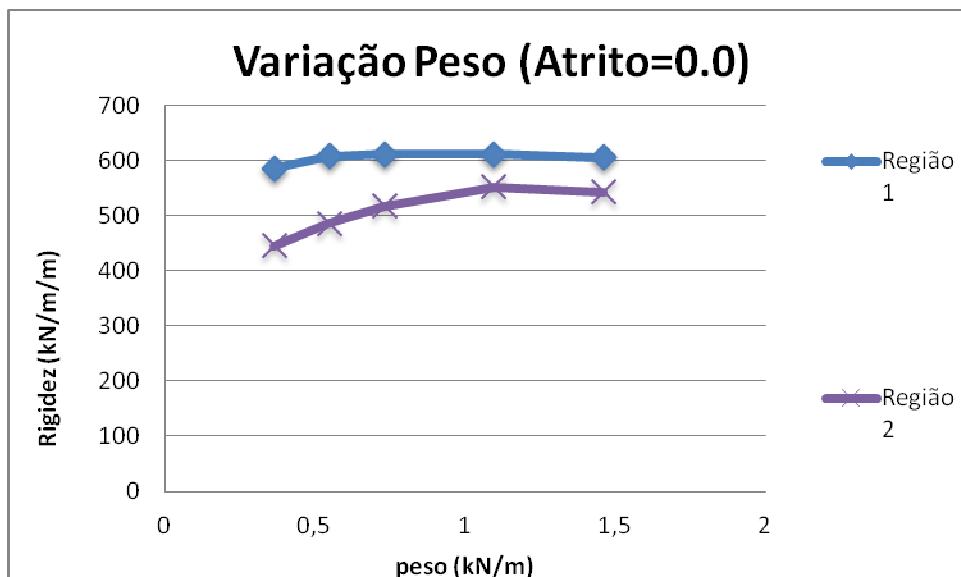


Figura XI-9 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do peso do duto para um atrito 0.0.

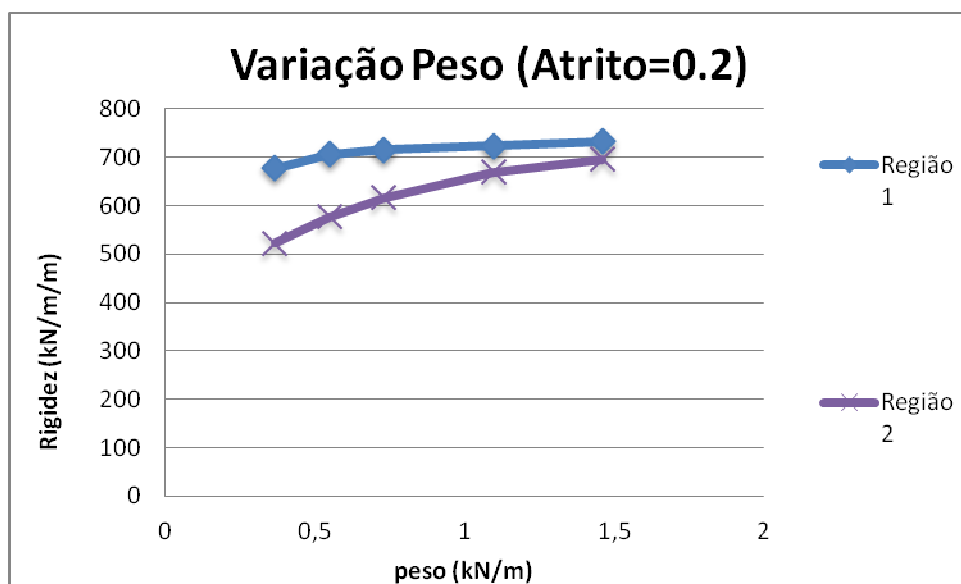


Figura XI-10 - Comportamento da rigidez do solo com a variação do peso do duto para um atrito 0.2.

## **XII. Conclusão**

Este projeto teve como finalidade estudar a resposta lateral do solo quando o duto é submetido a um deslocamento lateral. Esta interação não é ainda completamente entendida e muitas incertezas são observadas nos modelos disponíveis baseados em experimentos ou em análise numérica. Para entender melhor este comportamento (resistência lateral máxima duto-solo, rigidez lateral inicial e deslocamentos associados com a carga máxima) foi realizada uma análise bidimensional em elementos finitos e compararam-se os resultados desta análise com algumas fórmulas encontradas na literatura.

A análise por elementos finitos foi realizada através do programa ABAQUS, onde se variou diversos parâmetros para identificar quais são as suas individuais influências na resistência do solo. Diante destas análises é possível afirmar que:

- Tanto a resistência não drenada do solo, quanto o atrito e o enterramento apresentam influência direta na resistência lateral do solo e na sua rigidez inicial. Quanto maiores esses parâmetros maior a força lateral e maior a rigidez inicial do solo;
- Por outro lado, tanto o diâmetro quanto o peso do duto não influenciam diretamente a resposta lateral do solo;
- Entretanto, o diâmetro e o peso têm influencia na rigidez inicial do solo. Quanto maior o diâmetro menor é a rigidez e quanto maior o peso, maior é a rigidez, principalmente na Região 2, e a partir de um certo peso a rigidez torna-se constante;

- Os resultados obtidos através do software ABAQUS comparados a fórmula apresentada na fase 1 do SAFEBUCK JIP para a resistência lateral do solo, são bastante próximos, o que demonstra a eficiência do modelo, já que o SAFEBUCK é o estudo mais recente apresentado na literatura.
- Apesar da fórmula obtida por VERLEY & LUND (1995) apresentar muitas vezes resultados diferentes do modelo (ABAQUS), no geral o comportamento da força em função dos parâmetros variados é bastante parecido. Esta diferença encontrada entre o modelo de elementos finitos e a fórmula proposta por VERLEY & LUND (1995) pode ser entendida por parâmetro encontrado na equação que não é definido no modelo, o gama do solo.

Para estudos futuros recomenda-se:

- Utilização de outros modelos constitutivos de solo além do modelo de plasticidade de von Mises. O programa ABAQUS dispõe, por exemplo, do modelo “*clay plasticity*” que corresponde ao modelo Cam Clay, tido como mais completo pelos engenheiros geotécnicos;
- Realizar um estudo de rearranjo de malha, estudando a área do gráfico Força *versus* Deslocamento após a força de pico.

## Referências Bibliográficas

- [1] AGUIAR, C., Análise da Interação Solo-Estrutura de Fundações do tipo Estaca para Plataformas Offshore, Maio de 2009
- [2] BRUTON, D., CARR, M., SAFEBUCK JIP, Safe Design of Pipelines with Lateral Buckling Pipe Soil Interaction, August 2004
- [3] BRUTON, D., WHITE, D., CARR, M., CHEUK, J., Pipe Soil Interaction During Lateral Buckling and Pipeline Walking – The SAFEPUCK JIP, May 2008
- [4] CARDOSO, C., SILVEIRA, R., Pipe-Soil Interaction Behavior for Pipelines Under Large Displacements on Clay Soils, May 2010, Offshore Technology Conference , Houston
- [5] CARDOSO, C., Metodologia para Análise e Projeto de Dutos Submarinos submetidos a Altas Pressões e Temperaturas via aplicação do Método dos Elementos Finitos, Tese Doutorado, Abril 2005, Rio de Janeiro
- [6] CARNEIRO, D., GOUVEIA, J., PARRILHA, R., Buckle Initiation and Walking Mitigation for HP/HT Pipelines, Deep Offshore Technology International, Monaco, November 2009
- [7] CARNEIRO, D., GOUVEIA, J., PARRILHA, R., Feedback Analyses of Pipeline Embedment over as-laid survey results, June 6-11, 2010, Shanghai, China
- [8] CATHIE, D., JAECK, C., BALLARD, J., WINTGENS, J., Pipeline Geotechnics – state-of-the-art, 2005, London

- [9] JUNIOR, M., Verificação de critérios de estabilidade de dutos apoiados no leito marinho, Dissertação de Mestrado, Março 2010, Rio de Janeiro
- [10] KEIJSER, E., POVLOSKI, B., ROBLES, M., MOTA, H., Innovative Method for Creating New Deepwater Tie-in Points on Existing Pipeline System, Using Proven Pipeline Repair Equipment, Offshore Technology Conference, Outubro 2011, Rio de Janeiro
- [11] LIENG, J.T. & SOTBERG, T. & BRENNODDEN, H. 1988. Energy based pipe-soil interaction models. SINTEF Report to the American Gas Association.
- [12] LIMA, A., Análise de Dutos Submarinos sujeitos a Vibração Induzida por Vórtices, Dissertação de Mestrado, Junho de 2007, Rio de Janeiro
- [13] LOUREIRO, P., Análise de vãos livres em dutos rígidos, Projeto de Graduação, Fevereiro 2011
- [14] PALMER, A. C., BALDRY, J. A. S., “Lateral Buckling of Axially Constrained Pipelines”, Journal of Petroleum Technology v. 26, n. 11, pp. 1283-1284, Houston, EUA, novembro de 1974
- [15] ROSAS, M., Um Estudo Numérico Experimental para a Avaliação da Interação Solo-Duto, Dissertação de Mestrado, Agosto 2001, PUC, Rio de Janeiro
- [16] SUN, J., JUKES, P., WANG, J., KENNY, W., The Advancements of FEA in Confronting the Deepwater Pipelines Under High Pressure and High Temperature, October 2011, Offshore Technology Conference , Rio de Janeiro
- [17] VERLEY, R., LUND, K., A Soil Resistance Model for Pipelines placed on Clay Soils, 1995



- [18] VERLEY, R.L.P. & SOTBERG, T. 1992. A soil resistance model for pipelines placed on sandy soils. Proc. Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conf, Vol V-A pipeline technology: 123–131
- [19] WAGNER, D.A. MURFF J.D. & BRENNODDEN, H. 1987. Pipe-soil interaction model. Proc. Offshore Technology Conf., Houston, 27–30 April 1987 OTC 5504: 181–190
- [20] Mechanics of Offshore Pipelines, Volume 1: Buckling and Collapse, Stelios Kyriakides and Edmundo Corona, 2007, Elsevier
- [21] <http://www.mbari.org/auv/MappingAUV/images/AUV5.JPG>
- [22] DNV-RP-F109 - On-Bottom Stability Design of Submarine Pipelines, October 2010