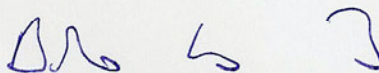


TRATAMENTO DE INCERTEZAS NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE
ESTACAS TORPEDO PARA ANCORAGEM DE SISTEMAS FLUTUANTES NA
EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO *OFFSHORE*

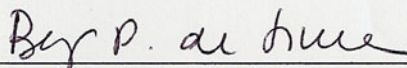
Denise Margareth Kazue Nishimura Kunitaki

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

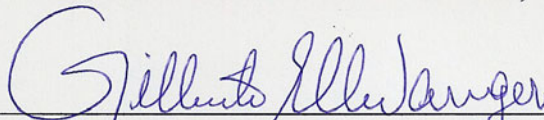
Aprovada por:



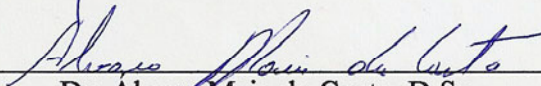
Prof. Breno Pinheiro Jacob, D.Sc.



Profª. Beatriz de Souza Leite Pires de Lima, D.Sc.



Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.



Dr. Alvaro Maia da Costa, D.Sc.



Prof. Murilo Augusto Vaz, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

JULHO DE 2006

KUNITAKI, DENISE M. KAZUE NISHIMURA

Tratamento de Incertezas no Comportamento Dinâmico de Estacas Torpedo para Ancoragem de Sistemas Flutuantes na Exploração de Petróleo *Offshore* [Rio de Janeiro] 2006

XIII, 111p. 29,7cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2006)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Estaca Torpedo
2. Tratamento de Incertezas
4. Aritmética *Fuzzy*

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

“Os riscos têm de ser corridos, pois o maior risco na vida é não arriscar nada. A pessoa que não arrisca nada, não faz nada, não tem nada, não é nada e não se torna coisa alguma. Pode evitar o sofrimento e a tristeza, mas não pode aprender, sentir, modificar-se, crescer, amar e viver. Acorrentado por suas certezas, é um escravo. Foi privado do direito de sua liberdade. Somente a pessoa que arrisca é verdadeiramente livre”.

Leo Buscaglia.

Aos meus queridos pais,
Massai (in memoriam) e Takuo;
ao meu noivo, Hebert e ao Yuki.

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Aos meus orientadores, Breno Pinheiro Jacob e Beatriz de Souza Leite Pires de Lima, pelas imprescindíveis explicações durante a elaboração desta dissertação.

À Petrobras S. A., pelo apoio financeiro.

Ao Dr. Álvaro Maia da Costa, gerente de Métodos Científicos do Cenpes, e ao engenheiro Cláudio dos Santos Amaral, supervisor da Bolsa de Estudos Petrobras, pelo apoio, sugestões e por permitirem o acesso às informações utilizadas na elaboração deste trabalho.

Ao meu querido pais, Takuo e Massai, que sempre me incentivaram e apoiaram.

Ao meu noivo Hebert Yoshiharu Fukayama, pelo amor, companheirismo e dedicação.

Aos meus colegas do Lamcsó, por me auxiliarem nos momentos de dificuldades durante a conclusão do trabalho.

A Luís Alvariño, Júnia Mattos, Taeko, Ellen e Kioci Fukayama pela amizade e apoio em todas as horas.

E a todos que, de alguma forma, colaboraram para a realização deste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

TRATAMENTO DE INCERTEZAS NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE
ESTACAS TORPEDO PARA ANCORAGEM DE SISTEMAS FLUTUANTES NA
EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO *OFFSHORE*

Denise Margareth Kazue Nishimura Kunitaki

Julho/2006

Orientadores: Breno Pinheiro Jacob

Beatriz de Souza Leite Pires de Lima

Programa: Engenharia Civil

A estaca "torpedo" é um elemento de fundação que tem sido considerado recentemente como ponto fixo das linhas de ancoragem de sistemas de produção flutuantes para a exploração de petróleo *offshore*. A estaca é instalada em uma operação de queda livre com o auxílio de embarcações. Os parâmetros do solo envolvidos no modelo de penetração da estaca torpedo contêm incertezas que podem afetar a precisão da profundidade final da penetração obtida pela simulação. Conseqüentemente, este estudo trata das metodologias para a avaliação da sensibilidade da resposta à variação dos parâmetros incertos, visando incorporar técnicas de tratamento formal das incertezas. São empregadas abordagens probabilísticas e "possibilísticas" envolvendo, respectivamente, o método de Monte Carlo e os conceitos da aritmética *fuzzy*.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

UNCERTAINTY TREATMENT IN THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF TORPEDO
PILE FOR FLOATING SYSTEMS ANCHORING IN OFFSHORE PETROLEUM
EXPLOITATION

Denise Margareth Kazue Nishimura Kunitaki

July/2006

Advisors: Breno Pinheiro Jacob

Beatriz de Souza Leite Pires de Lima

Department: Civil Engineering

The “torpedo” pile is a foundation system that has been recently considered to anchor mooring lines of floating production systems for offshore oil exploitation. The pile is installed in a free fall operation from a vessel. The soil parameters involved in the penetration model of the torpedo pile contain some uncertainties that can affect the precision of analysis methods to evaluate its final penetration depth. Therefore, this study deals with methodologies for the assessment of the sensitivity of the response to the variation of the uncertain parameters, aiming to incorporate into the analysis method techniques for the formal treatment of the uncertainties. Probabilistic and “Possibilistic” approaches are considered, involving respectively the Monte Carlo Method and concepts of *Fuzzy Arithmetic*.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XIII
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO	1
1.2 – HISTÓRICO	2
1.3 – OBJETIVOS E METODOLOGIA	4
1.4 – ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	6
CAPÍTULO 2 – SISTEMAS FLUTUANTES <i>OFFSHORE</i>	7
2.1 – GENERALIDADES.....	7
2.2 – PLATAFORMAS FLUTUANTES	9
2.2.1 – <i>Plataforma de Pernas Tensionadas</i>	9
2.2.2 – <i>Spar</i>	10
2.2.3 – <i>Semi-submersível</i>	11
2.2.4 – <i>Navios</i>	12
2.3 – CONFIGURAÇÕES DE LINHAS DE ANCORAGEM.....	14
2.3.1 – <i>Linha de Ancoragem em Catenária</i>	14
2.3.2 – <i>Linha de Ancoragem de Raio Curto (Taut Leg)</i>	14
2.3.3 – <i>Linha de Ancoragem Vertical</i>	15
2.4 – CLASSIFICAÇÃO DE SISTEMAS DE ANCORAGEM.....	16
2.4.1 – <i>Ancoragem com Ponto Único (SPM)</i>	16
2.4.2 – <i>Ancoragem Distribuída (SM)</i>	17
2.5 – FUNDAÇÕES PARA ANCORAGEM DE SISTEMAS FLUTUANTES.....	18
2.5.1 – <i>Estaca Cravada por Sucção</i>	18
2.5.2 – <i>Âncora Convencional</i>	20
2.5.3 – <i>Âncora de Placa</i>	21
2.5.4 – <i>VLA</i>	22
2.5.5 – <i>Estaca Torpedo</i>	24
CAPÍTULO 3 – ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS	27
3.1 – FORMULAÇÕES PARA ANÁLISE LINEAR	27

3.2 – FORMULAÇÕES PARA ANÁLISE NÃO-LINEAR.....	31
3.3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	34
3.3.1 – <i>Tipo de Elemento</i>	36
3.4 – PROCEDIMENTOS DE SOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS.....	37
3.5 – MÉTODOS EXPLÍCITOS DE INTEGRAÇÃO NO TEMPO.....	40
3.5.1 – <i>Método das Diferenças Centrais</i>	40
3.5.2 – <i>Algoritmo de Chung-Lee</i>	42
3.5.3 – <i>Algoritmo de Hulbert-Chung</i>	43
CAPÍTULO 4 – MODELOS DE PENETRAÇÃO.....	45
4.1 – GENERALIDADES.....	45
4.1.1 – <i>Parâmetros do Solo</i>	46
4.1.2 – <i>Resistências Estáticas de Estacas</i>	47
4.1.3 <i>Resistências Estáticas de Linhas de Ancoragem</i>	48
4.2 – MODELO ORIGINAL DE TRUE.....	50
4.2.1 – <i>Procedimento de Solução Original</i>	52
4.3 – MODELO PARA ESTACA DE QUEDA LIVRE.....	53
4.4 – INCORPORAÇÃO DO MODELO PARA SEGMENTOS DE LINHAS DE ANCORAGEM....	54
4.5 – PROCEDIMENTO DE SOLUÇÃO NO DOMÍNIO DO TEMPO.....	56
CAPÍTULO 5 – TRATAMENTO DE INCERTEZAS.....	58
5.1 – GENERALIDADES.....	58
5.1.1 – <i>Abordagem Probabilística</i>	59
5.1.2 – <i>Abordagem Possibilística</i>	60
5.2 – INCERTEZAS NOS PARÂMETROS DO SOLO.....	62
5.3 – MÉTODO DE MONTE CARLO.....	65
5.4 – ARITMÉTICA FUZZY.....	66
CAPÍTULO 6 – APLICAÇÕES.....	69
6.1 – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL.....	69
6.2 – RESUMO DOS CASOS ESTUDADOS.....	70
6.3 – LANÇAMENTO DA ESTACA-TORPEDO ISOLADA.....	72
6.3.1 – <i>Análise Determinística</i>	72
6.3.1.1 – <i>Dados do Modelo</i>	72
6.3.1.2 – <i>Resultado da Análise Determinística</i>	73

6.3.2 – Estudos de Sensibilidade do Modelo de Penetração.....	75
6.3.2.1 – Estudo de Sensibilidade Determinística.....	75
6.3.2.2 – Estudo de Sensibilidade Probabilística.....	78
6.3.3 – Análise Probabilística pelo Método de Monte Carlo.....	81
6.3.4 – Análise Possibilística por Aritmética Fuzzy.....	84
6.3.5 – Comparação dos Resultados Probabilísticos e Possibilísticos.....	85
6.4 – MODELO COMPLETO DO LANÇAMENTO DA ESTACA-TORPEDO.....	89
6.4.1 – Análise Determinística.....	89
6.4.1.1 – Dados da Análise Determinística.....	89
6.4.1.2 - Resultados da Análise Determinística.....	93
6.4.2 – Análise de Incertezas.....	95
6.4.2.1 – Tratamento dos Parâmetros de Entrada.....	95
6.4.2.2 – Tratamento de Incertezas por Aritmética Fuzzy.....	99
6.4.2.3 – Resultados da Análise de Incertezas.....	101
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÃO.....	103
7.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	103
7.2 – RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	105
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	106

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. TLP.	9
FIGURA 2.2. <i>SPAR</i> CONVENCIONAL E <i>SPAR</i> TRELIÇADO.	10
FIGURA 2.3. PROCESSO DE INSTALAÇÃO DE UM <i>SPAR</i>	11
FIGURA 2.4. PLATAFORMA SEMI-SUBMERSÍVEL.	12
FIGURA 2.5. TRANSPORTE DE UMA SEMI-SUBMERSÍVEL PARA O LOCAL DE INSTALAÇÃO.	12
FIGURA 2.6. NAVIO DE PRODUÇÃO (FPSO) E NAVIO <i>FLEX INSTALLER</i>	13
FIGURA 2.7. CONFIGURAÇÃO EM CATENÁRIA X <i>TAUT LEG</i>	15
FIGURA 2.8. <i>TURRET</i>	16
FIGURA 2.9. ESTACAS DE SUÇÃO PARA ANCORAGEM DE <i>RISERS</i>	18
FIGURA 2.10. INSTALAÇÃO DE UMA ESTACA DE SUÇÃO.	19
FIGURA 2.11. ÂNCORA CONVENCIONAL.	20
FIGURA 2.12. ESQUEMA DE ÂNCORA DE PLACA COM SISTEMA DE DETONAÇÃO.	21
FIGURA 2.13. ÂNCORA VLA.	22
FIGURA 2.14. DETALHE DO DISPOSITIVO DE AJUSTE DE ÂNGULO.	22
FIGURA 2.15. ÂNCORA VLA APÓS INSTALAÇÃO.	23
FIGURA 2.16. ESQUEMA DE LANÇAMENTO DE ESTACA PARA ANCORAGEM DE <i>RISERS</i>	25
FIGURA 2.17. LANÇAMENTO DE ESTACA TORPEDO PARA ANCORAGEM DE <i>RISERS</i>	26
FIGURA 2.18. LANÇAMENTO DE ESTACA TORPEDO PARA ANCORAGEM DE <i>MODU</i>	26
FIGURA 4.1. ELEMENTO DE AMARRA ENTERRADO.	48
FIGURA 6.1. VELOCIDADE X DESLOCAMENTO.	74
FIGURA 6.2. PERFIS DE VELOCIDADE E DESLOCAMENTO NO TEMPO.	74
FIGURA 6.3. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS AUMENTANDO OS PARÂMETROS DO SOLO 76	76
FIGURA 6.4. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DIMINUINDO OS PARÂMETROS DO SOLO.	77
FIGURA 6.5. VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO.	78
FIGURA 6.6. 100 SIMULAÇÕES VARIANDO CADA PARÂMETRO SEPARADAMENTE.	79
FIGURA 6.7. SIMULAÇÕES VARIANDO A SENSIBILIDADE EM DIFERENTES PORCENTAGENS.	80
FIGURA 6.8. 1500 VALORES ALEATÓRIOS DA TAXA DE CRESCIMENTO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA GERADOS A PARTIR DA DISTRIBUIÇÃO NORMAL.	81
FIGURA 6.9. 1500 VALORES ALEATÓRIOS DE SENSIBILIDADE GERADOS A PARTIR DA DISTRIBUIÇÃO NORMAL.	82
FIGURA 6.10. DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE VELOCIDADE AOS 12S DE SIMULAÇÃO. ...	83

FIGURA 6.11. DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE DESLOCAMENTO AOS 12S DE SIMULAÇÃO.	83
FIGURA 6.12. FUNÇÃO DE PERTINÊNCIA DOS PARÂMETROS S_{U_k} E S_{Tl}	85
FIGURA 6.13. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.	87
FIGURA 6.14. ESQUEMA COMPLETO DE LANÇAMENTO.	89
FIGURA 6.15. MALHA INICIAL GERADA PELO SITUA.	92
FIGURA 6.16. DETALHE: ESTACA TORPEDO E LINHAS DE ANCORAGEM E LANÇAMENTO. .	93
FIGURA 6.17. COMPARAÇÃO DOS DADOS REAIS COM OS CALCULADOS PELO PROSIM. ..	94
FIGURA 6.18. INSTANTE FINAL DE PENETRAÇÃO DO SISTEMA DE LANÇAMENTO.	95
FIGURA 6.19. DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DA TAXA DE CRESCIMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.	96
FIGURA 6.20. DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES DE SENSIBILIDADE.	97
FIGURA 6.21. TESTE DE NORMALIDADE DOS VALORES DE S_{U_k}	98
FIGURA 6.22. TESTE DE NORMALIDADE DOS VALORES DE S_{Tl}	98
FIGURA 6.23. S_{U_k} FUZZY TRIÂNGULAR.	99
FIGURA 6.24. S_{Tl} FUZZY TRIANGULAR.	100
FIGURA 6.25. REPRESENTAÇÃO FUZZY TRIANGULAR DOS VALORES DE PENETRAÇÃO. ...	101

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1. MÉTODO DAS DIFERENÇAS CENTRAIS.	40
TABELA 3.2. ALGORITMO DE DIFERENÇAS CENTRAIS PARA CASOS NÃO AMORTECIDOS..	41
TABELA 3.3. ALGORITMO DE CHUNG-LEE.....	42
TABELA 3.4. PROCEDIMENTO DE SOLUÇÃO DE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	42
TABELA 3.5. PROCEDIMENTO DE SOLUÇÃO DE HULBERT-CHUNG.	44
TABELA 4.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ARGILAS EM RELAÇÃO À SENSIBILIDADE.....	47
TABELA 4.2. PROCEDIMENTO DE SOLUÇÃO PROPOSTO POR TRUE.	52
TABELA 4.3. PROCEDIMENTO DE SOLUÇÃO NO DOMÍNIO DO TEMPO.	57
TABELA 5.1. SIMULAÇÃO DO MÉTODO DE MONTE CARLO.	65
TABELA 6.1. DADOS DA ESTACA.....	72
TABELA 6.2. DADOS DO SOLO.....	72
TABELA 6.3. ESTUDO DE SENSIBILIDADE DETERMINÍSTICA.....	77
TABELA 6.4. ESTUDO DE SENSIBILIDADE PROBABILÍSTICA.	80
TABELA 6.5. VALORES UTILIZADOS NA FUNÇÃO DE PERTINÊNCIA DOS PARÂMETROS S_{U_k} E S_{T_i}	84
TABELA 6.6. RESULTADOS DA ANÁLISE <i>FUZZY</i>	85
TABELA 6.7. PARÂMETROS ESTATÍSTICOS DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	86
TABELA 6.8. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	87
TABELA 6.9. COMPOSIÇÃO DA LINHA DE LANÇAMENTO.	90
TABELA 6.10. COMPOSIÇÃO DA LINHA DE ANCORAGEM.	90
TABELA 6.11. DADOS DA ESTACA TORPEDO.	91
TABELA 6.12. DADOS DO SOLO.....	91
TABELA 6.13. DADOS ESTATÍSTICOS DOS PARÂMETROS DE ENTRADA.	97
TABELA 6.14. VALORES DAS FUNÇÕES DE PERTINÊNCIA.	100
TABELA 6.15. RESULTADOS DA ANÁLISE <i>FUZZY</i>	101

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO

A evolução de plataformas fixas para unidades flutuantes, causada pela exploração de petróleo em águas profundas, trouxe a necessidade de desenvolver e aprimorar os sistemas de ancoragem e, conseqüentemente, novos elementos da fundação foram requeridos como pontos fixos das linhas da ancoragem. Dentre eles, a estaca torpedo foi recentemente adotada como ponto fixo de ancoragem de unidades estacionárias de produção. O custo de instalação desta estaca apresenta baixa sensibilidade ao aumento da lâmina d'água [1], portanto, torna-se economicamente viável a sua aplicação em águas profundas.

O projeto de uma estaca torpedo requer ferramentas computacionais para a previsão de sua penetração, seguida do cálculo de cargas aplicadas no topo pela linha de ancoragem, incluindo a configuração da catenária invertida do trecho enterrado; e, finalmente, o cálculo de capacidade de carga, que inclui a análise de tensões nos diversos pontos da estaca, sobretudo nos pontos críticos, como o de aplicação da carga e de ligação entre aleta e tubo. Cada uma dessas etapas é acompanhada de ensaios de laboratório e de campo. Dessa forma, é imprescindível aprimorar os métodos computacionais para que estas etapas sejam representadas de forma realista através de simulações, minimizando a realização de ensaios.

Os modelos geotécnicos empregados para prever a profundidade de penetração da estaca, tal como o modelo dinâmico de penetração proposto por True [2] utiliza parâmetros do solo cujos valores são considerados determinísticos.

Entretanto, as propriedades do solo apresentam um grau significativo de variabilidade, que pode afetar a precisão da resposta dada pelo método de simulação. Conseqüentemente, é necessário estudar técnicas para tratar as incertezas dos parâmetros do solo, e para associar estas técnicas ao modelo analítico/numérico de penetração da estaca torpedo.

1.2 – HISTÓRICO

Recentemente, as indústrias de petróleo enfrentam o desafio de desenvolver atividades de produção em águas profundas e ultra-profundas. Em águas rasas, a solução tradicional consiste no emprego de plataformas fixas, tais como as estruturas metálicas conhecidas como jaquetas, cujo sistema de fundação é formado por estacas cravadas através de suas pernas, por exemplo [3]. No entanto, a descoberta de petróleo em águas cada vez mais profundas, como ocorre na Bacia de Campos, e a dificuldade de instalação de plataformas fixas em tais profundidades, decorreu na adoção de plataformas flutuantes, como as semi-submersíveis, TLPs (*Tension Leg Platform*), *Spars* e FPSOs (*Floating Production, Storage and Offloading*).

As plataformas flutuantes podem ter suas posições mantidas por diferentes tipos de sistemas de ancoragem, que por sua vez, podem empregar diferentes tipos de elementos de fundação como ponto fixo de ancoragem. As plataformas semi-submersíveis e as unidades FPSO, por exemplo, podem utilizar sistemas de ancoragem com linhas em configurações de catenária ou *taut leg*. As linhas de ancoragem em uma configuração de catenária de peso transmitem, basicamente, cargas horizontais ao sistema da fundação. Este fator introduz maior flexibilidade na seleção do tipo apropriado de elemento de fundação. Entretanto, o raio de ancoragem (distância horizontal, medida no fundo do mar, do centro da plataforma ao ponto fixo de ancoragem) é relativamente grande; aproximadamente duas a três vezes a profundidade da água. Conseqüentemente, a aplicação de configurações em catenária pode não ser praticável em águas profundas ou ultra-profundas, devido ao aumento do peso das linhas de ancoragem, e também devido aos problemas de instalação que podem surgir em locais congestionados, isto é, com diversas plataformas muito próximas (como no caso de alguns campos de petróleo na Bacia de Campos).

A configuração *taut leg* foi proposta para evitar estas inconveniências. Esta configuração, onde as linhas não estão soltas, permite o uso de comprimentos menores de linhas. Quando associado ao uso de novos materiais (tais como as fibras de poliéster) [4], há redução considerável no peso do sistema de ancoragem. Além disso, devido ao ponto de fixação das linhas não estar em contato com o fundo do mar, e poder alcançar

inclinações em torno de 45°, o raio de ancoragem é tipicamente igual à profundidade da água, sendo consideravelmente menor que em configurações em catenária.

Entretanto, as configurações *taut leg* podem transmitir cargas verticais ao sistema da fundação. Este é também o caso das TLPs, que são ancoradas por tendões verticais. Conseqüentemente, deve-se ter cuidado na seleção dos tipos de elementos de fundação capazes de suportar as componentes verticais das cargas transmitidas pelas linhas.

Dentre os elementos de fundação que são aplicados em sistemas de águas profundas, têm-se: estacas de sucção e VLAs (*Vertically Loaded Anchor*) [5]. Entretanto, para a instalação de estacas de sucção em águas profundas, são relatadas algumas dificuldades quanto ao efeito de massa adicionada e ao período de ressonância do sistema de içamento, na profundidade de instalação, que pode se aproximar do período dominante da onda no local [6]. As VLAs têm uma instalação mais fácil, mas requerem procedimentos de arraste que podem impedir seu posicionamento correto, principalmente em áreas congestionadas por muitas plataformas.

O conceito de estaca torpedo foi proposto [1] como solução para suportar as componentes verticais das cargas transmitidas pelas linhas e, ao mesmo tempo, contornar os problemas associados a outros tipos de fundações. A estaca torpedo consiste simplesmente de uma tubulação metálica de ponta fechada, dotada de aletas, preenchida com sucata de aço e concreto [7].

A instalação é realizada por queda livre da estaca a partir de uma determinada altura de lançamento, portanto, não requer procedimentos de arraste tais como empregados em VLAs.

Além disso, a presença de um olhal, interno ou externo, no topo da estaca permite que cargas horizontais e verticais possam ser aplicadas; dessa forma as linhas da ancoragem podem assumir uma configuração *taut leg* que, como mencionado anteriormente, é a melhor alternativa para plataformas semi-submersíveis e unidades FPSOs em águas profundas e em locais congestionados.

1.3 – OBJETIVOS E METODOLOGIA

O objetivo deste trabalho é associar métodos de tratamento de incertezas a um modelo de penetração, de modo a representar a variabilidade na resposta causada pelas incertezas contidas nos parâmetros do solo, e avaliar sua influência no comportamento dinâmico observado no procedimento de instalação de linhas de ancoragem com estacas torpedo.

Duas abordagens diferentes são consideradas para o tratamento das incertezas do modelo de penetração. A primeira é probabilística, baseada no método de Monte Carlo; e segunda, é "possibilística", a partir de conceitos de conjuntos *fuzzy* e aritmética *fuzzy*.

Para alcançar tal objetivo, efetuou-se neste trabalho uma seqüência de atividades. Inicialmente, diferentes procedimentos de tratamento de incertezas foram associados ao modelo de penetração de estacas torpedo isoladas, implementados em código Matlab, juntamente com um esquema de integração no tempo. O objetivo de modelar isoladamente a estaca, isto é, sem modelar explicitamente as linhas; é avaliar o modelo de penetração e verificar a aplicabilidade dos procedimentos propostos.

Em uma segunda etapa, o modelo de penetração foi incorporado em uma ferramenta computacional para modelação do procedimento de instalação de linhas de ancoragem, e de solução no domínio do tempo. Para isto, tomou-se como ponto de partida o código do programa PROSIM (Programa de Simulação Numérica do Comportamento de Unidades Flutuantes Ancoradas) [8], desenvolvido de forma cooperativa por pesquisadores do LAMCSO (Laboratório de Métodos Computacionais e Sistemas *Offshore*) do Programa de Engenharia Civil da COPPE e do CENPES/Petrobras.

O PROSIM é um programa de análise dinâmica não-linear no domínio do tempo, baseado em uma formulação acoplada que incorpora, em uma única estrutura de código e de dados, um modelo hidrodinâmico para a representação do casco da unidade flutuante, e modelos de elementos finitos para a representação rigorosa das linhas. Associado à interface gráfica SITUA [9], o sistema SITUA-PROSIM está

especialmente orientado para a simulação numérica de procedimentos de instalação de sistemas *offshore*, e para a análise em situações de avaria.

Com a incorporação do modelo de penetração ao código do programa PROSIM, é possível analisar o comportamento dinâmico de todo o conjunto de linhas e estaca (estaca torpedo, linha de lançamento e linha de ancoragem) envolvido no procedimento de instalação, isto é, lançamento e penetração.

Finalmente, o método de tratamento de incertezas é também incorporado ao código do programa PROSIM, de modo a permitir a avaliação das incertezas associadas aos parâmetros do solo no comportamento dinâmico do procedimento de instalação.

1.4 – ORGANIZAÇÃO DA TESE

O capítulo 2 contém um resumo dos principais sistemas flutuantes de produção

No capítulo 3, são apresentados os fundamentos das formulações para análise dinâmica linear e não-linear por elementos finitos, bem como as estratégias de solução comumente empregadas para a obtenção da resposta dinâmica.

O capítulo 4 apresenta o modelo adotado para descrever a penetração da estaca. Primeiramente, descrevendo-se a formulação analítica apresentada originalmente por True [2] e, em seguida, um procedimento numérico de solução no domínio do tempo.

O capítulo 5 descreve as metodologias de tratamento de incertezas, bem os parâmetros do solo que são considerados incertos.

No capítulo 6, são apresentados os resultados das aplicações destes conceitos para o tratamento das incertezas, começando com os resultados de estudos paramétricos determinísticos, probabilísticos e possibilísticos; a fim avaliar a sensibilidade da resposta à variação dos parâmetros incertos e, em seguida, um estudo de caso real avaliado de forma determinística e possibilística.

Finalmente, o capítulo 8 apresenta as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2 – SISTEMAS FLUTUANTES OFFSHORE

2.1 – GENERALIDADES

Um sistema flutuante *offshore* é um conjunto formado por unidades marinhas de exploração, produção e/ou armazenamento de petróleo, *risers* e linhas de ancoragem.

Para a exploração e produção de petróleo em águas profundas são utilizadas, freqüentemente, estruturas flutuantes, uma vez que as estruturas fixas apresentam limitações técnicas e/ou econômicas com o aumento da profundidade. A escolha do tipo de unidade está relacionada à lâmina d'água em que a mesma deve ser instalada, condições de mar, relevo do fundo do mar, finalidade do poço, disponibilidade de apoio logístico e, principalmente, à relação custo/benefício.

As unidades flutuantes utilizadas em atividades *offshore* podem ser temporárias ou permanentes. Para exploração são utilizadas as plataformas temporárias como as MODUs (*Mobile Drilling Unit*) e para produção, as UEPs (Unidades Estacionárias de Produção).

Dependendo do tipo de unidade, MODU ou UEP, seu posicionamento é garantido por um sistema de ancoragem, ou dinamicamente através de propulsores e sistema de localização por satélite. Entretanto, a utilização de posicionamento dinâmico em unidades de produção, deve estar restrita a locais onde o relevo do fundo do mar, as características geotécnicas do solo marinho ou os carregamentos ambientais não permitem a adoção de um sistema de ancoragem, pois o alto consumo de combustível necessário para manter os propulsores ligados continuamente pode inviabilizar o uso do posicionamento dinâmico.

As linhas de um sistema de ancoragem podem ter uma composição homogênea ou heterogênea (mais usada em águas profundas visando minimizar o peso suspenso), normalmente formada por amarras, cabos de aço, cabos sintéticos (poliéster) ou uma combinação dos três. Na terminação das linhas de ancoragem, são utilizadas âncoras ou estacas, e nos trechos intermediários podem ser encontrados alguns acessórios para a conexão de tramos de materiais diferentes.

Existem vários modelos de configuração de linhas possíveis para a utilização em ancoragem de estruturas *offshore*. De acordo com a configuração geométrica, as linhas podem ser classificadas como ancoragens em catenária (convencional), ancoragens de raio curto (*taut leg*) e ancoragens verticais (utilizando tendões). Para cada tipo de geometria, está relacionado um tipo apropriado de elemento de fundação.

Dessa forma, a concepção de um elemento de fundação considera a direção de aplicação das cargas, o procedimento de instalação a ser utilizado dependendo das interferências no local, condições geotécnicas, custos, entre outros.

As definições dos sistemas flutuantes e dos tipos de fundações são apresentadas nos itens a seguir.

2.2 – PLATAFORMAS FLUTUANTES

2.2.1 – Plataforma de Pernas Tensionadas

Uma plataforma TLP (*Tension Leg Platform*), Figura 2.1, é uma estrutura flutuante que é mantida em sua posição por tendões conectados a um sistema de fundação e tracionadas no topo pela força resultante entre peso e empuxo (restauração hidrostática). Esta tração deve ser mantida ao longo de todo seu comprimento a fim de evitar a desconexão no fundo do mar. Seu casco é semelhante ao da plataforma semi-submersível.

O grau de flutuação da plataforma, [10], possibilita que as pernas se mantenham tracionadas, reduzindo severamente o movimento da plataforma e permitindo que as operações de perfuração e de completação sejam iguais às das plataformas fixas, ou seja, o controle e intervenção nos poços são feitos na plataforma e não no fundo do mar. Desta forma, torna-se desnecessária a utilização de embarcações com posicionamento dinâmico para a intervenção nos poços, o que ocorre quando é utilizada a completação molhada em que as árvores de natal ficam no fundo do mar.

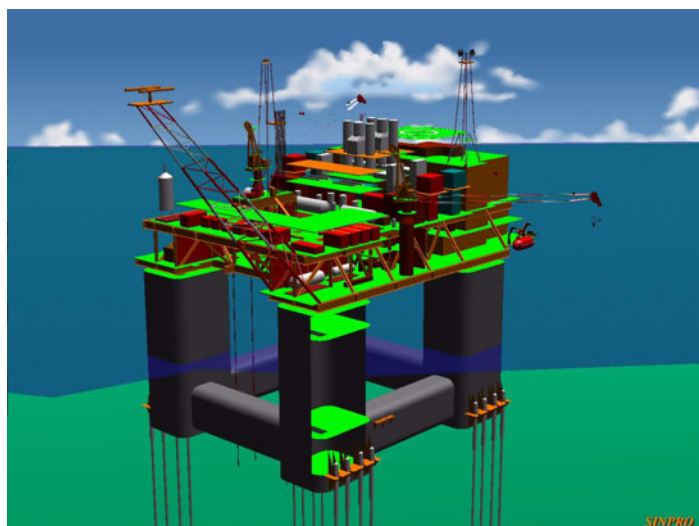


Figura 2.1. TLP.

2.2.2 – Spar

São plataformas constituídas de estruturas cilíndricas submersas com conveses instalados no topo. Há vários tipos de *spar*s, dentre eles, o clássico ou convencional e o treliçado (*Truss Spar*). O clássico é composto de um cilindro vertical de aço, enquanto o treliçado (Figura 2.2) possui parte do cilindro substituído por uma treliça tubular de aço, que visa não só diminuir o peso da estrutura, como também, diminuir a força de arraste nesta região [11].

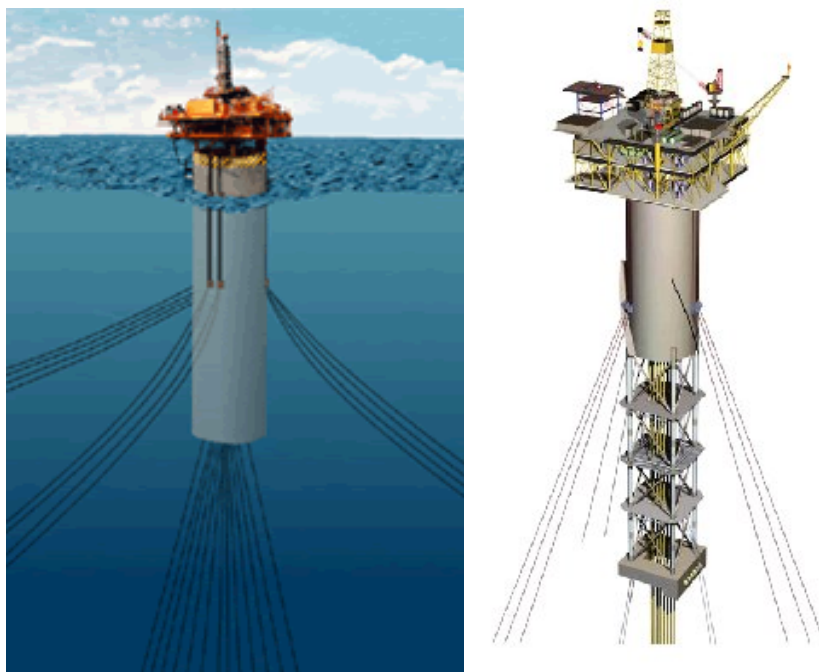


Figura 2.2. Spar convencional e spar treliçado.

O processo de instalação de um *spar* está apresentado na Figura 2.3.

A primeira etapa é a pré-instalação do sistema de ancoragem. O *spar* é puxado por um rebocador (devido a sua flutuação) até o seu local de instalação, é verticalizado e conectado às linhas de ancoragem que se encontram em espera através de bóias [12]. Por fim, realizam-se as operações de posicionamento vertical, como o lastreamento, a fim de se garantir a restrição de movimento nesta direção, o que gera apenas pequenos movimentos verticais e, conseqüentemente, possibilita a adoção de *risers* rígidos de produção. Neste tipo de plataforma, há utilização de supressores de vórtices em torno do cilindro com o objetivo de inibir vibrações induzidas pelo fenômeno de *vortex shedding* decorrente principalmente da ação de correntes marinhas.

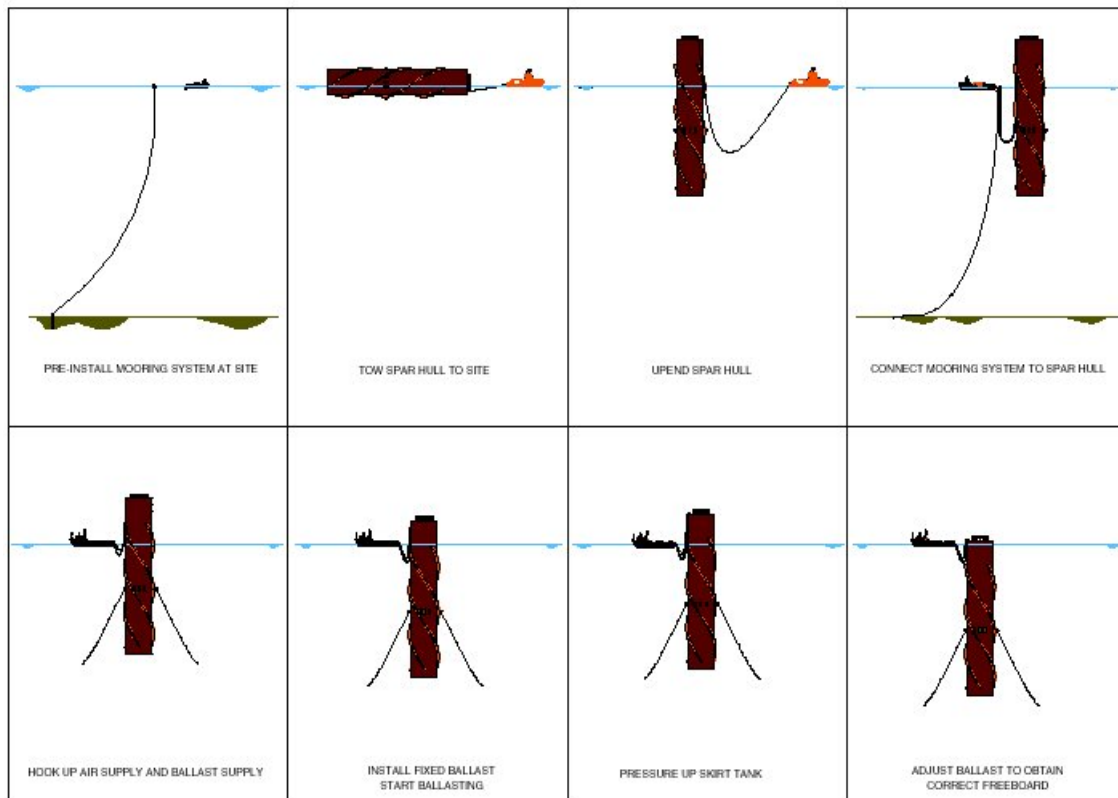


Figura 2.3. Processo de instalação de um spar.

2.2.3 – Semi-submersível

Estas plataformas podem ser de perfuração (MODUs) ou produção (UEPs), dependendo das facilidades de produção que nelas são montadas. O posicionamento é garantido através de linhas de ancoragem ligadas a pontos fixos ao fundo do mar ou por DPS (*Dynamic Positioning System*).

Uma semi-submersível é constituída de um convés montado sobre flutuadores (Figura 2.4), denominados *pontoons*, sobre os quais se apóiam as colunas, que por sua vez, sustentam os conveses. Os flutuadores são compartimentados em tanques com finalidades de oferecer lastro e flutuação à plataforma. Dessa forma, sua profundidade pode ser alterada através do bombeio de água para o tanque de lastro.

São transportadas ao local de instalação com o auxílio de embarcações (Figura 2.5).



Figura 2.4. Plataforma semi-submersível.



Figura 2.5. Transporte de uma semi-submersível para o local de instalação.

2.2.4 – Navios

Os navios podem ser de perfuração, produção e/ou armazenamento, dependendo do tipo de equipamentos que neles são instalados. Assim, tem-se o FSO (*Floating Storage and Offloading*), que é um navio responsável por armazenar a produção de outra plataforma, e o FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*), navio maior da Figura 2.6, que é dotado de equipamentos de produção.



Figura 2.6. Navio de produção (FPSO) e navio *flex installer*.

A posição desses navios é garantida por DPS (*Dynamic Positioning System*) ou por meio de linhas de ancoragem. O sistema de ancoragem pode ser, por exemplo, do tipo *turret* ou DICAS (*Differentiated Compliance Anchoring System*).

2.3 – CONFIGURAÇÕES DE LINHAS DE ANCORAGEM

2.3.1 – Linha de Ancoragem em Catenária

Ancoragem em catenária de peso é a técnica convencionalmente utilizada em operações de produção ou perfuração, com a vantagem de possibilitar maiores passeios da embarcação sem a necessidade do uso de âncoras com elevado poder de garra. Isto decorre do fato de que este tipo de ancoragem possui um raio relativamente grande (cerca de 3 vezes a altura da lâmina d'água), e o próprio atrito do trecho de linha apoiado no solo já absorve as solicitações do carregamento ambiental, sem chegar a solicitar as âncoras, em condições normais de operação.

A principal desvantagem do uso de ancoragem em catenária é o congestionamento de linhas de unidades próximas, que interferem diretamente no posicionamento das mesmas; além da interferência de linhas com equipamentos submarinos.

2.3.2 – Linha de Ancoragem de Raio Curto (*Taut Leg*)

A configuração *taut leg* é adotada com o propósito de contornar as desvantagens do sistema em catenária. Neste tipo de ancoragem, a linha se encontra mais retesada, com um ângulo de topo de aproximadamente 45° com a vertical, tendo assim uma projeção horizontal menor. Dessa forma, esta configuração é muito utilizada em águas profundas.

Além disso, este tipo de ancoragem proporciona uma maior rigidez ao sistema, sendo o passeio da embarcação limitado a *offsets* menores. No entanto, as âncoras a serem utilizadas precisam resistir a altas cargas verticais.

A adoção deste sistema implica em diminuição de custos com linhas de ancoragem, pois requer comprimentos menores e, devido ao raio de ancoragem ser mais curto (aproximadamente igual à altura da lâmina d'água), podem ser instaladas em áreas congestionadas.

A Figura 2.7 mostra um esquema comparativo das configurações em catenária e *taut leg*.

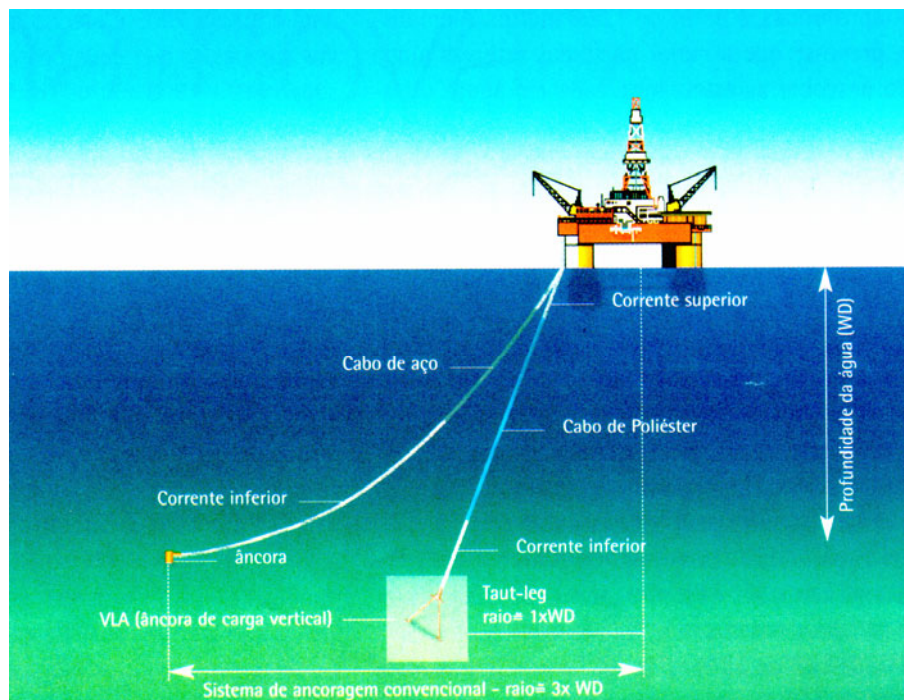


Figura 2.7. Configuração em catenária x *taut leg*.

2.3.3 – Linha de Ancoragem Vertical

Este tipo de configuração utiliza tendões verticais, que estão sempre tracionados devido ao excesso de empuxo proveniente da parte submersa da embarcação. É usado principalmente em plataformas tipo TLP (*Tension Leg Platform*), mas também pode ser adotado por bóias, monobóias, entre outras.

Os tendões proporcionam alta rigidez no plano vertical e baixa rigidez no plano horizontal. A força de restauração no plano horizontal é fornecida pela componente horizontal da força de tração nos tendões.

2.4 – CLASSIFICAÇÃO DE SISTEMAS DE ANCORAGEM

2.4.1 – Ancoragem com Ponto Único (SPM)

A ancoragem SPM (*Single Point Mooring*) é mais utilizada em unidades FSO ou em navios petroleiros convertidos em unidades FPSO, pois permitem que a embarcação se alinhe com o carregamento ambiental, minimizando as forças sobre o casco.

Existem vários tipos de ancoragem em um único ponto, sendo definidos basicamente três tipos: ancoragem com *turret*, CALM (*Catenary Anchor Leg Mooring*) e SALM (*Single Anchor Leg Mooring*).

No sistema de ancoragem com *turret* (Figura 2.8), todas as linhas de ancoragem e *risers* são conectadas no *turret* que, essencialmente, faz parte da estrutura a ser ancorada. O *turret* permite que a embarcação gire em torno das linhas. Ele pode ser montado interna ou externamente à embarcação.

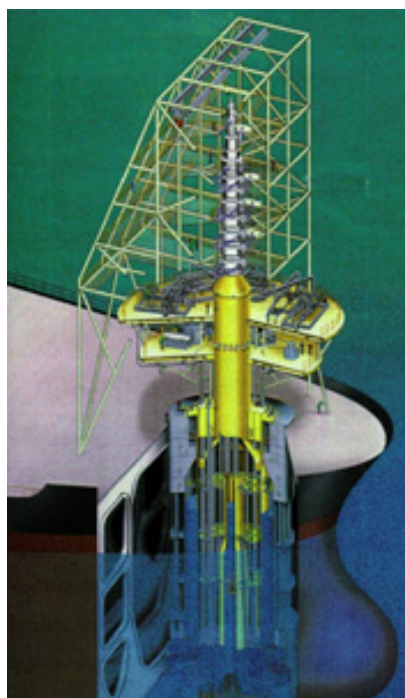


Figura 2.8. Turret.

O sistema CALM consiste numa bóia de grandes dimensões conectado a um número de linhas de ancoragem em catenária. Um cabo sintético é utilizado para fazer a amarração entre a bóia e o navio. Este sistema é limitado em sua capacidade de resistir às condições ambientais, quando a reação da bóia for totalmente diferente da resposta do navio sob influência da onda. Assim, quando as condições do mar alcançam certa magnitude, é necessário desconectar o navio. Para evitar essas limitações, podem ser empregadas forquilhas (*yoke*) de acoplamento estruturais rígidas com articulações para ligar o navio à parte superior da bóia. A articulação rígida elimina movimentos horizontais entre a bóia e o navio.

O sistema SALM emprega um sistema de *riser* vertical que possui ampla capacidade de flutuação próxima à superfície e, algumas vezes, na superfície, mantido por um *riser* pré-tensionado. O sistema basicamente emprega um *riser* articulado com uma forquilha de acoplamento rígida. Também é possível utilizar uma configuração onde o empuxo dos flutuadores age no topo do *riser*, e estes funcionam como um pêndulo invertido.

2.4.2 – Ancoragem Distribuída (SM)

A ancoragem SM (*Spread Mooring*) é, freqüentemente, utilizada por plataformas semi-submersíveis em operações de perfuração e produção [13]. Neste sistema, as linhas de ancoragem se encontram distribuídas em torno da embarcação, de modo a resistir a carregamentos ambientais vindos de quaisquer direções. Assim, os efeitos de cargas ambientais independem da direção de incidência sobre a plataforma.

Uma recente concepção de ancoragem para navios pode também adotar linhas distribuídas como no caso das plataformas semi-submersíveis, apesar dos navios sofrerem maior influência em relação à direção do carregamento. Este sistema é conhecido como DICAS (*Differentiated Compliance Anchoring System*) [13], fornecendo um alinhamento parcial com a direção de carregamento ambiental mais desfavorável. O sistema DICAS utiliza diferentes níveis de rigidez para a popa e proa do navio. Essa diferença de rigidez é obtida por meio de conveniente arranjo das linhas de amarração e com diferentes pré-tensões, permitindo que o navio se alinhe com a resultante das condições ambientais.

2.5 – FUNDAÇÕES PARA ANCORAGEM DE SISTEMAS FLUTUANTES

2.5.1 – Estaca Cravada por Sucção

Este tipo de estaca é constituída de um cilindro aberto no fundo e fechado no topo, onde se acopla uma bomba de sucção.

As primeiras estacas cravadas por sucção para ancoragem permanente foram instaladas em 1995 em lâmina d'água em torno de 100 a 200 metros em linhas em catenária [6].

No entanto, foram em águas profundas que se apontaram as principais vantagens desse tipo de instalação em relação aos utilizados até então. Diante do elevado custo da cravação de estacas com o uso de martelos em águas profundas e a substituição das plataformas fixas pelas flutuantes, adotou-se a estaca cravada por sucção como solução economicamente viável.

As primeiras estacas cravadas por sucção em águas profundas [6] foram instaladas em 1997 para ancoragem do tipo *taut leg* em cabos de poliéster das plataformas P-19 e P-26, no Campo de Marlin (Bacia de Campos), Figura 2.9.



Figura 2.9. Estacas de sucção para ancoragem de risers.

A instalação pode ser realizada por uma embarcação provida de guindaste (Figura 2.10) ou lançada da popa. Ocorre a penetração de parte da estaca por peso

próprio, seguida da acoplagem do ROV com bomba de sucção que evacua a água existente no interior da estaca, causando a redução da pressão interna.

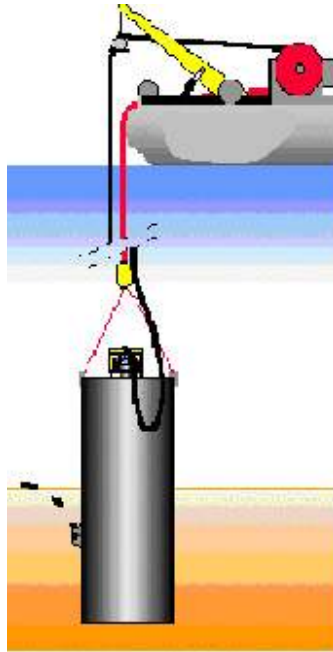


Figura 2.10. Instalação de uma estaca de sucção.

A penetração ocorre [14] quando o diferencial de pressão hidrostática desenvolvida no topo da estaca (causado pela redução da pressão interna) excede a resistência do solo. Para argilas moles, a taxa de penetração pode ultrapassar 20m por hora, entretanto, em média essa taxa está em torno de 10m por hora.

Apesar de terem sido desenvolvidas para argilas moles de baixa permeabilidade, estas estacas podem também ser instaladas em areias.

A resistência à penetração, a uma certa profundidade, é linearmente proporcional ao diâmetro da estaca [14]. A sucção requerida é a força de cravação (adicionada ao peso da estaca) dividida pela seção transversal interna da estaca. A sucção requerida é proporcional ao quadrado do diâmetro da estaca. Conseqüentemente, a força de cravação por sucção aumentará mais que a resistência à penetração, quando o diâmetro da estaca aumentar.

No entanto, segundo Sparrevik [6], a instalação desse tipo de estaca em águas profundas traz alguns inconvenientes como a massa adicional devido à água aprisionada no interior do cilindro e a necessidade de se garantir que o período de ressonância do

sistema de içamento na profundidade de instalação seja diferente do período de onda dominante no local.

Este sistema permite que a carga da linha de ancoragem seja aplicada em qualquer ângulo, desde cargas quase horizontais de linhas de ancoragem em catenária a cargas quase verticais de TLPs. Dessa forma, são muito aplicadas em ancoragem de linhas tipo *taut leg* (em que os ângulos de carregamento estão entre 30 e 50°).

2.5.2 – Âncora Convencional

São instaladas por arrasto por meio de uma embarcação que é responsável por lançar e puxar a âncora. Estas âncoras, Figura 2.11, são constituídas de uma haste, que fornece o ângulo de ataque para o seu enterramento no solo; de uma garra, que serve para mobilizar a capacidade de carga do solo; de um cepo, que impede a rotação da mesma após seu enterramento no leito marinho e uma coroa, que é responsável pela rigidez da âncora.

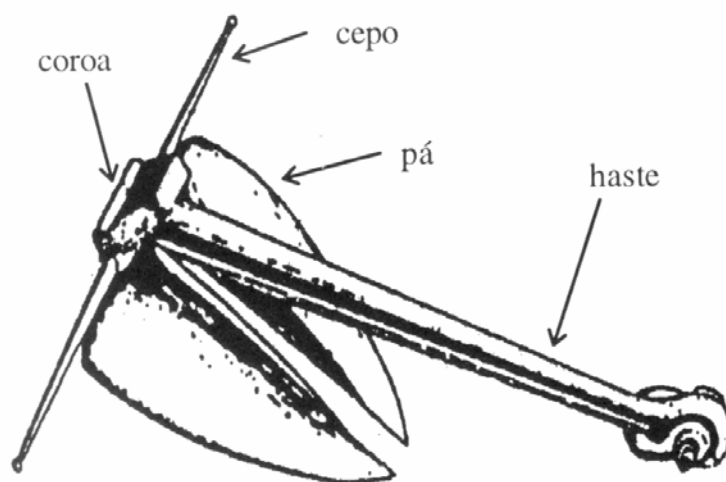


Figura 2.11. Âncora convencional.

Segundo [15], nos solos de baixa compactidade ou consistência, o carregamento se distribui uniformemente em toda a superfície da garra; por outro lado, em solos cimentados, toda transferência de esforços pode se concentrar em apenas uma pequena área de contato. Independentemente do tipo de solo, a âncora deve ter o máximo alinhamento com o leito marinho [15]. Por não resistirem às componentes de cargas verticais, tais âncoras são utilizadas em linhas de ancoragem por catenária de peso.

2.5.3 – Âncora de Placa

Conhecida também como PEA (*Plate Embedment Anchor*), esta âncora é utilizada pela marinha americana e têm sido estudada para implantação pela indústria *offshore*.

Estas âncoras não são instaladas por arrasto como as convencionais, são instaladas por cravação com auxílio de martelos ou pelo uso de explosivos [16]. A instalação através de martelos não é aconselhável para lâminas d'água acima de 50 metros, pois os martelos comuns necessitam de prolongadores e o uso de martelos para trabalhos submersos torna a instalação economicamente inviável.

No caso do uso de explosivos, é necessário verificar se existe uma camada de solo de baixa resistência que possa dissipar a energia de impacto da âncora e impedir sua penetração em uma camada mais resistente. A âncora com o dispositivo de detonação é ilustrada na Figura 2.12.

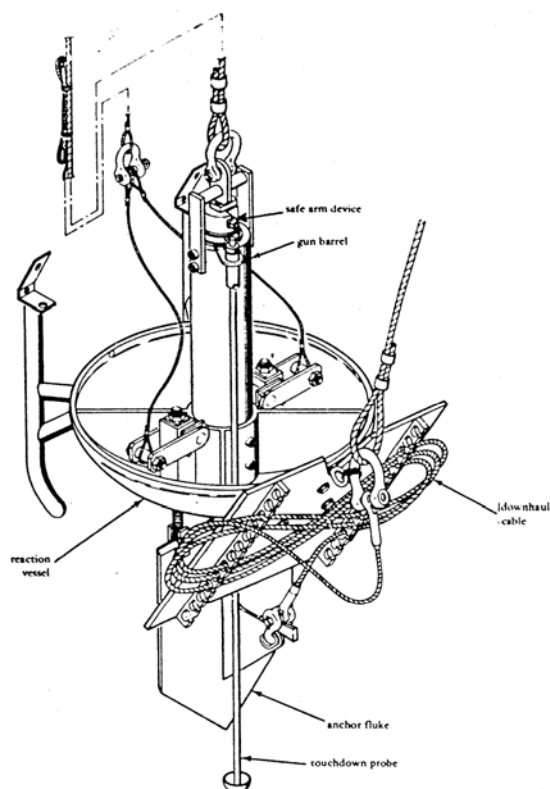


Figura 2.12. Esquema de âncora de placa com sistema de detonação.

2.5.4 – VLA

O uso cada vez maior de ancoragens *taut leg*, fez surgir a necessidade de se desenvolver um sistema de ancoragem que suportasse cargas com componentes verticais. Uma solução foi a utilização das âncoras VLA (*Vertically Loaded Anchor*), conforme ilustra a Figura 2.13.



Figura 2.13. Âncora VLA.

Estas âncoras possuem cabos, substituindo a haste rígida das âncoras convencionais, dotados de um dispositivo que permite a mudança do ângulo de aplicação da carga para que a mesma incida na direção normal à placa [17], como se vê na Figura 2.14.

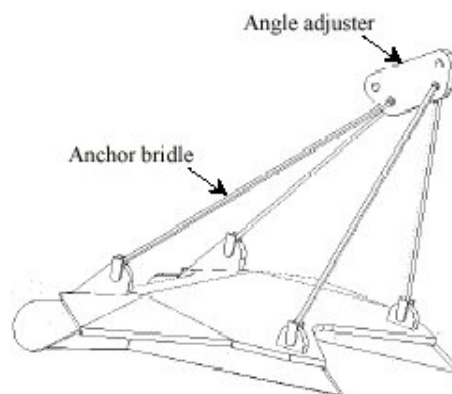


Figura 2.14. Detalhe do dispositivo de ajuste de ângulo.

A instalação, Figura 2.15, ocorre de forma semelhante à âncora convencional, puxando-se a âncora como auxílio de embarcações até atingir a carga prevista para a

instalação. A direção de carregamento é, então, mudada para se tornar perpendicular à placa. Com o carregamento agindo nesta posição, o comportamento será igual ao de uma âncora de placa.

É interessante que a instalação seja realizada com o sistema de ancoragem definitivo, a fim de facilitar a ligação entre a âncora e a plataforma. No entanto, quando se utiliza o sistema de linhas de ancoragem do tipo *taut leg* com cabo de poliéster, essa operação não é possível, pois o cabo irá absorver parte da carga aplicada durante o arraste. Neste caso, são usadas duas linhas de instalação, uma é conectada à embarcação que realiza a instalação, e a outra fica de espera em outro barco. Ao final do processo, o pino da manilha é rompido e a linha de espera é ligada a uma bóia para, posteriormente ser conectada à plataforma.

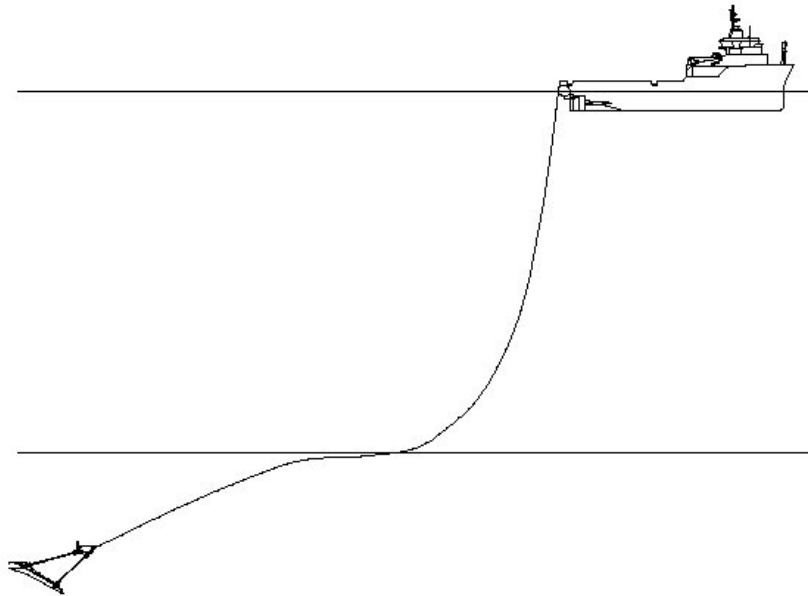


Figura 2.15. Âncora VLA após instalação.

As âncoras VLAs são mais utilizadas para ancorar UEPs do tipo semi-submersíveis e MODUs com capacidade última de carga entre 5 a 8MN.

Para permitir a instalação dessas âncoras em áreas congestionadas, locais onde a presença de outras plataformas ou da própria plataforma (no caso de reinstalação) impede a realização de operações de arraste, é possível realizar a instalação em outro sentido e rotacionar para a situação desejada, como demonstram [18].

2.5.5 – Estaca Torpedo

O conceito de estaca torpedo foi desenvolvido pela Petrobras com o objetivo de diminuir custos de fabricação e instalação de fundações em águas profundas.

Este sistema de fundações foi criado para ser instalado por queda livre em argilas moles, como é o caso da argila normalmente adensada que compõe o solo marinho da Bacia de Campos.

É uma estaca de aço tubular de ponta cônica, preenchida com uma mistura de sucata de aço de várias dimensões e concreto, cuja dosagem é efetuada com o objetivo de atingir a maior massa específica possível. Na parte superior, existe um olhal que, segundo [7], permite que a carga de ancoragem seja aplicada em qualquer direção. No torpedo para ancoragem de *risers*, o olhal é interno, enquanto nos torpedos projetados para ancorar MODU (T-MODU) e UEP (T-UEP), o olhal é acoplado externamente.

Estas estacas foram inicialmente aplicadas para ancoragem de *risers* flexíveis e MODUs. Para estes casos, necessita-se somente de um rebocador para realizar o transporte e o lançamento, isto significa uma diminuição do número de meios navais a serem utilizados e, pelo fato do tempo de instalação ser menor que o de outros tipos de fundações, o custo de utilização desses meios navais é reduzido. Além disso, este tipo de instalação não requer operações de arraste, como é o caso das âncoras; dessa forma os torpedos podem ser instalados em áreas congestionadas sem que haja a interferência das linhas de ancoragem já existentes na região. Verificou-se [1] que estas estacas não sofrem influência significativa do aumento da lâmina d'água na qual o sistema é instalado, o que possibilita a instalação das mesmas em águas ultra-profundas sem necessitar de equipamentos submarinos especiais ou embarcações de apoio de grande porte.

Para obter certificação como ponto fixo de ancoragem de UEP, foram realizadas simulações computacionais, testes de campo com estacas instrumentadas e ensaios em modelo reduzido.

As primeiras estacas torpedo para ancoragem de UEP foram instaladas como pontos fixos das linhas de ancoragem do FPSO P-50, em lâmina d'água de 1290 metros no Campo de Albacora Leste, Bacia de campos.

A instalação do torpedo para ancoragem de *risers* se procede, primeiramente, pela descida do mesmo até uma determinada profundidade do piso marinho (Figura 2.16), denominada de altura de queda, prendendo-se a linha de lançamento no primeiro *Shark Jaw* e fazendo a alça de tiro, comprimento necessário para o lançamento e a penetração da estaca, que é presa ao segundo *Shark Jaw*. Após verificar a posição do alvo, a estaca é liberada através da abertura do primeiro *Shark Jaw*. As estacas para ancoragem de UEP são lançadas de forma semelhante, porém sem a alça de tiro e com a linha de ancoragem já conectada.

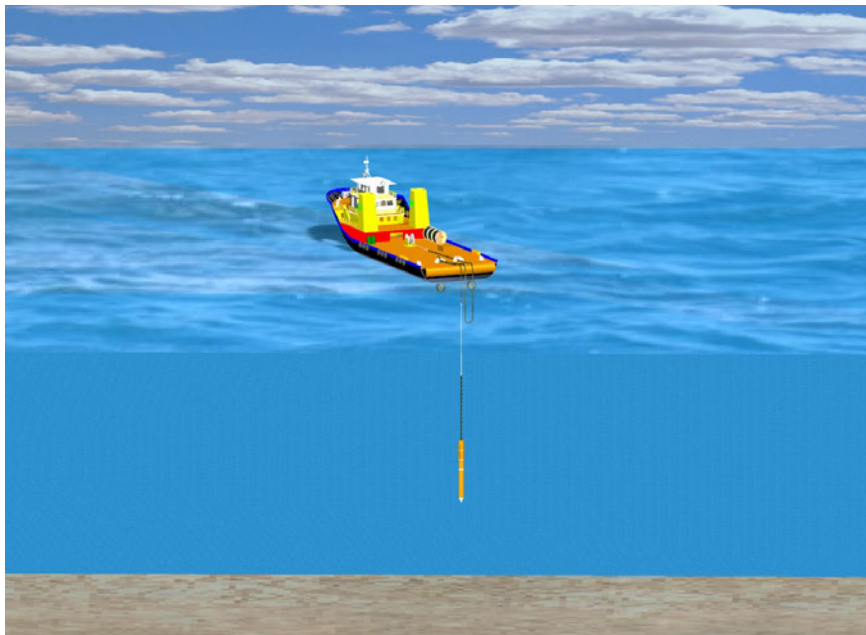


Figura 2.16. Esquema de lançamento de estaca para ancoragem de *risers*.

Este processo de instalação é monitorado [19] por uma interface gráfica de pré e pós processamento, que integra três módulos independentes de cálculo necessários para o projeto de pontos fixos de ancoragem. O primeiro calcula a penetração da estaca a partir da análise da desaceleração da mesma após atingir o leito marinho, já o segundo faz a estimativa das cargas atuantes e fornece a configuração da catenária invertida que é formada pela linha de ancoragem no interior do solo e o último realiza a análise estrutural da estaca.

As características de dois tipos de estacas são [7]: para ancoragem de *risers* flexíveis, como o torpedo da Figura 2.17, foram usados tubos de 30” com 12m de comprimento, peso total de 240kN e capacidade de carga de 1400kN; com o mesmo diâmetro e comprimento, porém providos de quatro aletas verticais de 0,45m de largura

e 9m de comprimento, peso total de 420kN e capacidade de carga de 3000kN, foram fabricados os torpedos (Figura 2.18) para ancoragem de MODU.



Figura 2.17. Lançamento de estaca torpedo para ancoragem de *risers*.



Figura 2.18. Lançamento de estaca torpedo para ancoragem de MODU.

CAPÍTULO 3 – ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

Este capítulo apresenta os fundamentos das formulações para análise linear e não-linear de estruturas por elementos finitos, assim como os fundamentos das estratégias de solução comumente empregadas em problemas dinâmicos. Estas formulações são as adotadas na ferramenta computacional empregada para a modelação do procedimento de instalação de linhas de ancoragem, e de solução no domínio do tempo.

3.1 – FORMULAÇÕES PARA ANÁLISE LINEAR

A análise linear considera deslocamentos e deformações suficientemente pequenos para admitir a configuração inicial (não deformada) próxima à configuração final do corpo, bem como comportamento elástico-linear do material, ao menos no domínio das deformações impostas. Nesta hipótese, existem relações lineares entre tensões e deformações. A violação de qualquer uma dessas premissas confere caráter não-linear ao problema.

A formulação diferencial do problema elástico-linear é estabelecida por quinze equações [20], das quais seis são relações entre deformações e deslocamentos, seis são equações constitutivas e três são equações de equilíbrio.

As relações entre deformações e deslocamentos, em notação indicial, são dadas por:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (3.1)$$

Onde u_i são as componentes do vetor de deslocamentos e ε_{ij} as componentes do tensor de deformações. A fim de garantir um campo de deslocamentos contínuo e unívoco, as componente de deformação devem obedecer às relações de compatibilidade [21] expressas por:

$$\varepsilon_{ij,kl} + \varepsilon_{kl,ij} - \varepsilon_{ki,lj} - \varepsilon_{lj,ki} = 0 \quad (i, j, k, l = 1, 2, 3) \quad (3.2)$$

As equações constitutivas são relações entre tensões τ_{ij} e deformações e caracterizam o comportamento do material. Essas relações são dadas por:

$$\tau_{ij} = \lambda \delta_{ij} \varepsilon_{kk} + 2G \varepsilon_{ij} \quad (i, j, k, = 1,2,3; \text{somatório em } k) \quad (3.3)$$

Onde λ e G são as constantes de Lamé, e δ é o delta de Kronecker.

As demais equações estabelecem as condições de equilíbrio estático em um ponto interno à estrutura. Essas equações são obtidas através do equilíbrio entre as forças internas (resultantes das tensões) e as forças externas (de volume) que atuam sobre um elemento infinitesimal do corpo [22].

$$\tau_{ij,j} + f_i = 0 \quad (i, j, = 1,2,3; \text{somatório em } j) \quad (3.4)$$

Em um problema dinâmico, acrescentam-se à equação (3.4) os efeitos da parcela de forças de inércia:

$$\tau_{ij,j} + f_i = \mu \ddot{u}_i \quad (3.5)$$

Onde μ é a massa específica, e \ddot{u}_i são as componentes do vetor de acelerações.

As equações (3.1), (3.2) e (3.4) correspondem a um problema de valor de contorno, devendo ser atendidas em todo domínio Ω , ou seja, em todos os pontos situados no volume ocupado pelo corpo no espaço. A solução deve atender também às condições de contorno essenciais e naturais do problema. As condições essenciais prescrevem deslocamentos \bar{u} aplicados ao corpo em uma determinada região Γ_u do contorno, sendo dadas por:

$$u_i(x,y,z) = \bar{u}_i \quad (i = 1,2,3) \quad (3.6)$$

As condições naturais dizem respeito às forças de superfície \mathbf{f}^F , aplicadas na região Γ_f da superfície do corpo, e são dadas por:

$$\tau_{ij}n_j = f_i \quad (i, j = 1,2,3; \text{somatório em } j) \quad (3.7)$$

Onde n_j são as componentes do vetor normal à superfície.

O problema elástico-estático, em sua formulação diferencial, é dado por:

$$\begin{cases} \tau_{ij,j} + f_i^B = 0 & \text{em } \Omega \\ u_i = \bar{u}_i & \text{em } \Gamma_u \\ \tau_{ij}n_j = f_i^F & \text{em } \Gamma_f \end{cases} \quad (i, j = 1,2,3; \text{somatório em } j) \quad (3.8)$$

Esse problema pode ser resolvido analiticamente em termos dos deslocamentos ou das tensões [21]. Na abordagem mais usual, em termos de deslocamentos, faz-se uso das equações constitutivas e das relações entre deformações e deslocamentos para expressar as equações de equilíbrio em função dos deslocamentos. As condições de contorno naturais devem também ser expressas em função dos deslocamentos. A solução consiste em obter um campo de deslocamentos que atenda às três equações de equilíbrio e às condições de contorno. Uma vez resolvido o problema, o campo de deformações é obtido através das relações (3.1). Com o uso de (3.3) determina-se o campo de tensões.

Em geral, não é possível a obtenção de uma solução analítica, seja por um procedimento direto como descrito acima, seja pelo uso do método inverso, que consiste em fixar a priori um campo de tensões ou deslocamentos e a partir deles obter as forças de superfície correspondentes. Essa impossibilidade de obtenção da solução analítica para problemas gerais leva ao uso de métodos numéricos. Será abordado mais adiante o método dos elementos finitos.

Para tanto, primeiramente, é obtida a formulação integral do problema a partir de sua formulação diferencial, que pode ser obtida pelo método dos resíduos ponderados [23], base do método de Galerkin, ou princípios variacionais [24], que formam a base para o método de Ritz. Esses métodos são equivalentes [25] e conduzem a seguinte formulação:

$$\int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\tau} d\Omega - \int_{\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^B d\Omega - \int_{\Gamma_f} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^{\Gamma} d\Gamma = 0 \quad (3.9)$$

Onde $\delta \mathbf{u}$ representa uma pequena variação no campo de deslocamentos, compatível com as condições de contorno essenciais. Portanto $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$, é a correspondente variação no campo de deformações. Na equação (3.9), a primeira integral representa o trabalho virtual das forças internas, a segunda, o trabalho virtual das forças de massa, e a última, o trabalho virtual das forças de superfície.

Na formulação integral, a consideração do problema dinâmico é feito através do acréscimo da parcela referente ao trabalho virtual das forças de inércia. Esta parcela equivale à primeira integral em (3.10).

$$\int_{\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mu \ddot{\mathbf{u}} d\Omega + \int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\tau} d\Omega - \int_{\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^B d\Omega - \int_{\Gamma_f} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^F d\Gamma = 0 \quad (3.10)$$

Resolver o conjunto de equações diferenciais (3.8) implica obter uma função \mathbf{u} contínua para o campo de deslocamentos, tal que suas derivadas primeiras também sejam contínuas no domínio Ω , para que as derivadas de \mathbf{u} presentes em (3.8) sejam definidas em todo o domínio. A formulação integral (3.9) é menos rigorosa por somente exigir continuidade da função \mathbf{u} e não de suas derivadas, isso porque envolve derivadas de menor ordem que (3.8). Por esta razão, a formulação integral é dita fraca, ao passo que a formulação diferencial é dita forte. Pode-se demonstrar [23] a existência e unicidade da solução do problema elástico-estático em (3.8).

3.2 – FORMULAÇÕES PARA ANÁLISE NÃO-LINEAR

A natureza da não linearidade na análise estrutural pode ter origem física ou geométrica. Quando o material do qual é constituído o corpo não apresenta comportamento elástico-linear, ou seja, não obedece a Lei de Hooke, o problema é dito não linear físico. Dentro deste contexto, cabe destacar o problema elasto-plástico, caracterizado por deformações grandes o suficiente para conduzir o material à plastificação, situação em que passam a ocorrer deformações residuais permanentes, a despeito mesmo de um comportamento linear na fase elástica.

Quando os deslocamentos são grandes a ponto de não se poder mais admitir coincidentes a configuração inicial (não deformada) e a final do corpo, o problema é dito não linear geométrico. Esta última hipótese pode até levar ao surgimento de novos vínculos na estrutura, caracterizando o problema de contato. Cabe dar destaque, também, ao comportamento não linear que surge quando forças não conservativas são aplicadas à estrutura.

Problemas geometricamente não-lineares requerem que as relações cinemáticas entre deformações e deslocamentos contenham termos de segunda ordem [26]. Isso pode ser feito de uma variedade de formas. Duas aproximações comuns são a formulação Lagrangeana total (LT) e a formulação Lagrangeana atualizada (LA) [27]. A formulação LT usa a configuração inicial indeformada da estrutura como referência para todas as quantidades físicas. A energia interna do sistema é descrita usando o produto entre o segundo tensor de tensões de Piola-Kirchhoff e o tensor de deformações de Green. A formulação LA é um procedimento incremental que refere todas as quantidades físicas à última configuração calculada. Cada passo da solução é seguido pela atualização da configuração e mudança na configuração de referência. A energia interna do sistema na configuração atual de referência é descrita usando o produto entre o tensor de tensões de Cauchy e o tensor de deformações de Almansi. Uma solução Lagrangeana é também usada para cada passo, mas a configuração de referência é o mesmo do início do passo. Configurações intermediárias podem ser usadas como referência, mas isso raramente é feito.

Na análise linear, a formulação integral do problema elástico pode utilizar a configuração atual do corpo, porque deslocamentos e deformações, suficientemente pequenos, permitem confundi-la com a configuração inicial. No entanto, a priori, a configuração atual é desconhecida. Com o uso da formulação Lagrangeana total é possível adotar a configuração inicial (conhecida) por referência, tomando medidas e calculando derivadas e integrais diretamente nesta configuração.

Ao contrário da análise linear, a análise não linear admite diferentes métodos para medir a deformação do material. A propriedade da deformação de se anular na presença de movimento de corpo rígido, principalmente quando este implicar em rotações, é apontada como pré-requisito para uma medida eficiente de deformação [28]. Pode-se demonstrar que no caso da análise não linear, havendo grandes rotações, o tensor de deformações lineares, definido em (3.1), não atende a este princípio. A medida de deformação utilizada em problemas que tratam de grandes rotações, quando o material for elástico e obediente à Lei de Hooke é a deformação de Green-Lagrange [29].

O tensor de deformações de Green-Lagrange ε_G é definido como uma medida da variação do quadrado do comprimento de uma fibra infinitesimal do material de que é constituído o corpo [30]. Em notação indicial, a expressão para o tensor de deformações de Green-Lagrange é dada por

$$\varepsilon_{Gij} = \frac{1}{2} \left[({}^0u_{i,j} + {}^0u_{j,i}) + {}^0u_{k,i} {}^0u_{k,j} \right] \quad (i, j = 1,2,3) \quad (3.11)$$

Na equação (3.11), o subscrito 0 colocado à esquerda indica que as derivadas são feitas com respeito às coordenadas Lagrangeanas.

O tensor de tensões de Cauchy τ é uma medida de força por unidade de área, ambas tomadas na configuração atual. Ele se relaciona com o tensor de deformações lineares ε através da equação (3.3). Naturalmente, estes tensores só podem ser utilizados na formulação Lagrangeana atualizada. Uma vez que na formulação Lagrangeana total, a área é medida na configuração inicial, embora a força continue sendo tomada na configuração atual. Para contornar esse problema, é definido o segundo tensor de tensões de Piola-Kirchhoff \mathbf{S} , capaz de mensurar força por unidade de área indeformada, e que goza da propriedade da simetria.

Assumindo que o carregamento aplicado é conservativo, tem-se a seguinte expressão para formulação Lagrangeana total do problema [20]:

$$\int_{0\Omega} \delta_0 \boldsymbol{\varepsilon}_G^T \mathbf{S} d_0\Omega - \int_{0\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^B d_0\Omega - \int_{0\Gamma_f} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^\Gamma d_0\Gamma = 0 \quad (3.12)$$

A parcela referente ao trabalho virtual das forças de inércia deve ser acrescentada em uma análise dinâmica. Esta parcela equivale à primeira integral em (3.12).

$$\int_{0\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} d_0\Omega + \int_{0\Omega} \delta_0 \boldsymbol{\varepsilon}_G^T \mathbf{S} d_0\Omega - \int_{0\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^B d_0\Omega - \int_{0\Gamma_f} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}^\Gamma d_0\Gamma = 0 \quad (3.13)$$

3.3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos [19] consiste em subdividir o domínio Ω em subdomínios Ω_e , ou seja, em elementos finitos discretos interconectados por pontos nodais. Desta forma, a estrutura é dividida em elementos, constituindo uma malha.

Para análise linear, as equações (3.8) ou (3.9) são empregadas no nível de elemento com condições de contorno definidas na superfície do elemento. Os deslocamentos são medidos em um sistema de coordenadas locais x, y, z , onde se assume uma função de interpolação de deslocamentos no interior de cada elemento em termos dos deslocamentos de um dos seus pontos nodais. Define-se assim o campo de deslocamentos \mathbf{u} em função dos deslocamentos nodais, valendo a mesma interpretação para os campos de deformação e tensão.

Fazendo uso do Princípio dos Trabalhos Virtuais (3.9) com as definições da interpolação dos campos de deslocamento e deformação para cada elemento finito, pode-se chegar à equação de equilíbrio correspondente aos deslocamentos globais dos pontos nodais:

$$\mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{R} \quad (3.14)$$

sendo

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_B + \mathbf{R}_S - \mathbf{R}_I + \mathbf{R}_C \quad (3.15)$$

Onde \mathbf{K} é a matriz de rigidez, \mathbf{R} é o vetor de cargas composto pelos efeitos de forças de corpo \mathbf{R}_B , forças de superfície \mathbf{R}_S , tensões iniciais \mathbf{R}_I e cargas concentradas \mathbf{R}_C .

A equação (3.14) foi estabelecida para o equilíbrio estático do conjunto de elementos. Considerando agora que as forças aplicadas podem variar com o tempo, e com isso os deslocamentos também, a equação (3.15) estabelece então o equilíbrio para um valor específico do tempo. No entanto, se as cargas forem aplicadas rapidamente, com relação às frequências naturais do sistema, forças de inércia precisam ser consideradas, ou seja, um problema dinâmico deve ser resolvido. Usando o princípio de

D'Alembert inclui-se as forças de inércia ao elemento como parte de suas forças de corpo. As equações de equilíbrio são nesse caso:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{R} \quad (3.16)$$

Onde \mathbf{R} e \mathbf{U} são dependentes do tempo. A matriz \mathbf{M} é a matriz de massa da estrutura.

Em uma medida real da resposta dinâmica da estrutura observa-se que há dissipação de energia durante a vibração, o que em análise de vibrações é usualmente levado em conta pela introdução da forças viscosas (forças de amortecimento dependentes da velocidade). Com isso, as equações de equilíbrio passam a ter a seguinte forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{R} \quad (3.17)$$

Onde \mathbf{C} é a matriz de amortecimento da estrutura. Na prática é difícil, quando não impossível, determinar para uma estrutura qualquer os parâmetros de amortecimento. Por essa razão, a matriz de amortecimento em geral não é formada pela reunião das matrizes de amortecimento dos elementos, como as matrizes de massa e rigidez, mas sim construída a partir das matrizes de massa e rigidez a partir de coeficientes escalares que podem ser calibrados a partir de resultados experimentais. Define-se assim a expressão do amortecimento proporcional de Rayleigh

$$\mathbf{C} = \alpha_m \mathbf{M} + \alpha_k \mathbf{K} \quad (3.18)$$

Seguindo os mesmos passos básicos na derivação das equações de elementos finitos empregados na análise linear e partindo-se da formulação Lagrangeana total, chega-se às seguintes equações:

$$({}_0\mathbf{K}_L + {}_0\mathbf{K}_{NL})\mathbf{U} = \mathbf{R} - {}_0\mathbf{F} \quad (3.19)$$

Para análise dinâmica são acrescentados os termos de inércia e de amortecimento:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + ({}_0\mathbf{K}_L + {}_0\mathbf{K}_{NL})\mathbf{U} = \mathbf{R} - {}_0\mathbf{F} \quad (3.20)$$

Onde \mathbf{K}_L e \mathbf{K}_{NL} são as parcelas linear e não linear da matriz de rigidez respectivamente.

3.3.1 – Tipo de Elemento

Na descrição geométrica e elaboração de um modelo de elementos finitos para linhas de ancoragem considera-se que estes componentes apresentam uma das dimensões (o comprimento) muito maior do que as demais (que definem a seção transversal). Com isso, podem ser empregados elementos tridimensionais de treliça ou pórtico.

A seleção do tipo de elemento apropriado irá depender da capacidade de resistência à flexão da linha, geralmente muito menor do que a resistência aos esforços axiais. Em *risers* flexíveis e linhas de ancoragem, que é o foco deste trabalho, a rigidez à flexão pode usualmente ser desprezada, o que justifica o uso de elementos de treliça. Em *risers* rígidos e tendões, a rigidez à flexão deve ser considerada, o que leva ao emprego de elementos não-lineares de pórtico espacial.

3.4 – PROCEDIMENTOS DE SOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS

Em sistemas contínuos o comportamento dinâmico é representado por um modelo matemático, que consiste em um problema de Valor Inicial e de Contorno, que incorpora um conjunto de equações diferenciais parciais hiperbólicas: as equações de equilíbrio, as equações constitutivas, e as equações de deformação-deslocamento, associadas a um conjunto de condições iniciais e de contorno.

A resposta deste problema será obtida pela utilização de métodos numéricos que discretizam as equações diferenciais no espaço e no tempo. É usual efetuar essas discretizações de forma independente.

A discretização espacial visa reduzir as equações diferenciais parciais a um sistema de equações diferenciais ordinárias semi-discretas. O método comumente empregado neste procedimento é o Métodos de Elementos Finitos, como descrito nos itens anteriores.

A discretização no tempo, feita já sobre as equações diferenciais ordinárias semi-discretas, possibilita a integração destas equações no tempo. Tal integração significa discretizar no tempo as equações de movimento supondo que o equilíbrio é satisfeito apenas em um determinado número de instantes separados por intervalos discretos; e assumir um comportamento para a variação das incógnitas (deslocamentos, velocidades e acelerações) ao longo de cada um destes intervalos.

A equação do movimento pode ser escrita da seguinte forma:

$$\mathbf{F}^I(t) + \mathbf{F}^{Int}(t) = \mathbf{R}(t) \quad (3.21)$$

Onde $\mathbf{F}^I(t)$ são as forças inerciais; $\mathbf{F}^{Int}(t)$ são os esforços internos resistentes do sistema estrutural, incluindo as forças de amortecimento e as forças elásticas:

$$\mathbf{F}^{Int}(t) = \mathbf{F}^D(t) + \mathbf{F}^E(t) \quad (3.22)$$

A parcela $\mathbf{R}(t)$ corresponde às forças externas aplicadas à estrutura. Considera-se que as forças elásticas incorporam também os efeitos dos esforços devido às tensões iniciais.

Em geral, a equação (3.21) é escrita em função dos deslocamentos $\mathbf{U}(t)$, velocidades $\dot{\mathbf{U}}(t)$ e acelerações $\ddot{\mathbf{U}}(t)$ nodais. Para problemas lineares, a equação (3.21) equivale à equação (3.17), com:

$$\mathbf{F}^l(t) = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t)$$

$$\mathbf{F}^{int}(t) = \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t)$$

Os problemas não-lineares de dinâmica estrutural são governados por uma equação semelhante à (3.20), que pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{F}^{int}(\mathbf{U}(t), \dot{\mathbf{U}}(t)) = \mathbf{R}(t) \quad (3.23)$$

Onde $\mathbf{F}^{int}(\mathbf{U}(t), \dot{\mathbf{U}}(t))$ é o vetor dos esforços internos nodais correspondente ao estado de tensões na configuração corrente e $\mathbf{R}(t)$ refere-se ao carregamento externo aplicado aos pontos nodais na mesma configuração. Os vetores $\mathbf{F}^{int}(t)$ e $\mathbf{R}(t)$ incorporam as não-linearidades envolvidas no problema. No vetor $\mathbf{F}^{int}(t)$ estão as não-linearidades geométrica e/ou física, uma vez que este vetor é uma função não-linear do vetor de deslocamentos e de velocidades. O vetor $\mathbf{R}(t)$ considera a não-linearidade devida à variação das cargas externas com a geometria.

Estas equações de movimento, já discretizadas no espaço, mas ainda contínuas no tempo, são equações diferenciais ordinárias, compondo um Problema de Valor Inicial onde se deseja determinar o histórico de respostas do sistema estrutural ao longo do tempo satisfazendo à equação (3.23) e às seguintes condições iniciais:

$$\mathbf{U}(0) = \mathbf{U}_0 \text{ e } \dot{\mathbf{U}}(0) = \dot{\mathbf{U}}_0 \quad (3.24)$$

Onde \mathbf{U}_0 e $\dot{\mathbf{U}}_0$ são os valores iniciais para os deslocamentos e velocidades, respectivamente. Caso as acelerações iniciais $\ddot{\mathbf{U}}_0$ não sejam conhecidas, podem ser determinadas a partir da relação:

$$\ddot{\mathbf{U}}_0 = \mathbf{M}^{-1}[\mathbf{R}(0) - \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}_0 - \mathbf{K}\mathbf{U}_0] \quad (3.25)$$

A resposta do sistema estrutural ao longo do tempo é obtida utilizando-se um método de integração apropriado para resolver o Problema de Valor Inicial definido ao final do Capítulo anterior. Os aspectos básicos destes procedimentos de integração serão mostrados a seguir.

Na integração direta, as equações em (3.21) são integradas usando um procedimento numérico passo-a-passo, o termo “direta” significa que para a integração numérica nenhuma transformação das equações foi feita. Em sua essência, a integração direta é baseada em duas idéias: primeiro, em lugar de tentar satisfazer (3.21) em qualquer tempo, busca-se satisfazer essas equações apenas em intervalos discretos de tempo; segundo, é assumida uma variação nos deslocamentos, velocidades e acelerações em cada intervalo de tempo.

De maneira geral, os métodos de integração direta podem ser classificados com explícitos ou implícitos. Os métodos de integração explícitos são aqueles em que o cálculo dos deslocamentos no instante $t + \Delta t$ é baseado na condição de equilíbrio no tempo t , o que torna as equações desacopladas.

Por outro lado, os métodos de integração implícitos são aqueles em que o cálculo dos deslocamentos no instante $t + \Delta t$ é baseado na condição de equilíbrio também no instante $t + \Delta t$, com isso um sistema de equações deve ser resolvido. Em problemas não-lineares a solução deste sistema não é imediata, uma vez que se trata de um sistema de equações diferenciais ordinárias não-lineares. É preciso usar procedimentos específicos para o tratamento das não linearidades. Podem-se empregar, para solução deste sistema, técnicas iterativas semelhantes às utilizadas para problemas estáticos, através de uma formulação incremental-iterativa. Dentro da classificação genérica das formulações incrementais-iterativas são englobadas várias estratégias que buscam garantir o equilíbrio dinâmico. A obtenção da resposta dinâmica não-linear recai na montagem e solução de uma série de sistemas de equações algébricas não-lineares.

Para a aplicação considerada neste trabalho, que trata da análise do procedimento de instalação de linhas de ancoragem, e envolve a análise de uma situação transiente, os algoritmos explícitos são adequados. O item a seguir irá descrever os métodos explícitos considerados neste trabalho.

3.5 – MÉTODOS EXPLÍCITOS DE INTEGRAÇÃO NO TEMPO

3.5.1 – Método das Diferenças Centrais

O método explícito comumente mais utilizado é o Método das Diferenças Centrais. A idéia central consiste em subdividir o período (T) de análise da equação de movimento em n intervalos Δt iguais ($\Delta t = T/n$), de forma que a equação de movimento seja satisfeita em cada intervalo discreto. Sendo \mathbf{a}_n , \mathbf{v}_n e \mathbf{d}_n , as aproximações dos valores de aceleração $\ddot{\mathbf{U}}(t)$, velocidade $\dot{\mathbf{U}}(t)$ e deslocamento $\mathbf{U}(t)$ exatos; no tempo n e \mathbf{f}_{n+1} a aproximação de $\mathbf{R}(t)$ no tempo $n + 1$, o Método de Diferenças Centrais para casos não amortecidos é dado conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Método das Diferenças Centrais.

$$\mathbf{a}_{n+1} = \mathbf{M}^{-1}[\mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{K}(\mathbf{d}_n + \Delta t \mathbf{v}_n + \frac{1}{2} \Delta t^2 \mathbf{a}_n)] \quad (3.26)$$

$$\mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \Delta t \mathbf{v}_n + \frac{1}{2} \Delta t^2 \mathbf{a}_n \quad (3.27)$$

$$\mathbf{v}_{n+1} = \mathbf{v}_n + \frac{1}{2} \Delta t (\mathbf{a}_n + \mathbf{a}_{n+1}) \quad (3.28)$$

Essas equações são lineares, mesmo em problemas não-lineares. Se a matriz de massa for diagonal, estas equações representam um sistema desacoplado de equações algébricas no qual cada componente da solução pode ser computada independentemente. Técnicas de integração explícita em geral requerem pouca memória e comunicação, o que favorece a implementação em computadores de arquitetura paralela, entretanto são condicionalmente estáveis e requerem um passo de tempo Δt tal que:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \quad (3.29)$$

Onde ω_{max} é a maior frequência natural do sistema, sendo obtida do problema de autovalor $\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})$. Se a equação (3.29) não for satisfeita o método será instável. A solução diverge exponencialmente.

Tabela 3.2. Algoritmo de Diferenças Centrais para casos não amortecidos.

(a) Cálculos iniciais

1. Montagem da matriz de massa \mathbf{M}

2. Inicialização de \mathbf{d}_0 , \mathbf{v}_0 , \mathbf{f}_0 e \mathbf{a}_0 , onde:

$$\mathbf{a}_0 = \mathbf{M}^{-1}[\mathbf{f}_0 - \mathbf{K}\mathbf{d}_0];$$

3. Seleciona incremento de tempo (Δt) apropriado, $\Delta t < \Delta t_{\text{critico}}$

(b) Para cada passo de tempo

1. Calcula as acelerações no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$\mathbf{a}_{n+1} = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{f}_n - \mathbf{K}(\mathbf{d}_n + \Delta t \mathbf{v}_n))$$

3. Calcula os deslocamentos no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$\mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \Delta t \mathbf{v}_n + \frac{1}{2} \Delta t^2 \mathbf{a}_n$$

4. Calcula as velocidades no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$\mathbf{v}_{n+1} = \mathbf{v}_n + \frac{1}{2} \Delta t (\mathbf{a}_n + \mathbf{a}_{n+1})$$

5. $n \leftarrow n + 1$, vai para b, (1).

O Método da Diferença Central (MDC), apresenta algumas desvantagens, comuns a grande maioria dos métodos explícitos, como a necessidade de se utilizar um incremento de tempo muito pequeno para evitar problemas de estabilidade do algoritmo, como mostrado na equação (3.29).

O MDC apresenta ainda uma desvantagem adicional que é o fato de ser um algoritmo que não possui dissipação numérica. O propósito da dissipação numérica é reduzir as respostas espúrias que são oscilações numéricas (não-físicas) provocadas por erros associados à utilização de um método numérico [31]. A ausência da dissipação numérica faz com que em determinados casos as oscilações se acentuem dificultando a avaliação dos resultados.

3.5.2 – Algoritmo de Chung-Lee

Chung e Lee [32] propuseram uma família de métodos explícitos de integração para problemas lineares e não-lineares, com dissipação numérica controlada que auxilia na eliminação de modos de alta frequência, sem afetar a resposta do problema, pois não há raízes espúrias nos limites de baixa frequência. A Tabela 3.3 apresenta este método:

Tabela 3.3. Algoritmo de Chung-Lee.

$$\mathbf{a}_{n+1} = \mathbf{M}^{-1} (\mathbf{f}_n - \mathbf{F}_{Int}(\mathbf{d}_n, \mathbf{v}_n)) \quad (3.30)$$

$$\mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \Delta t \mathbf{v}_n + \beta_1 \mathbf{a}_n + \beta_2 \mathbf{a}_{n+1} \quad (3.31)$$

$$\mathbf{v}_{n+1} = \mathbf{v}_n + \gamma_1 \mathbf{a}_n + \gamma_2 \mathbf{a}_{n+1} \quad (3.32)$$

Onde $1 \leq \beta \leq 28/27$, $\gamma = 3/2$ e $n \in \{0, 1, 2, \dots, N-1\}$.

Tabela 3.4. Procedimento de solução de dinâmica não linear.

(a) Cálculos iniciais

1. Montagem da matriz de massa \mathbf{M} e vetor de esforços internos não-lineares

$$\mathbf{F}_{Int}(\mathbf{d}_n, \mathbf{v}_n);$$

2. Inicialização de \mathbf{d}_0 , \mathbf{v}_0 , $\mathbf{F}_{Int}(\mathbf{d}_n, \mathbf{v}_n)$, \mathbf{f}_0 e \mathbf{a}_0 , onde:

$$\mathbf{a}_0 = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{f}_0 - \mathbf{F}_{Int}(\mathbf{d}_0, \mathbf{v}_0));$$

3. Seleciona o parâmetro β e o incremento de tempo (Δt) apropriados, $\Delta t < \Delta t_{critico}$, e cálculo das constantes de integração listadas abaixo:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \Delta t^2 (1/2 - \beta) & \beta_2 &= \Delta t^2 \beta \\ \gamma_1 &= -1/2 \Delta t & \gamma_2 &= 3/2 \Delta t \end{aligned}$$

(b) Para cada passo de tempo ($n = 0, 1, 2, \dots, N-1$)

-
1. Calcula as acelerações no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$\mathbf{a}_{n+1} = \mathbf{M}^{-1} (\mathbf{f}_n - \mathbf{F}_{Int}(\mathbf{d}_n, \mathbf{v}_n))$$

3. Calcula os deslocamentos no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$\mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \Delta t \mathbf{v}_n + \beta_1 \mathbf{a}_n + \beta_2 \mathbf{a}_{n+1}$$

4. Calcula as velocidades no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$\mathbf{v}_{n+1} = \mathbf{v}_n + \gamma_1 \mathbf{a}_n + \gamma_2 \mathbf{a}_{n+1}$$

5. $n \leftarrow n + 1$, vai para b, (1).
-

Para $\beta = 1$ o algoritmo recai no MDC e para $\beta = 28 / 27$ o algoritmo apresenta a maior dissipação numérica possível dos modos de alta frequência.

3.5.3 – Algoritmo de Hulbert-Chung

Hulbert e Chung [31] também desenvolveram um algoritmo com a introdução da dissipação numérica controlada. O método aqui apresentado utiliza uma parcela preditora e uma parcela corretora para integração. Este método é denominado Método Explícito Generalizado α cujo esquema é apresentado a seguir [31].

Tabela 3.5. Procedimento de solução de Hulbert-Chung.

1. Predição para os valores de deslocamento e velocidade no tempo t_{n+1} :

$$\mathbf{dp}_{n+l} = \mathbf{d}_n + \Delta t_{n+1} \mathbf{v}_n + \Delta t_{n+1}^2 (1/2 - \beta) \mathbf{a}_n$$

$$\mathbf{vp}_{n+1} = \mathbf{v}_n + \Delta t_{n+1} (1 - \lambda) \mathbf{a}_n$$

2. Estima-se os valores de deslocamentos e velocidades em $t_{n+1-\alpha_f}$:

$$\mathbf{d}_{n+l-\alpha_f} = (1 - \alpha_f) \mathbf{dp}_{n+l} + \alpha_f \mathbf{d}_n$$

$$\mathbf{v}_{n+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_f) \mathbf{vp}_{n+1} + \alpha_f \mathbf{v}_n$$

3. Aplica-se a equação de balanço para determinar $\mathbf{a}_{n+1-\alpha_m}$:

$$\mathbf{M} \mathbf{a}_{n+1-\alpha_m} + \mathbf{C} \mathbf{v}_{n+1-\alpha_f} + \mathbf{K} \mathbf{d}_{n+1-\alpha_f} = \mathbf{F} (t_{n+1-\alpha_f})$$

4. A partir da aceleração $\mathbf{a}_{n+1-\alpha_m}$ determina-se a aceleração \mathbf{a}_{n+1} :

$$\mathbf{a}_{n+1} = \frac{\mathbf{a}_{n+1-\alpha_m} - \alpha_m \mathbf{a}_n}{(1 - \alpha_m)}$$

5. Obtida a aceleração \mathbf{a}_{n+1} , faz-se a correção para os valores previstos para as velocidades e deslocamentos em t_{n+1} :

$$\mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{dp}_{n+1} + \beta^2 \Delta t_{n+1} \mathbf{a}_{n+1}$$

$$\mathbf{v}_{n+1} = \mathbf{vp}_{n+1} + \lambda \Delta t_{n+1} \mathbf{a}_{n+1}$$

CAPÍTULO 4 – MODELOS DE PENETRAÇÃO

Neste capítulo, serão apresentados os modelos que foram adotados para representar a penetração de estacas torpedo e linhas de ancoragem.

Na seção 4.1, são feitas algumas considerações preliminares dos conceitos que estão embutidos no modelo dinâmico de penetração que foi implementado no presente trabalho.

As seções 4.2 a 4.5 descrevem desde o modelo como foi originalmente formulado, até ao procedimento de solução adotado para este trabalho.

4.1 – GENERALIDADES

O estudo do fenômeno de penetração de projéteis em solos teve seu início, segundo [33], para fins militares. Posteriormente, foram desenvolvidos estudos de penetração de projéteis para previsão de penetrabilidade (profundidade final de enterramento) [34] e [35], sendo que o segundo considera solos marinhos e previsão das resistências do solo [36] e [37].

Baseado em recomendações de autores de modelos empíricos (como a desenvolvida por Young [34]) e modificando as formulações clássicas de capacidade de carga em fundações profundas, True [2] desenvolveu um modelo de penetração para âncoras de placa em solos coesivos, cujos fatores foram calibrados através de ensaios em modelos reduzidos [38].

Assim, no item 4.1.1, é realizada a definição de dois dos parâmetros do solo contidos no modelo de True [2] (e que serão usados na análise de incertezas, seção 5). No item 4.1.2, são definidas as resistências estáticas clássicas para fundações profundas em solos coesivos.

O item 4.1.3, apresenta as resistências estáticas tangenciais e normais, que podem ser adotadas em amarras.

4.1.1 – Parâmetros do Solo

No modelo de penetração para solos argilosos, um parâmetro importante é a resistência ao cisalhamento não drenada (tensão cisalhante de ruptura no estado em que o solo se encontra). Isto se deve ao fato das argilas possuírem baixa permeabilidade e, além disso, a velocidade do penetrômetro impõe que o solo seja solicitado rapidamente, de forma que a ruptura ocorre sem que haja tempo para a dissipação das pressões neutras.

Os valores da resistência não drenada do solo S_u em locais *offshore* são obtidos geralmente por ensaios de campo, como o ensaio de palheta (*vane test*) e de penetração do cone (*CPT*) [39], e ensaios de laboratório, como os triaxiais e mini-vane em amostras indeformadas.

Em ambientes *offshore*, verifica-se que a resistência não drenada aumenta linearmente com a profundidade:

$$S_u(z) = S_{u_0} + S_{u_k} \cdot z \quad (4.1)$$

Onde, S_{u_0} é a resistência não drenada na superfície do solo e S_{u_k} é a sua taxa de crescimento com a profundidade z .

O valor da sensibilidade do solo S_{ii} , representa a perda de resistência das argilas ao sofrerem amolgamento, e é definido como a relação das resistências indeformadas e amolgadas [40]. A resistência amolgada pode ser obtida por ensaios de palheta (*vane test*), triaxial e mini-vane em solo amolgado.

De acordo com Skempton [40], em relação à sensibilidade ao amolgamento, as argilas podem ser classificadas conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Classificação das argilas em relação à sensibilidade

Sensibilidade (S_{ti})	Classificação
1	Insensíveis
1 - 2	Baixa Sensibilidade
2 - 4	Média sensibilidade
4 - 8	Sensíveis
>8	Extra-sensíveis
>16	<i>Quick-clays</i>

4.1.2 – Resistências Estáticas de Estacas

A formulação teórica clássica [41] aplicada ao cálculo de capacidade de carga de fundações profundas (quando o comprimento enterrado é maior que quatro vezes o diâmetro do fuste) estabelece que, para argilas em condições não drenadas, as resistências unitárias de ponta e lateral (ao longo do fuste) oferecidas pelo solo são calculadas, respectivamente, como:

$$q = N_C \cdot S_u \quad (4.2)$$

$$f = \alpha \cdot S_u \quad (4.3)$$

Onde, N_C e α são, respectivamente, o fator de capacidade de carga e o fator da adesão lateral.

Com isso, a força de reação de ponta do solo (Q_p) é obtida multiplicando-se q pela área de ponta (base) da estaca (A_p) e a força de reação lateral (Q_l), multiplicando-se f pela área lateral (fuste); tendo-se assim:

$$Q_p = N_C \cdot S_u \cdot A_p \quad (4.4)$$

$$Q_l = f \cdot A_l \quad (4.5)$$

Para as condições descritas acima, em argilas homogêneas, q é considerado constante e N_C pode ser adotado igual a 9 [41].

4.1.3 Resistências Estáticas de Linhas de Ancoragem

Para argilas moles Degenkamp et al. [42] propõem uma análise de estática bidimensional para avaliar as variações de tensão da amarra e de sua configuração enterrada. Devido às resistências do solo, a amarra de ancoragem forma um traçado curvado dentro do solo. Para estimar exatamente as resistências do solo da amarra, Degenkamp et al. [42] dividem a amarra enterrada em um certo número de elementos finitos (segmentos de amarra). A Figura 4.1 mostra um elemento de amarra típico do comprimento com as várias forças que agem nele.

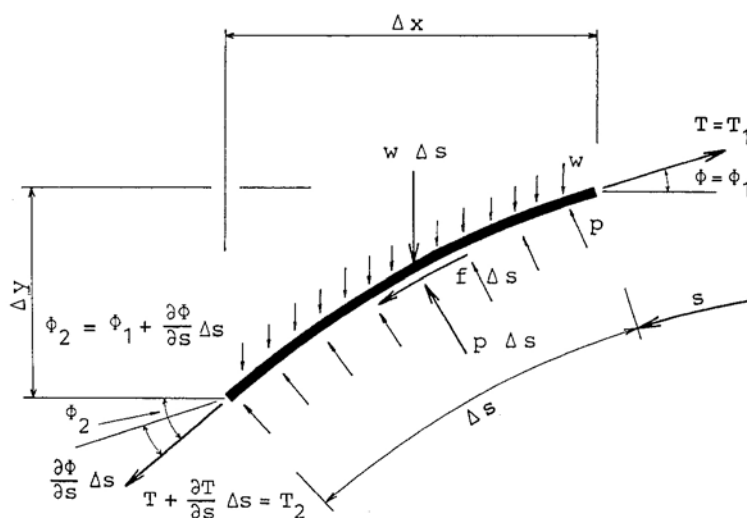


Figura 4.1. Elemento de amarra enterrado.

Para uma amarra que está sendo puxada através do solo, o deslocamento de amarra pode ser resolvido em dois sentidos, normal e tangencial, à amarra. As resistências normais do solo à amarra foram modeladas usando a fórmula existente de tensão de ruptura de uma viga de fundação infinitamente longa, e levam em consideração o aumento na resistência do solo para um aumento na profundidade de penetração até um valor máximo. Assume-se que o movimento tangencial causa uma

resistência ao deslizamento não acoplada, que independe das resistências normais do solo.

Com isso, a resistência tangencial (f) e normal (p) por unidade de comprimento são expressas como:

$$p = N_C \cdot S_u \cdot B_b \quad (4.6)$$

$$f = \alpha \cdot S_u \cdot B_s \quad (4.7)$$

Onde, N_C e B_b são, respectivamente, o fator de capacidade de carga e a largura efetiva da amarra na direção normal. α e B_s são, respectivamente, o fator da adesão lateral e a largura efetiva da amarra na direção tangencial.

4.2 – MODELO ORIGINAL DE TRUE

O desenvolvimento de um modelo dinâmico de penetração pela marinha americana foi devido ao interesse de se representar a cravação de âncoras de placa impulsivas no solo. Estas âncoras são posicionadas verticalmente sobre o solo e, por meio de um sistema de detonação, é produzida uma velocidade inicial, iniciando-se o processo de penetração.

True [2] desenvolveu um modelo para simular a penetração de âncoras de placa baseado na segunda lei de Newton:

$$M' \cdot v \cdot \frac{dv}{dz} = F_E + W_s - F_D - F_T - F_S \quad (4.8)$$

Onde M' , v e W_s são, respectivamente, a massa efetiva, a velocidade e o peso submerso do elemento de fundação; z é a profundidade do solo; F_D , F_T e F_S são, respectivamente, a força de arrasto, a resistência da ponta, e a resistência lateral. F_E é a força externa de cravação gerada pela detonação.

A massa efetiva M' e o peso submerso W_s são dados pelas seguintes expressões:

$$M' = M + 2\rho \cdot V \quad (4.9)$$

$$W_s = W - V \cdot \gamma \quad (4.10)$$

Onde M , W e V são respectivamente a massa estrutural, o peso no ar e o volume do penetrômetro (âncora); ρ e γ são a densidade e o peso específico do solo.

A força de arrasto F_D é semelhante ao termo de arrasto dado pela equação de Morison [43], e é expressa como:

$$F_D = \frac{1}{2} \cdot v \cdot |v| \cdot A_f \cdot C_D \cdot \rho \quad (4.11)$$

Onde A_f é a área frontal da estaca, e C_D é o coeficiente de arrasto.

A consideração da resistência dinâmica do solo é feita através da inclusão do fator da taxa de deformação ($S_{\dot{\epsilon}}$) e do fator de redução da adesão lateral (δ) nas resistências estáticas da formulação clássica utilizada em cálculo de capacidade de carga. Sendo $S_{\dot{\epsilon}}$, variável com a velocidade do penetrômetro e com a resistência não drenada, definida por True [2] como:

$$S_{\dot{\epsilon}} = \frac{S_e}{1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{C_{\dot{\epsilon}} \cdot v}{S_u \cdot d} + C_0}}} \quad (4.12)$$

Onde S_e é o fator empírico da máxima taxa de deformação do solo em velocidades altas; $C_{\dot{\epsilon}}$ é o coeficiente empírico da taxa de deformação, C_0 a constante empírica da taxa de deformação e d é o diâmetro (ou espessura) do penetrômetro.

Como será visto adiante, o valor da resistência não drenada depende da velocidade de aplicação do carregamento.

Dessa forma, a resistência de ponta F_T e a resistência lateral F_S são definidas pelas seguintes expressões:

$$F_T = (S_u \cdot N_C \cdot A_f) \cdot S_{\dot{\epsilon}} \quad (4.13)$$

$$F_S = \left(\frac{S_u \cdot A_S \cdot \delta}{S_{ti}} \right) \cdot S_{\dot{\epsilon}} \quad (4.14)$$

Onde N_C e A_S são, respectivamente, o fator de capacidade de carga e a área lateral.

Para obter os valores de S_e , $C_{\dot{\epsilon}}$ e C_0 , True [38] realizou ensaios em modelo reduzido para diversos tipos de solo e geometria de projéteis.

4.2.1 – Procedimento de Solução Original

Para resolver a equação (4.8), True [2] desenvolveu um algoritmo incremental baseado em diferenças finitas e considerou que o penetrômetro é um objeto pontual no i -ésimo incremento da profundidade; assim algumas simplificações poderiam ser feitas:

$$M' \cdot v_i \cdot \frac{v_{i+1} - v_{i-1}}{2\Delta z} = W_s - F_D - F_T - F_S \quad (4.15)$$

Substituindo as expressões para M' , F_D , F_T , F_S e W_s em (4.15), e adotando $C_0 = 0.06$ conforme [2] tem-se:

$$v_{i+1} = v_{i-1} + \frac{2\Delta z}{v_i(M + 2\rho_i V)} \cdot \left((W - V\gamma_i) - \left(\frac{1}{2} v_i^2 A_f C_D \rho_i \right) - Su_i \cdot \left(A_f N_c + \frac{A_s \delta}{S_i} \right) \cdot \left(\frac{S_e}{1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{C_e v_i}{Su_i d} + 0.06}}} \right) \right) \quad (4.16)$$

O procedimento iterativo, Tabela 4.2, é realizado da seguinte forma:

Tabela 4.2. Procedimento de solução proposto por True.

(a) Processo iterativo

1. Inicia em $i=1$
2. Inicializa $v_1=v_0$
3. Calcula v_2 pela equação (4.16)
4. Reavalia v_1 como:

$$v_1 = \frac{v_0 + v_2}{2}$$
5. Vai para (a.3) com $i=1$ e novo valor de v_1
6. Continua iteração para $i=2, 3, \dots$; até $v_{i+1} < 0$
7. Calcula profundidade final como:

$$D_p = i(\Delta z)$$

4.3 MODELO PARA ESTACA DE QUEDA LIVRE

Beard [37] utilizou a equação (4.8) para representar o movimento de um penetrômetro de queda livre para previsão de profundidade de penetração e resistência não drenada, sendo que a velocidade do penetrômetro é obtida pela interpretação de sinais acústicos.

No entanto, na formulação de Beard [37], a força externa de cravação F_E é nula e a massa adicionada pode ser desprezada para penetrômetros esbeltos, assim a massa efetiva será igual à massa da estaca na equação (4.10).

As estacas torpedo têm seu movimento descrito tal como o penetrômetro de queda livre; dessa forma neste trabalho foi aplicado o modelo de True [2] com as considerações feitas por Beard [37]. Entretanto, a resistência não drenada é dada como parâmetro de entrada que substituída em (4.13) e (4.14) permite o cálculo das resistências do solo.

Como o objetivo é realizar a análise no domínio de tempo e, com as considerações de Beard [37] na equação 4.8, tem-se:

$$M \cdot \frac{dz}{dt} \cdot \frac{dv}{dz} = W_s - F_D - F_T - F_S \quad (4.17)$$

Como, $\frac{dv}{dt} = a$, pode-se reescrever a equação 4.17, como:

$$M \cdot a = W_s - F_D - F_T - F_S \quad (4.18)$$

4.4 – INCORPORAÇÃO DO MODELO PARA SEGMENTOS DE LINHAS DE ANCORAGEM

O programa PROSIM [8] considerava somente a interação da linha com o fundo do mar, em termos de reação vertical e efeitos de fricção; através da associação de um valor de rigidez do solo na direção vertical, definida em unidades [F]/[L]/[L]; aos elementos em contato com o fundo, e calcula valores nodais de rigidez a partir do comprimento de cada elemento. Desta forma é possível fornecer malhas com elementos de comprimento variável. Uma estimativa para esta rigidez pode ser obtida arbitrando um valor para o recalque da linha e dividindo o peso submerso por unidade de comprimento da linha por este valor. Além disso, o programa determina o valor máximo da força de atrito axial e lateral em cada nó, multiplicando o coeficiente de atrito, na respectiva direção, pelo peso submerso do elemento.

Para incorporar o modelo de penetração de linhas ao programa PROSIM [8], assim como para o modelo de estaca, utilizou-se a formulação de True [2] que, como visto anteriormente, descreve resistências dinâmicas do solo através da inclusão do fator da taxa de deformação (S_e) e do fator de redução da adesão lateral (δ) nas resistências estáticas. Analogamente, estes fatores foram incluídos nas formulações de resistências estáticas distribuídas das linhas [42], equações (4.6) e (4.7), definidas nas direções normal e tangencial do elemento (Figura 4.1).

Assim, a intensidade da força distribuída (por unidade de comprimento) atuante na direção normal à linha de ancoragem (4.19) é dada pela inclusão do fator da taxa de deformação (S_{e_N}) calculado a partir da velocidade normal v_N da linha e pela área frontal de ataque da linha por unidade de comprimento.

$$S_{e_N} = \frac{S_e}{1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{C_e \cdot v_N}{S_u \cdot d} + C_0}}} \quad (4.19)$$

$$q_N = (S_u \cdot N_C \cdot A_s) \cdot S_{e_N} \quad (4.20)$$

O mesmo procedimento é adotado para a direção tangencial, porém utilizando a velocidade tangencial, a área lateral da linha por unidade de comprimento e o fator de redução da adesão lateral da linha.

$$S_{\dot{e}_t} = \frac{S_e}{1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{C_{\dot{e}} \cdot v_t}{S_u \cdot d} + C_0}}} \quad (4.21)$$

$$f_t = \left(\frac{S_u \cdot \delta \cdot A_b}{S_{ii}} \right) \cdot S_{\dot{e}_t} \quad (4.22)$$

Analogamente à equação (4.11), as forças de arrasto são calculadas para as linhas através da adoção das áreas de ataque por unidade de comprimento e das velocidades para cada direção.

Com a incorporação do modelo de penetração, os elementos podem ser definidos como:

- Segmentos de linha somente apoiados no fundo marinho: neste caso serão utilizadas as formulações de rigidez vertical e atrito já existentes no PROSIM;
- Segmentos de linha conectados à estaca: estes elementos receberão o modelo de penetração adaptado para linhas;
- Segmentos de estaca torpedo: estes segmentos consideram a contribuição dos efeitos de ponta.

4.5 – PROCEDIMENTO DE SOLUÇÃO NO DOMÍNIO DO TEMPO

Pode-se observar que o procedimento proposto originalmente por True, como descrito nas eqs. (4.15) e (4.16), envolve a integração na profundidade da eq. (4.8) para obter velocidades como funções da profundidade z . Entretanto, é mais conveniente integrar a equação (4.8) no domínio de tempo, a fim permitir a incorporação de uma solução que possa representar também o comportamento dinâmico não-linear da linha de ancoragem conectada à estaca. Para isso, foi utilizado o método de elementos finitos e representando a estaca como elemento de treliça espacial.

Dessa forma, para que se represente a penetração da estaca torpedo e da linha de ancoragem, o modelo geotécnico foi implementado de forma que, em cada passo de integração no tempo, o elemento finito que representa a estaca torpedo, ou a linha, passe a receber em cada nó as forças de reação do solo. Tais resistências são calculadas pelas expressões baseadas na formulação de True [2], as quais foram descritas nos itens anteriores.

Este objetivo pode ser alcançado aplicando um algoritmo de integração no tempo tal como o método explícito de Chung-Lee [32], apresentado no Capítulo 3, que pode ser indicado resumidamente como:

$$M^i \cdot a_{n+1} = f_n \quad ; \quad (4.23)$$

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v_n + \Delta t^2 ((1/2 - \beta)a_n + \beta a_{n+1}) \quad (4.24)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t ((1 - \gamma)a_n + \gamma a_{n+1}) \quad (4.25)$$

Onde β e γ são os parâmetros do algoritmo e adotados como $\beta = 28/27$, $\gamma = 3/2$, e Δt é passo de tempo, e as forças f_n dependem do tipo de segmento, como apresentado no procedimento de solução no domínio do tempo na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Procedimento de solução no domínio do tempo.

(a) Cálculos iniciais

1. Calcula matriz de massa M' ;
2. Inicializa d_0, v_0, f_0 e a_0 , onde $a_0 = f_0/M'$
3. Seleciona o parâmetro do algoritmo β e o Δt , $\Delta t \leq \Delta t_c$, e calcula as constantes de integração:

$$\beta_1 = \Delta t^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right), \beta_2 = \Delta t^2 \beta, \gamma_1 = -\frac{1}{2} \Delta t, \gamma_2 = \frac{3}{2} \Delta t$$

(b) Para cada passo de tempo ($n = 0, 1, \dots, N-1$)

1. Calcula as forças f_n descritas em (4.8), porém:

Se for segmento de Torpedo:

- Consideram-se ainda as observações da seção 4.3

Se for segmento de Linha:

- Serão consideradas as observações da seção 4.4

2. Calcula as acelerações no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$a_{n+1} = f_n / M'$$

3. Calcula os deslocamentos no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v_n + \beta_1 a_n + \beta_2 a_{n+1}$$

4. Calcula as velocidades no tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$:

$$v_{n+1} = v_n + \gamma_1 a_n + \gamma_2 a_{n+1}$$

5. $n \leftarrow n+1$, vai para b, (1).

CAPÍTULO 5 – TRATAMENTO DE INCERTEZAS

5.1 – GENERALIDADES

Devido à alta complexidade de um sistema *offshore*, a análise de seu comportamento, sob várias condições de carregamento, requer técnicas numéricas avançadas tais como o Método dos Elementos Finitos. Embora a maioria dessas aplicações numéricas esteja limitada a tratamentos determinísticos dos sistemas estruturais, não se pode deixar de considerar que estes envolvem um considerável grau de incerteza.

Os problemas de engenharia são, em geral, muito complexos e mal definidos para serem modelados por procedimentos determinísticos convencionais [44]. Estes problemas contêm informações envolvendo incertezas que podem ser de natureza aleatória, contendo dados estatísticos ou, ainda, podem ser vagas, imprecisas e incompletas; neste caso tem-se, por exemplo, o julgamento subjetivo de um técnico, que normalmente afeta as premissas em que a análise se baseia.

A incerteza em uma análise de engenharia estrutural pode surgir de erros na concepção do sistema estrutural, bem como na definição incorreta dos parâmetros que o representam. Mesmo que não haja erro conceitual na concepção de um sistema, podem ocorrer imprecisões caso os valores de seus parâmetros sejam obtidos a partir de abstrações de valores conhecidos, ou ainda, do desconhecimento de outros fatores que também possam influenciar tal sistema.

A incerteza também está presente nos resultados de modelos de previsão, na análise e no projeto de estruturas, e, em geral, na falta de conhecimento do comportamento real das estruturas. Um dos fatores mais importantes que conduzem a erros em previsões numéricas é o grau de precisão na obtenção de seus parâmetros relevantes.

As incertezas que representam subjetividade ou abstração são denominadas epistêmicas [45] e diferem das incertezas aleatórias, que são a representação da variabilidade natural de um determinado parâmetro.

As incertezas nas variáveis de um sistema e em suas relações podem, então, ser atribuídas a fontes não cognitivas (incertezas aleatórias) e a fontes cognitivas (incertezas epistêmicas). As fontes não cognitivas incluem os parâmetros do sistema que são tratados como variáveis aleatórias com distribuição probabilística baseadas em dados estatísticos. Nestes casos, a resposta do sistema pode ser avaliada pela teoria da probabilidade. As fontes cognitivas incluem incertezas decorrentes de informações imprecisas ou vagas, sujeitas a julgamentos ou a subjetividade de opiniões. Os axiomas da probabilidade e estatística são limitados para tratar este tipo de incerteza, sendo necessário utilizar outras ferramentas de análise como, por exemplo, a teoria dos conjuntos *fuzzy*.

Dessa forma, as incertezas podem ser tratadas de forma probabilística ou possibilística dependendo de sua natureza.

5.1.1 – Abordagem Probabilística

Os métodos probabilísticos para o tratamento de incertezas podem ser classificados em duas categorias: métodos que utilizam abordagem estatística e métodos que utilizam abordagem não estatística.

No primeiro grupo, estão incluídas as técnicas que envolvem simulação; uma das técnicas mais freqüentemente empregadas é o Método de Monte Carlo clássico e suas variações, tais como o Método de Monte Carlo com Expansão de Neumann.

O método de Monte Carlo é uma ferramenta versátil e de implementação direta, capaz de resolver situações onde vários outros métodos falham. A simulação direta de Monte Carlo [46] está baseada no fato de que a melhor situação para se obter a função distribuição de probabilidade de uma determinada quantidade aleatória é conseguir um grande número de amostragens correspondentes. A implementação do método consiste na simulação numérica dessas amostragens correspondentes às quantidades aleatórias do problema físico, resolvendo o problema determinístico associado a cada amostra e obtendo um grande número de respostas, que são então utilizadas para calcular suas estatísticas.

As incertezas encontradas nas propriedades do material de um meio contínuo possuem uma distribuição espacial estocástica, onde seus componentes são

freqüentemente correlacionados entre si ao longo do domínio estrutural e devem ser modeladas como variáveis aleatórias. Neste caso, deve-se então gerar as variáveis aleatórias para o método de Monte Carlo também correlacionadas.

Como o grau de precisão da resposta estatística, como médias e variâncias, só é, em geral, satisfatório quando o tamanho da amostra é suficientemente grande; uma análise através da simulação direta de Monte Carlo requer um grande esforço computacional, podendo se tornar extremamente dispendiosa, surgindo daí o interesse em métodos não estatísticos e em melhorias do método clássico do Monte Carlo. Neste último caso, pode-se citar o Método de Monte Carlo com Expansão de Neumann e técnicas de redução de variância.

Em métodos de abordagem não estatística, a técnica mais largamente empregada para analisar os sistemas aleatórios é a baseada no método de perturbação. Este método consiste em expandir todas as quantidades aleatórias em torno de suas respectivas médias via série de Taylor, de modo a formular relações lineares entre algumas características aleatórias da resposta e os parâmetros estruturais aleatórios. Quando associado ao método dos elementos finitos é genericamente denominado Método dos Elementos Finitos Estocásticos ou Probabilísticos.

5.1.2 – Abordagem Possibilística

Por muito tempo, as únicas ferramentas para representar as incertezas de um sistema foram baseadas na teoria de probabilidade. Iniciado por Zadeh [47], a teoria da possibilidade ganhou um interesse crescente nos últimos anos por oferecer uma estrutura alternativa para modelar e tratar as incertezas. Algumas incertezas, especialmente aquelas que envolvem variáveis descritivas e lingüísticas, assim como aquelas baseadas em informações incompletas, são de fonte cognitiva (provêm de abstrações da mente) e não podem ser tratadas satisfatoriamente através de métodos probabilísticos. Embora alguns estudos de métodos probabilísticos tenham surgido para tratar incertezas independentemente de sua natureza, eles não são os adequados para o tratamento das incertezas de fontes cognitivas. Segundo Dubois et al. [48], a teoria de probabilidade pode ser vista como um bom modelo para representar a aleatoriedade, enquanto a teoria da possibilidade é útil para representar conhecimento incompleto ou parcial.

A aplicabilidade desta teoria pode ser estendida a situações que envolvam incertezas subjetivas, ou onde os dados são insuficientes para os cálculos estatísticos. A imprecisão existente nas linguagens naturais, na codificação do conhecimento, na tomada de decisão, na recuperação de informações e outras áreas correlatas podem ser consideradas de natureza possibilística ao invés de probabilística. Para modelar as variáveis com incertezas cognitivas, a teoria de conjuntos *fuzzy* é mais apropriada [44].

Zadeh [49] introduziu a teoria de conjuntos *fuzzy* para definir classes e objetos com graduações contínuas de pertinência, ou associações, situadas no intervalo $[0,1]$.

Um conjunto *fuzzy* possui contornos vagos, permitindo assim mudanças graduais de uma classe para outra, e elimina os contornos exatos, tais como os de um conjunto ordinário. Em álgebra Booleana, a noção de valores verdadeiros e falsos está limitada a 1 ou zero. Em lógica *fuzzy*, podem-se tratar valores "mais ou menos", verdadeiros ou falsos, definidos por números reais que variam de 0 a 1.

O tratamento das incertezas que se derivam da informação imprecisa é então possível, evitando o uso da informação aleatória. Conseqüentemente, os sistemas complexos, que seriam difíceis de modelar se aplicando a teoria de conjuntos convencionais, podem facilmente ser modelados por conjuntos *fuzzy*.

Em alguns sistemas podem existir ambos os tipos de incertezas, cognitivas e não-cognitivas; portanto, é preciso que elas sejam tratadas adequadamente, o que pode ser feito através de uma combinação de análise *fuzzy* com uma análise estocástica.

5.2 – INCERTEZAS NOS PARÂMETROS DO SOLO

Como visto na seção 5.1, um dos fatores de maior influência nos resultados de modelos de previsão, provém do grau de precisão na obtenção de seus parâmetros relevantes. Assim, neste trabalho, serão considerados que os erros de previsão numérica ocorrem devido à imprecisão nos valores dos parâmetros do solo que compõem o modelo de penetração e, para tanto, assume-se que não há erro na concepção do modelo.

Tradicionalmente, o valor de projeto para cada parâmetro do solo é adotado como a média calculada dos valores obtidos de diversos ensaios e, a partir daí, tal valor é tratado como determinístico.

No entanto, a obtenção destes parâmetros a partir de ensaios pode conter imprecisões que surgem desde a amostragem à interpretação dos resultados. Assim, serão tratados como incertos os parâmetros que caracterizam os solos argilosos definidos na seção 4.1.1, pois o modelo de penetração será utilizado para representar solos coesivos.

Sabe-se que os valores de resistência não drenada (S_u) das argilas, obtidos através de ensaios de laboratório, podem sofrer influência de vários fatores, destacando-se [50]:

- Amostragem

A qualidade da amostra retirada do subsolo é afetada, inicialmente pela transformação do estado anisotrópico de tensões no campo para o estado isotrópico. Porém, ocorrem ainda perturbações mecânicas durante a penetração do amostrador, a retirada da amostra contida no amostrador e a moldagem dos corpos de prova, que causam o amolgamento do solo. Assim, quanto mais sensível for a amostra (maior S_u) maior será a influência das perturbações inerentes ao processo de amostragem. Em consequência, a resistência obtida de ensaios com tais amostras tende a ser menor do que a real de campo.

- Estocagem

Durante a estocagem ocorre a diminuição da tensão confinante efetiva e, conseqüentemente, da resistência. A diminuição da resistência, por efeito da queda da tensão efetiva, é bem menor do que a diminuição da própria tensão efetiva. À medida que a tensão efetiva vai diminuindo, o solo vai ficando mais sobre-adensado. Diante deste fato, tem sido sugerido que a resistência não drenada seja obtida por meio de ensaio adensado não drenado, *CU (consolidated undrained)*, readensando-se os corpos de prova sob as tensões efetivas de campo, ao invés de ensaio não adensado não drenado, *UU (unconsolidated undrained)*. O readensamento pode ser feito adensando-se os corpos de prova anisotropicamente, com tensão axial igual à vertical efetiva de campo e com pressão confinante igual à horizontal efetiva de campo.

- Anisotropia

Ao longo da hipotética curva de ruptura, o solo apresenta resistências diferentes, dependendo da direção e do sentido do deslocamento. Reconhecem-se, em princípio, três situações: a ativa, abaixo da área carregada, quando ocorre um aumento de tensão na direção da tensão vertical; a de cisalhamento simples, em que o deslocamento é paralelo ao plano horizontal; e a passiva, ao lado da área carregada, quando a sollicitação é maior na direção da tensão horizontal. Ensaio específicos para cada uma destas situações podem ser feitos, sendo eles denominados de ensaios de compressão, de cisalhamento simples e de extensão, respectivamente para as três situações descritas. Para projeto, uma média das três situações deve ser considerada.

- Tempo de sollicitação

A resistência depende da velocidade de carregamento (ou do tempo ocorrido entre o início do carregamento e a ruptura), sendo que quanto mais lento o carregamento, menor a resistência não drenada. As forças resistidas por atrito nos contatos não se mantêm por muito tempo, devido à mobilidade dos íons da água, ocorrendo micro deslocamentos entre partículas com redistribuição de forças e, progressivamente, novos micro deslocamentos. O fenômeno é tanto mais importante quanto mais plástico o solo, pois quanto mais plástico, maior o número de contatos entre minerais argilas.

Ensaio de campo também apresentam interferências. No *vane test*, a principal delas vem da rotação das palhetas, que é feita com elevada velocidade, para evitar que

as pressões neutras se dissipem, o que faria que a resistência não fosse mais a resistência não drenada. Assim como os ensaios de laboratório, os ensaios de campo também sofrem influência do tempo de solitação e, dessa forma, a resistência determinada desta maneira é muito superior à resistência correspondente a carregamentos mais lentos, que interessam na prática.

Já os valores de resistência não drenada a partir de ensaios de penetração de cone (CPT), são interpretados através de modelos empíricos ou semi-empíricos relacionam a resistência de ponta através de um fator de correção, que é diferente caso seja utilizado piezocone, e está condicionado ao tipo de solo.

Além disso, devido ao elevado custo de execução de sondagens em locais *offshore*, nem sempre é realizada uma investigação para cada local da instalação, e às vezes os valores dos parâmetros são estimados ou extrapolados dos ensaios precedentes feitos em outras localidades.

Dessa forma, a incerteza epistêmica proveniente da imprecisão dos ensaios e da subjetividade do julgamento na extrapolação de valores deve ser acrescentada à incerteza aleatória, isto é, à variabilidade natural dos parâmetros existente no campo.

As discrepâncias que podem ocorrer na resposta da estaca torpedo, principalmente em termos de profundidade final alcançada pela estaca, podem ser previstas devido às incertezas destes parâmetros. Conseqüentemente, as incertezas e os valores imprecisos dos parâmetros do solo devem ser considerados no projeto e na análise de estacas torpedo.

A sensibilidade da resposta à variação destes parâmetros foi testada antes de incorporar, no método de análise, as técnicas para o tratamento formal das incertezas. As abordagens que foram consideradas para o tratamento das incertezas são: abordagem probabilística pelo método de Monte Carlo, e abordagem possibilística baseada na aritmética *fuzzy*, descritas nos itens a seguir.

5.3 – MÉTODO DE MONTE CARLO

A simulação clássica de Monte Carlo associada ao Método dos Elementos Finitos constitui uma forma simples e direta para uma análise estocástica [51]. Neste método, as variáveis aleatórias, sejam elas cargas, propriedades geométricas ou do material, são introduzidas no sistema estrutural através de simulação digital. São gerados vetores de variáveis aleatórias para representar as incertezas dos parâmetros estruturais a partir de funções de densidade probabilidade estipuladas, utilizando a técnica da transformada inversa.

Estes números aleatórios são, então, substituídos no sistema de equações para se obter um conjunto de variáveis aleatórias que reflitam a incerteza na resposta estrutural. Portanto, a solução é obtida fazendo-se uma análise determinística para cada valor gerado e, ao finalizar essas análises, faz-se um resumo estatístico, onde são avaliadas as frequências, médias e variâncias das respostas.

Dessa forma, a simulação de Monte Carlo pode ser resumida nos seguintes passos, conforme a Tabela 5.1:

Tabela 5.1. Simulação do Método de Monte Carlo.

-
-
1. Definir o tipo de distribuição dos parâmetros variáveis
 2. Definir o número de eventos a simular (N)
 3. De acordo com a distribuição, gerar N valores aleatórios de cada parâmetro
 4. Executar o objetivo (programa ou equação) N vezes usando os N valores de cada parâmetro
 5. Executar o tratamento estatístico
-
-

5.4 – ARITMÉTICA FUZZY

A teoria de conjuntos *fuzzy* permite a representação de medidas imprecisas e incertas como números *fuzzy*, definidos como:

$$A = \{(x, A(x)), x \in R, A(x) \in [0,1]\} \quad (5.1)$$

Onde $x \in R$ é o suporte numérico do número *fuzzy* A, e $A(x) \in [0,1]$ é a função de pertinência.

Os números *fuzzy* são caracterizados completamente por suas funções de pertinência. A construção de funções de pertinência é baseada no conhecimento de especialistas. O especialista pode atribuir valores "mínimo", "provável" ou "máximo" para os parâmetros desejados. Baseado nesta informação subjetiva, as funções de pertinência podem ser construídas apresentando formas lineares ou não-lineares.

As formas geralmente empregadas para problemas da engenharia são as triangulares, trapezoidais e senoidais. A escolha da forma dependerá do tipo de aplicação, e seguirá também a avaliação do especialista. Neste trabalho, são usadas as funções *fuzzy* triangulares. Um procedimento simples para definir tal função de pertinência consiste em estimar três valores [52]:

Um valor confiável, x_1 , a que é atribuído um grau de pertinência igual a 1;

Um valor inferior, x_0^- , que certamente será excedido por um outro valor, e ao qual é atribuído um grau de pertinência igual a 0;

Um valor superior, x_0^+ , que certamente não será excedido por um outro valor, e ao qual é atribuído também um grau de pertinência igual a 0.

A função de pertinência pode então ser definida como zero fora do intervalo de valores possíveis; tomado como linear nesta escala, aumentando de x_0^- à x_1 , e

diminuindo de x_1 à x_0^+ . Esta função triangular, não necessariamente simétrica, pode ser definida como funções lineares parametrizadas como:

$$A(x; a, m, b) = \begin{cases} \frac{x-a}{m-a}, & \text{se } x \in [a, m) \\ \frac{b-x}{b-m}, & \text{se } x \in [m, b] \\ 0, & \text{senão.} \end{cases} \quad (5.2)$$

Onde a e b são, respectivamente, o limite inferior e superior (equivalentes a x_0^- e x_0^+) e m é o valor dominante (equivalente a x_1).

Os números *fuzzy* podem também ser definidos por funções de pertinência L (esquerda) e R (direita), resultando nos então chamados números *fuzzy* L-R. Neste contexto, aplica-se uma função de pertinência L a todo $x \leq m$, visto que a função de pertinência R contribui com definição de A para $x > m$, assim:

$$A(x) = \begin{cases} L\left(\frac{m-x}{\alpha}\right), & \text{se } x \leq m, \alpha > 0 \\ R\left(\frac{x-m}{\beta}\right), & \text{se } x > m, \beta > 0 \end{cases} \quad (5.3)$$

Nesta expressão, o número *fuzzy* pode também ser identificado pela notação $A = (m, \alpha, \beta)_{LR}$, onde α e β são as propagações (dispersões) do número, que representa sua incerteza [53].

As operações de aritmética *fuzzy*, envolvendo números *fuzzy*, podem ser usadas para computar modelos incertos. As operações fundamentais podem ser obtidas do princípio da extensão, que é usado transformar conjuntos *fuzzy* através das funções de pertinência [53]. Entretanto, fórmulas simplificadas podem ser obtidas considerando a formulação de números *fuzzy* L-R $A = (m, \alpha, \beta)_{LR}$ e $B = (n, \gamma, \delta)_{LR}$. As operações aritméticas padrão são computadas como segue.

A adição de números *fuzzy* triangulares resulta em um outro número *fuzzy* triangular. Ambas as operações, adição e subtração, conservam as linearidades dos números. Estas operações são expressas, respectivamente, como:

$$A + B = (m + n, \alpha + \gamma, \beta + \delta)_{LR} \quad (5.4)$$

$$A - B = (m - n, \alpha + \delta, \beta + \gamma)_{LR} \quad (5.5)$$

A multiplicação de dois números *fuzzy* produz um número quadrático. Porém uma aproximação linear é assumida, desde que as dispersões α e β sejam pequenas em comparação aos valores (m) modais ou dominantes. Conseqüentemente, esta operação pode ser aproximada:

$$A.B = (mn, m\gamma + n\alpha, m\delta + n\beta)_{LR} \quad (\text{se } A > 0 \text{ e } B > 0.) \quad (5.6)$$

$$A.B = (mn, m\alpha - n\delta, m\beta - n\gamma)_{RL} \quad (\text{se } A > 0 \text{ e } B < 0.) \quad (5.7)$$

$$A.B = (mn, n\alpha - m\delta, n\beta - m\gamma)_{RL} \quad (\text{se } A < 0 \text{ e } B > 0.) \quad (5.8)$$

$$A.B = (mn, -n\beta - m\delta, -n\alpha - m\gamma)_{RL} \quad (\text{se } A < 0 \text{ e } B < 0.) \quad (5.9)$$

A multiplicação de um número *fuzzy* por um escalar é definida como:

$$aA = (am, a\alpha, a\beta)_{LR} \quad (\text{se } a \text{ é positivo}) \quad (5.10)$$

$$aA = (am, -a\beta, -a\alpha)_{RL} \quad (\text{se } a \text{ é negativo}) \quad (5.11)$$

A divisão entre dois números *fuzzy* é computada como:

$$A/B = \left(\frac{m}{n}, \frac{\delta m + \alpha n}{n^2}, \frac{\gamma m + \beta n}{n^2} \right)_{LR} \quad (5.12)$$

Para aplicar a aritmética *fuzzy* ao problema proposto, a incerteza em cada variável é modelada como o número *fuzzy* triangular; além disso, todas as operações relacionadas a elas têm suas expressões substituídas pelas expressões aritméticas *fuzzy* correspondentes, como mostrado acima em operações (5.4) a (5.12).

CAPÍTULO 6 – APLICAÇÕES

6.1 – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

A implementação do modelo de penetração descrito no capítulo 4 foi realizada em duas etapas, envolvendo linguagens de programação distintas. Numa primeira etapa, o modelo de penetração foi programado em Matlab conforme a seção 4.3, ou seja, para simular, no domínio de tempo (seção 4.5), a penetração da estaca isolada por queda livre, sem modelar explicitamente as linhas a ela conectadas. Nesta etapa, os procedimentos de tratamento de incertezas descritos no capítulo 5 também foram programados em Matlab, com o objetivo de testar a sensibilidade do modelo à variação dos parâmetros do solo e determinar o procedimento mais viável a ser implementado na próxima etapa (no código Fortran do programa PROSIM).

A etapa seguinte constitui do cálculo de forças do modelo de True, tanto para segmentos de torpedo quanto para segmentos de linha, conforme apresentados no capítulo 4, incorporado às rotinas do programa PROSIM [8] que efetuam o tratamento de interação de elementos de treliça com o solo. Nestas rotinas do PROSIM, foram incorporadas também os procedimentos de aritmética *fuzzy* para tratamento de incertezas descritos no capítulo 5. Como o PROSIM já dispõe de um esquema de integração no tempo (tais como as descritas na seção 3.5) associado a uma formulação de elementos finitos para modelar linhas de ancoragem, foi possível empregar estas implementações para analisar modelos completos com o conjunto de todas as linhas e a estaca torpedo que são utilizadas no procedimento de instalação.

6.2 – RESUMO DOS CASOS ESTUDADOS

As aplicações foram realizadas em diversas etapas. Primeiramente, modelando uma estaca isoladamente para testar o modelo de True [2], com os valores de projeto dos parâmetros do solo, isto é, realizando cálculos determinísticos. Esta aplicação será apresentada a seguir no item 6.3 e foi inicialmente implementada em linguagem Matlab para realizar a validação do modelo isolado que, posteriormente, foi implementado no PROSIM.

Como visto no capítulo anterior, as principais incertezas em uma análise numérica vêm da imprecisão dos parâmetros de entrada. Com isso, fez-se um teste preliminar de sensibilidade do modelo em relação aos parâmetros do solo escolhidos, a fim de se verificar a influência de cada um deles na resposta sem utilizar metodologia específica, ou seja, realizando uma simulação para cada valor inferior e superior considerado para cada parâmetro.

No caso da argila normalmente adensada considerada em aplicações *offshore* na Bacia de Campos [7], os valores geralmente adotados para Su_0 (resistência não drenada na superfície do solo) e Su_k (a taxa de crescimento com a profundidade) são respectivamente $Su_0 = 5\text{kPa}$ e $Su_k = 2\text{kPa/m}$. Conseqüentemente, a expressão (4.2) pode ser escrita como:

$$Su(z) = 5 + 2 \cdot z \text{ (kPa)} \quad (6.1)$$

Para a argila normalmente adensada da Bacia de Campos, por exemplo, especialistas têm relatado que a taxa de crescimento da resistência, Su_k , pode apresentar variações de 10% em torno do valor determinístico do projeto. Também para o mesmo tipo de solo, as incertezas foram observadas nos valores da sensibilidade S_{ti} , que variam geralmente em aproximadamente 20% do valor do projeto. Porém, trata-se apenas de valores que são considerados como de projeto e os limites destes valores que especialistas assumem para a variação destes parâmetros.

No entanto, pela falta de dados relativos à sondagem, a diferença de tais limites em relação ao valor de projeto foi tomada como desvio padrão para geração de números

aleatórios da análise probabilística. Não havia informação em relação à distribuição dos valores no campo, pois os únicos parâmetros fornecidos foram o valor médio (determinístico) de projeto e uma possível variação em torno desse valor informado por um especialista. Com isso, as percentagens fornecidas por especialistas para a variação destes valores, foram adotadas como seus respectivos coeficientes de variação.

O coeficiente de variação é a razão do desvio padrão pela média.

Para a análise por aritmética *fuzzy*, o valor de projeto foi tomado como valor dominante e, as dispersões (α e β), como os coeficientes de variação dos valores de projeto informados por especialista. Este valor, porém, não representa o total de incertezas epistêmicas ligadas aos parâmetros, sendo esta análise uma aproximação realizada apenas para testar uma possível equivalência da aritmética *fuzzy* em relação ao método de Monte Carlo.

Os valores reais de média e desvio padrão são então obtidos a partir de análises estatísticas dos parâmetros do solo, efetuadas para os dados de ensaios realizados no local de instalação da estaca, a qual é analisada através da implementação no programa PROSIM com a configuração completa (estaca + linha de lançamento + linha de ancoragem) na seção 6.4.

Dessa forma, é possível aproximar um número *fuzzy* a partir da função dos dados amostrais, obtendo-se assim um número *fuzzy* mais representativo.

Para concluir, a seção 6.4 analisa uma configuração completa de lançamento efetuada na Bacia de Campos, tanto de forma determinística, como também tratando as incertezas através de aritmética *fuzzy* que, como será visto adiante, apresenta vantagem em relação ao custo computacional quando comparado ao método de Monte Carlo.

6.3 – LANÇAMENTO DA ESTACA-TORPEDO ISOLADA

6.3.1 – Análise Determinística

6.3.1.1 – Dados do Modelo

A aplicação do modelo da penetração descrito no capítulo 5 é ilustrada agora para o problema definido pelos dados mostrados nas Tabelas 6.1 e 6.2, correspondendo a uma estaca isolada (sem a modelagem explícita das linhas) caindo de uma altura de 200m acima do fundo do mar. Em relação ao coeficiente de arrasto C_D , True [2] propõe um valor de 0.7; entretanto, neste problema um valor maior é empregado a fim de levar em conta o aumento nos efeitos de arrasto causados pela linha de lançamento como descrito em [54].

Tabela 6.1. Dados da estaca.

W – Peso no ar	396 kN
W_b – Peso Submerso	340 kN
d – Diâmetro	0.762 m
C_D – Coeficiente de arrasto	2.693

Tabela 6.2. Dados do solo.

Su_o – Resistência não drenada na superfície	5 kPa
Su_k – Taxa de crescimento da resistência não drenada	2 kPa/m
Sti – Sensibilidade	2.5
N_c – Fator de capacidade de carga	9
δ – Fator de redução da adesão lateral	0.9

Se – Fator empírico da máxima taxa de deformação	5
Ce – Coeficiente empírico da taxa de deformação	0.02 kN.s/m ²
C_0 – Constante empírica da taxa de deformação	0.06

6.3.1.2 - Resultado da Análise Determinística

A solução no domínio do tempo considerou um tempo total de 15 segundos (suficiente, como será visto, para a estaca penetrar inteiramente no solo). A análise é executada com um incremento de tempo de 0.002 segundo. O valor adotado para o parâmetro β do algoritmo de integração no tempo é $\beta = 28/27$.

Os resultados são apresentados na Figura 6.1, como um gráfico que relaciona a posição vertical da estaca a sua velocidade, e na Figura 6.2 como perfis de deslocamento e velocidade em relação ao tempo. A origem do gráfico da Figura 6.2 corresponde à estaca em sua posição inicial, antes de ser lançada (conseqüentemente com a velocidade e o deslocamento vertical iguais a zero). Enquanto a estaca se desloca na água, sua velocidade aumenta até que alcance o fundo do mar e comece a penetrar no solo (deslocamento igual a 200m). A partir deste ponto, a velocidade é reduzida até que, quando retorna a zero, a penetração é concluída e a profundidade final da ponta da estaca é alcançada.

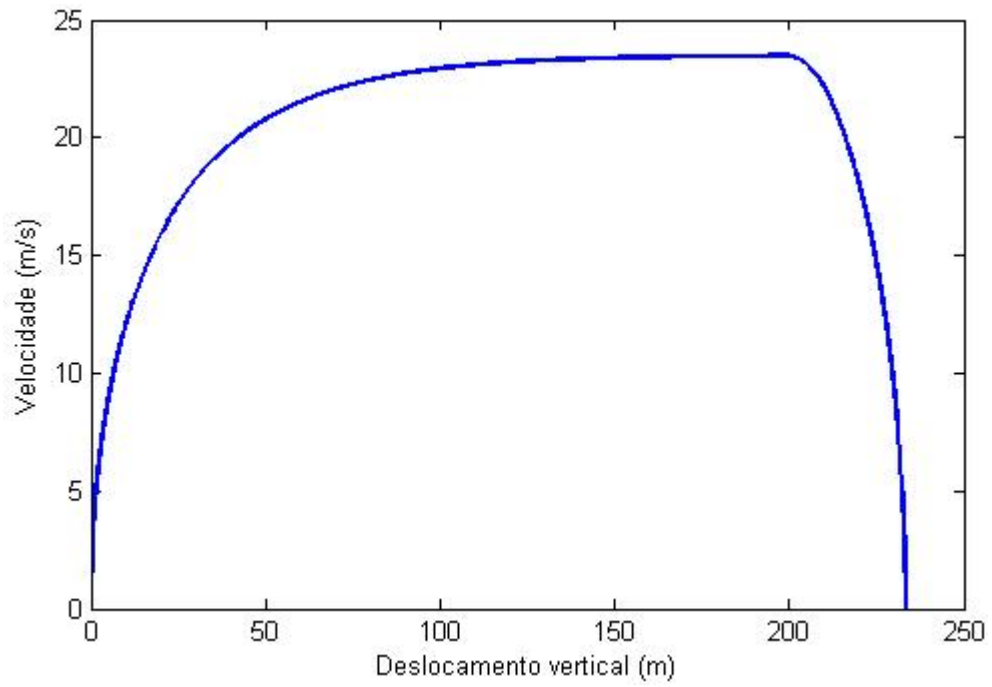


Figura 6.1. Velocidade X deslocamento.

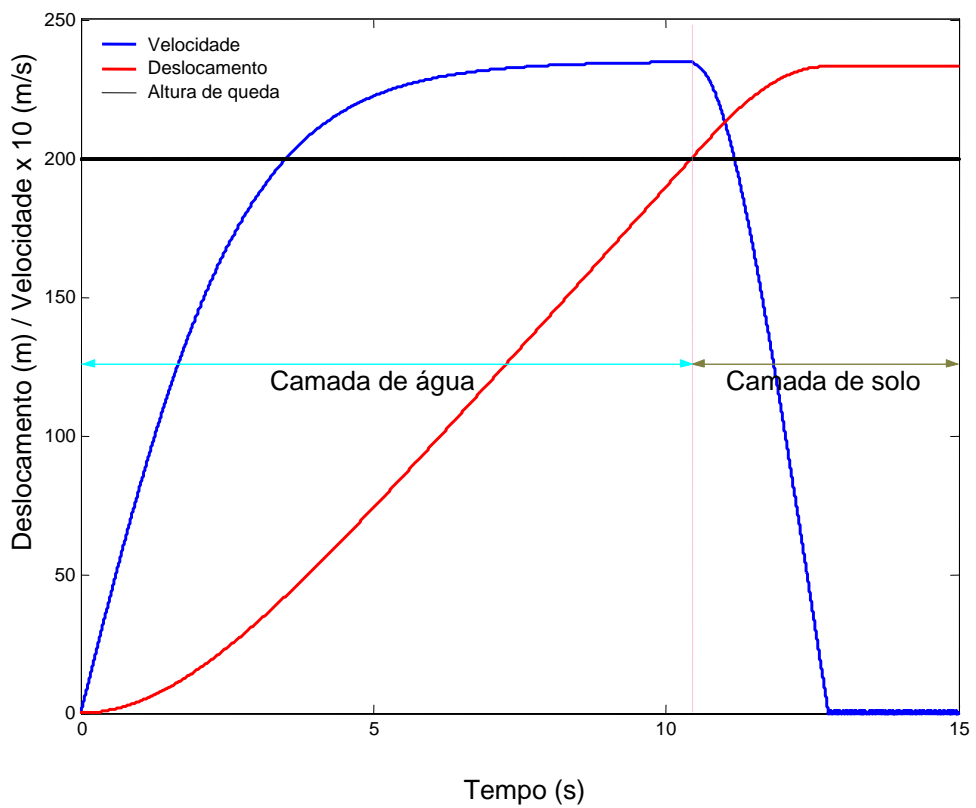


Figura 6.2. Perfis de velocidade e deslocamento no tempo.

6.3.2 – Estudos de Sensibilidade do Modelo de Penetração

6.3.2.1 – Estudo de Sensibilidade Determinística

Para fazer uma avaliação inicial da sensibilidade do modelo de penetração da estaca torpedo às incertezas dos parâmetros selecionados do solo, um estudo paramétrico foi executado considerando o mesmo problema descrito nas Tabelas 6.1 e 6.2, e aplicando o modelo de penetração como determinístico, adotando variações em ambos os parâmetros incertos: a taxa de crescimento da resistência não drenada (Su_k) e a sensibilidade do solo S_{ii} .

Inicialmente, (Su_k) e (S_{ii}), individualmente, recebem acréscimo de 10 e 20%. E posteriormente, recebem decréscimo de 10 e 20%. Os resultados das análises para os diferentes valores dos parâmetros selecionados são apresentados nos gráficos das Figuras 6.3 e 6.4, correspondendo às análises onde os parâmetros foram aumentados e reduzidos, respectivamente.

Deve-se notar que, uma vez que a altura da queda e as características da estaca não foram alteradas, o comportamento da estaca do ponto da queda até alcançar o fundo do mar é o mesmo que se observa Figura 6.1. Conseqüentemente, os gráficos das Figuras 6.3 e 6.4 representam somente o comportamento da estaca enquanto penetra o solo, começando da profundidade de 200m (que corresponde ao fundo do mar) até o deslocamento correspondente ao final da penetração.

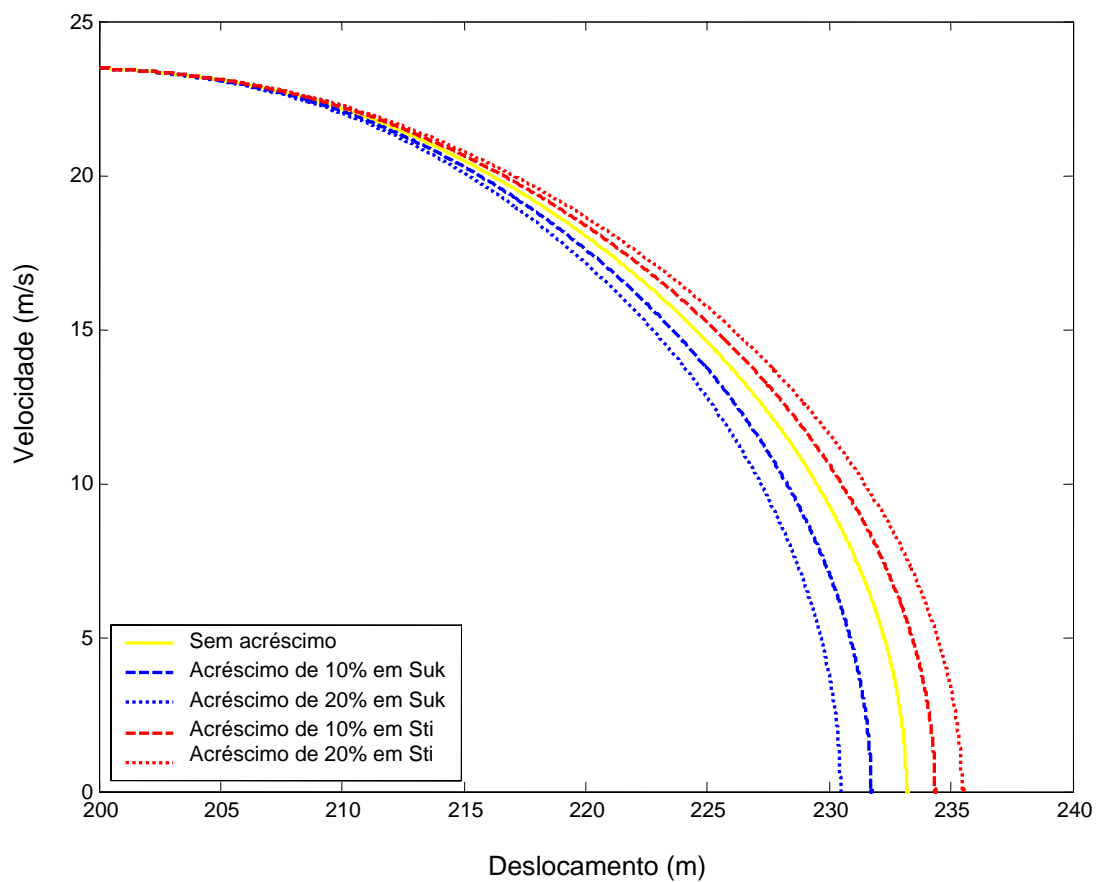


Figura 6.3. Análises determinísticas aumentando os parâmetros do solo .

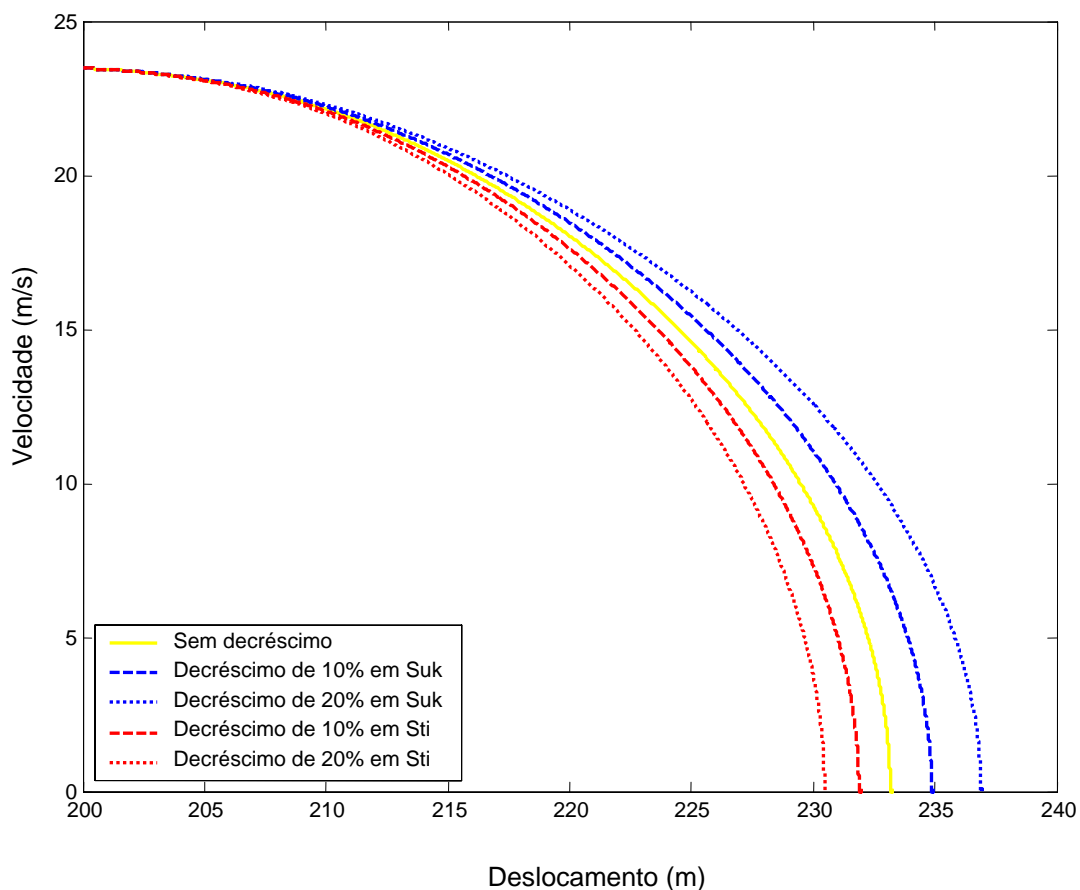


Figura 6.4. Análises determinísticas diminuindo os parâmetros do solo.

Um resumo dos resultados destas figuras é apresentado na Tabela 6.3 e na Figura 6.5, em termos de profundidade final (deslocamento vertical total da ponta da estaca) para cada variação dos parâmetros Su_k e S_{ti} .

Tabela 6.3. Estudo de sensibilidade determinística

Parâmetro	Profundidade final (m)				
	-20%	-10%	0%	10%	20%
Su_k	236.9	234.9	233.2	231.8	230.5
S_{ti}	230.5	231.9	233.2	234.4	235.5

Pode-se verificar que, como esperado, a redução na taxa de crescimento da resistência não drenada (e conseqüentemente da resistência do solo) conduz ao aumento nos valores de profundidade final. Por outro lado, diminuir os valores de sensibilidade aumenta a resistência do solo e, conseqüentemente, reduz sua profundidade final.

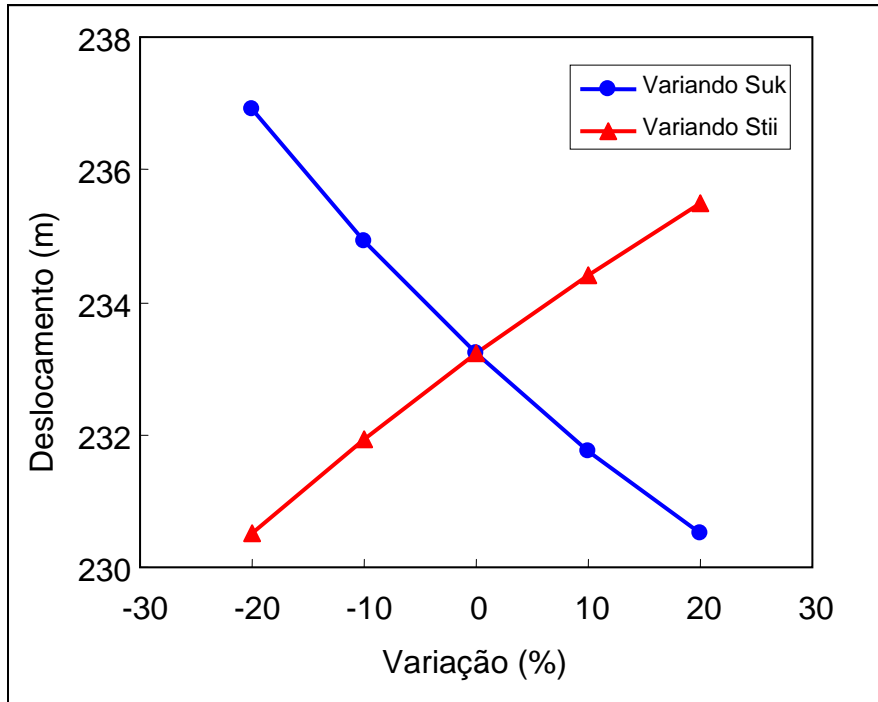


Figura 6.5. Variação dos parâmetros do solo.

6.3.2.2 – Estudo de Sensibilidade Probabilística

A avaliação da sensibilidade da resposta às incertezas dos parâmetros do solo prossegue agora com a aplicação do método de Monte Carlo. O objetivo é obter uma melhor avaliação de como as variações probabilísticas de cada parâmetro influenciam individualmente na resposta.

No problema atual, as N amostras de cada parâmetro incerto (Su_k e S_{ii}) foram geradas aleatoriamente a partir da função densidade de probabilidade normal, sendo que a média e o desvio padrão aplicados para caracterizar cada uma destas funções, respectivamente, o valor determinístico de projeto e o coeficiente de variação de cada parâmetro.

Inicialmente, um número total de 100 simulações que empregam o modelo de penetração é executado. Cada simulação corresponde a um valor aleatoriamente gerado para o parâmetro Su_k , considerando um coeficiente de variação de 10%, e mantendo constante a sensibilidade S_{ii} do solo. Em seguida, um outro conjunto de 100 simulações é executado, variando agora (S_{ii}), considerando um coeficiente de variação de 10%, e mantendo constante Su_k . O resultado é apresentado na Figura 6.6.

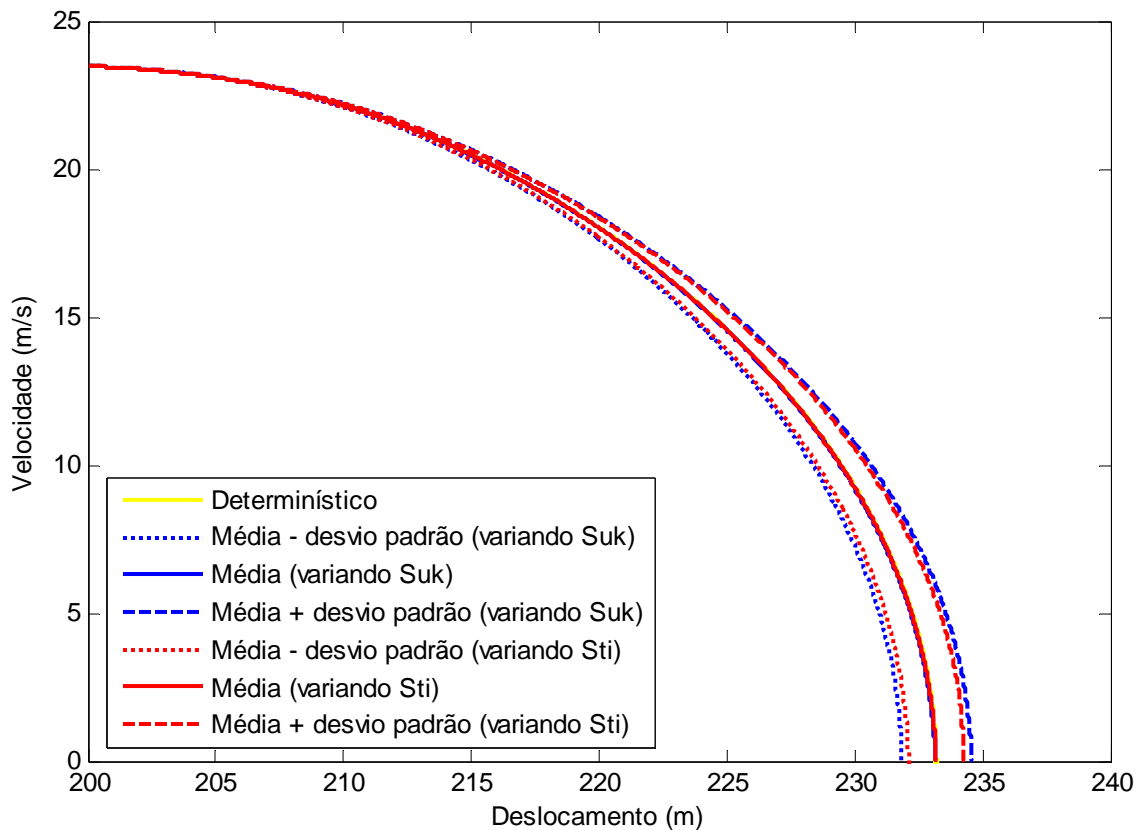


Figura 6.6. 100 simulações variando cada parâmetro separadamente.

Para um mesmo valor do coeficiente de variação (no caso 10%), pode-se notar que S_{uk} produz um desvio padrão maior, ou seja, há maior sensibilidade do modelo em relação a este parâmetro. Entretanto, na prática, a variação de S_{ti} é maior que 10% e para testar sua influência, outros dois conjuntos de 100 simulações são executados, considerando agora coeficientes de variação de 20% e 30% para a geração aleatória dos valores para a sensibilidade do solo (S_{ti}), Figura 6.7.

Para cada conjunto de simulações aleatórias, o desvio padrão e a média dos valores de profundidade final são calculados. Os resultados foram resumidos na Tabela 6.4, em termos dos seguintes resultados característicos para a profundidade da estaca: (Média – Desvio Padrão), (Média), (Média + Desvio Padrão).

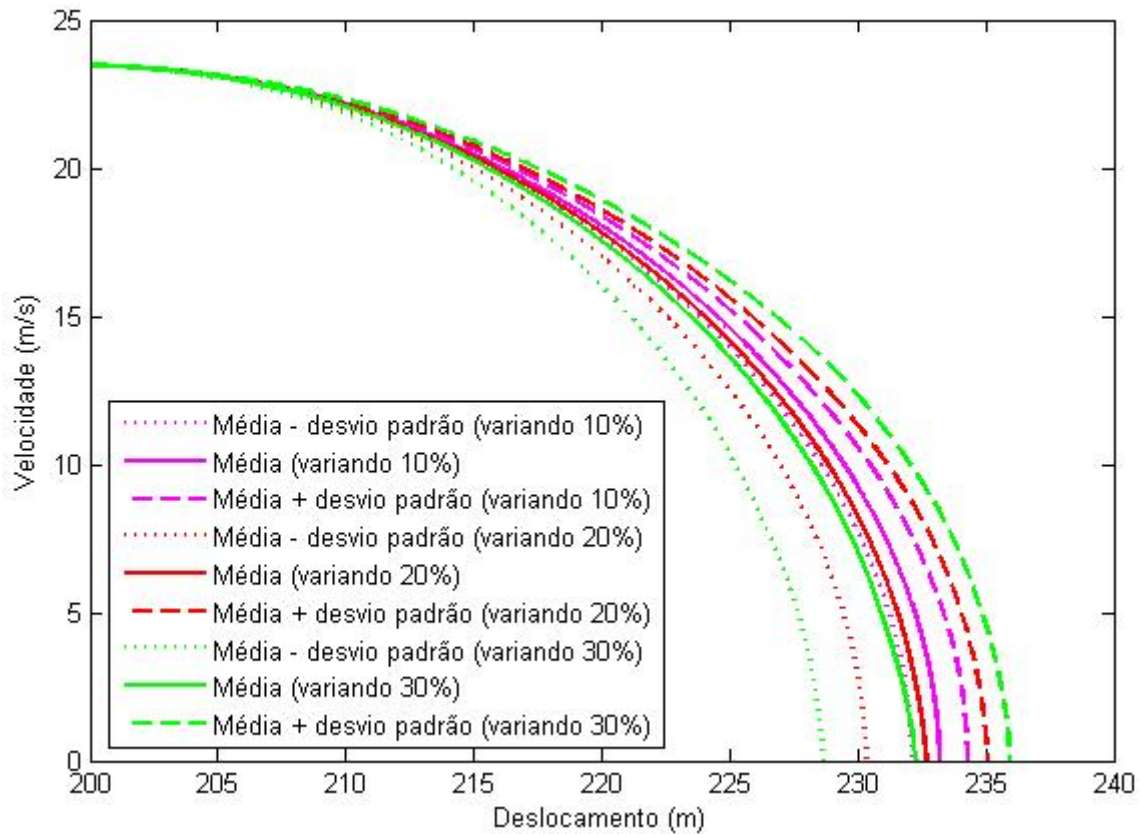


Figura 6.7. Simulações variando a sensibilidade em diferentes porcentagens.

Tabela 6.4. Estudo de sensibilidade probabilística.

Parâmetro	Profundidade (m)			
	Média – Desvio Padrão	Desvio Padrão	Média	Média + Desvio Padrão
Su_k , COV 10%	231.8	1.4	233.2	234.6
S_{ti} , COV 10%	232.2	1.1	233.2	234.3
S_{ti} , COV 20%	230.3	2.4	232.7	235.1
S_{ti} , COV 30%	228.6	3.7	232.3	236.0

6.3.3 – Análise Probabilística pelo Método de Monte Carlo

Na análise probabilística usando o método de Monte Carlo, ambos os parâmetros são agora variados simultaneamente. Um número total de 1500 simulações que empregam o modelo da penetração é executado. Cada simulação corresponde a um par de valores aleatoriamente gerados para a Su_k e S_{ti} .

A geração aleatória considera uma distribuição de valores obtida a partir da função densidade de probabilidade normal para cada parâmetro, onde a média é caracterizada pelo valor de projeto de cada parâmetro (respectivamente 2.0 e 2.5), e o desvio padrão é o valor assumido como coeficiente de variação (respectivamente 10% e 20%, que correspondem às porcentagens da variação em torno dos valores do projeto). As Figuras 6.8 e 6.9 apresentam a distribuição dos 1500 valores aleatórios de (Su_k) e (S_{ti}), e função densidade da probabilidade normal da qual foi gerada.

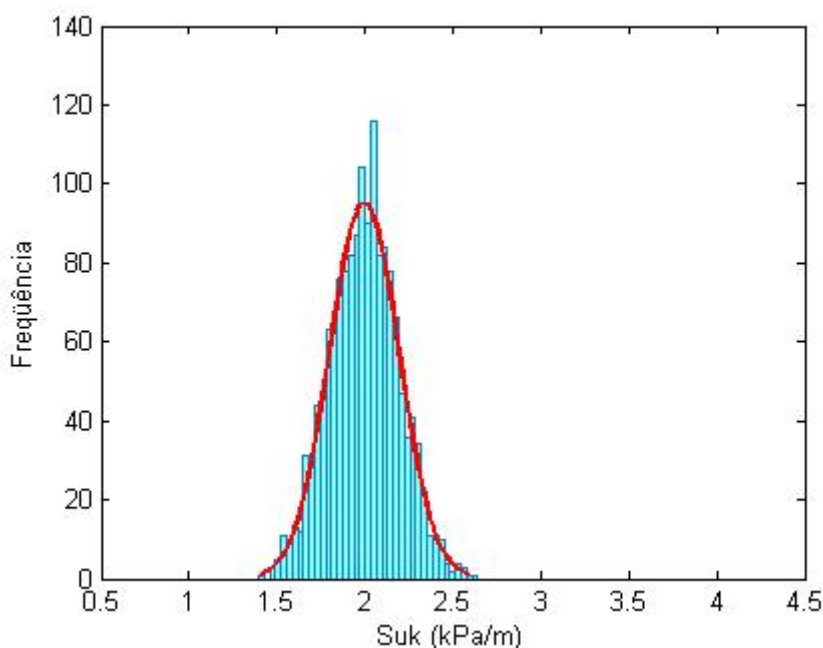


Figura 6.8. 1500 valores aleatórios da taxa de crescimento da resistência ao cisalhamento não drenada gerados a partir da distribuição normal.

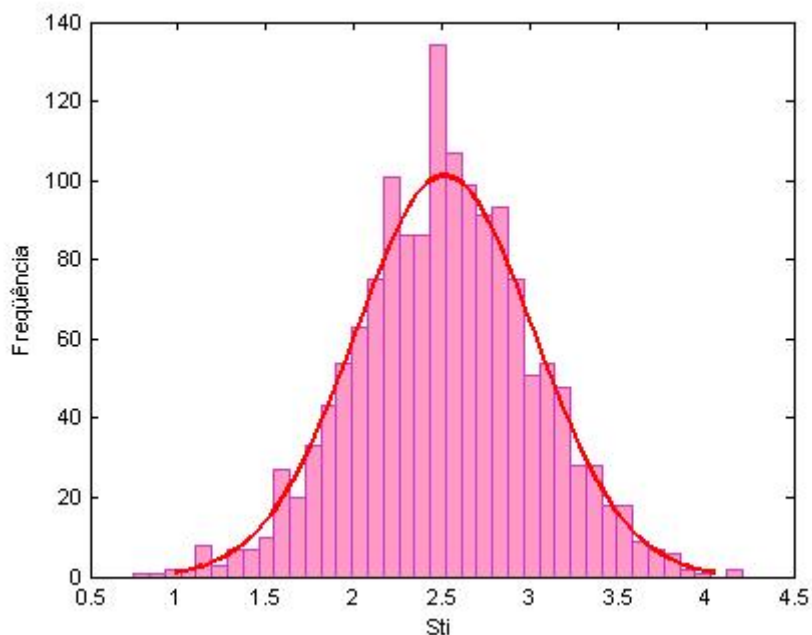


Figura 6.9. 1500 valores aleatórios de sensibilidade gerados a partir da distribuição normal.

Deve-se observar que o número das simulações em uma análise de Monte Carlo é caracterizado pela convergência do valor médio do parâmetro considerado como valor determinístico de projeto. Neste caso, 1500 gerações eram necessárias para obter uma convergência satisfatória; poucas simulações podem ser apropriadas somente como uma avaliação preliminar.

Os resultados das simulações são então armazenados para um posterior tratamento estatístico. As Figuras 6.10 e 6.11 apresentam, respectivamente, as distribuições de velocidade e profundidade (deslocamento da ponta da estaca) após 12s de simulação (quando a estaca está penetrando no solo, mas não parou ainda), ambos comparados com a distribuição normal. Pode-se observar que os resultados não têm a mesma distribuição normal dos parâmetros incertos de entrada, principalmente por causa da não-linearidade do modelo.

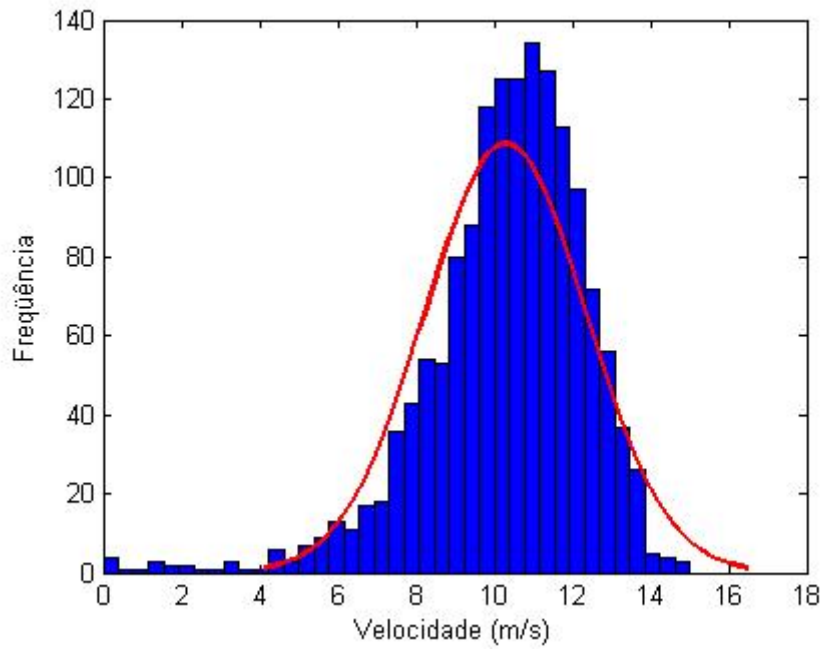


Figura 6.10. Distribuição dos valores de velocidade aos 12s de simulação.

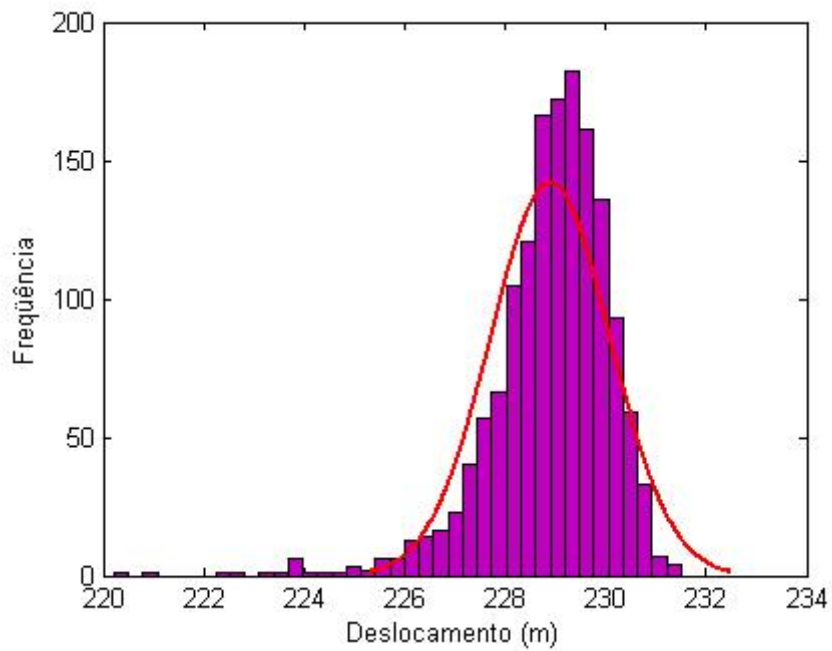


Figura 6.11. Distribuição dos valores de deslocamento aos 12s de simulação.

6.3.4 – Análise Possibilística por Aritmética Fuzzy

Na execução da análise "possibilística" usando a aritmética *fuzzy*, as variáveis incertas Su_k e St_i são representadas como números *fuzzy* triangulares, e todas as operações executadas com eles no procedimento da solução empregam os operadores *fuzzy* apresentados no capítulo 5. Conseqüentemente, enquanto a metodologia probabilística com o método de Monte Carlo requer um número total de 1500 análises com aritmética convencional, a metodologia que emprega a aritmética *fuzzy* requer somente três análises.

A Tabela 6.5 apresenta os valores que definem as funções de pertinência triangulares empregadas para representar os parâmetros incertos Su_k e St_i como números *fuzzy*. Relembrando que m é o valor "dominante" para os parâmetros, os limites inferiores e superiores a e b são calculados considerando as mesmas porcentagens usadas para os coeficientes de variação para Su_k e St_i , respectivamente 10% e 20%. As funções da pertinência para Su_k e St_i são representadas graficamente na Figura 6.12.

Tabela 6.5. Valores utilizados na função de pertinência dos parâmetros Su_k e St_i .

	m	a	b
Su_k	2.0	1.8	2.2
St_i	2.5	2.0	3.0

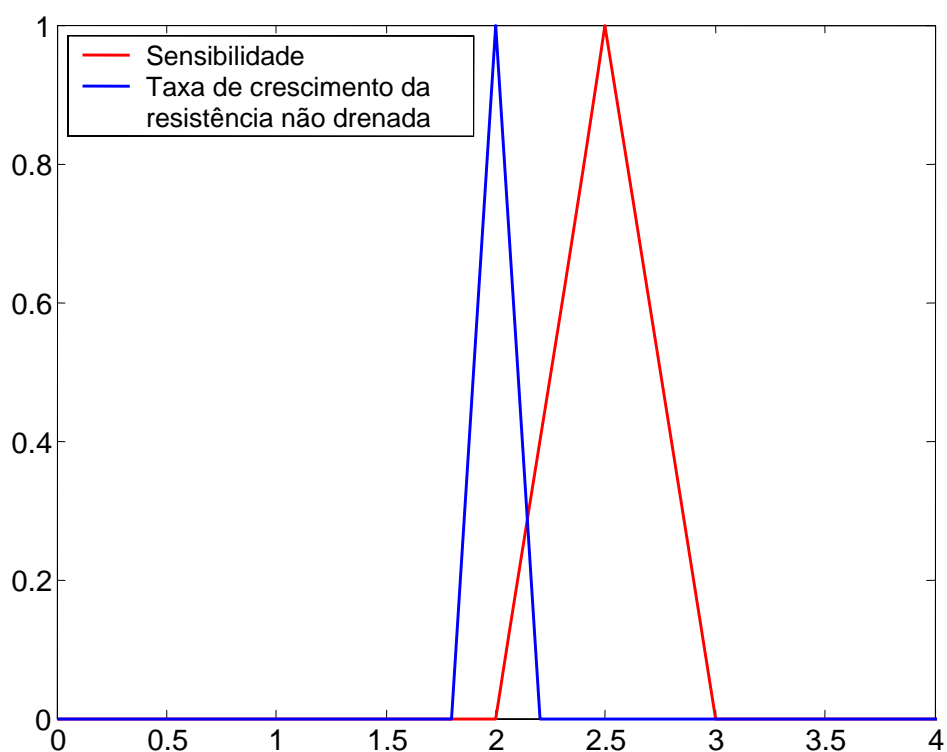


Figura 6.12. Função de pertinência dos parâmetros Su_k e S_{ii} .

Os resultados da análise *fuzzy*, em termos de limite inferior, valor dominante e superior para a profundidade final da estaca torpedo, são apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6. Resultados da análise *fuzzy*

	Limite Inferior	Valor Dominante	Limite Superior
Profundidade (m)	230.0	233.2	237.7

6.3.5 – Comparação dos Resultados Probabilísticos e Possibilísticos

Finalmente, esta seção compara os resultados obtidos pelas simulações de probabilístico/Monte Carlo e pela análise de possibilística/Fuzzy.

Os resultados são apresentados então, não somente nos termos da profundidade final da estaca (como nas Tabelas 6.7 e 6.6, respectivamente para MC e a análise *fuzzy*),

mas também nos termos do comportamento completo da estaca enquanto penetra o solo, começando da profundidade de 200m (que corresponde ao fundo do mar) até que termine a penetração.

Tabela 6.7. Parâmetros estatísticos da análise probabilística.

Parâmetro	Média	Desvio Padrão
Su_k	2.0	0.2 (10%)
S_{ti}	2.5	0.5 (20%)
Deslocamento (m)	233.2	3.0

Este comportamento é comparado na Figura 6.13, apresentando velocidades e profundidades da estaca torpedo obtidas pelas análises de Monte Carlo e *Fuzzy* que aplicam o modelo de penetração. A curva mais provável da simulação de Monte Carlo é representada pelos valores médios, e seus limites inferior e superior são determinados pelos desvios padrão. Os resultados equivalentes são mostrados para as análises *fuzzy*, onde a resposta determinística coincide com o resultado dominante.

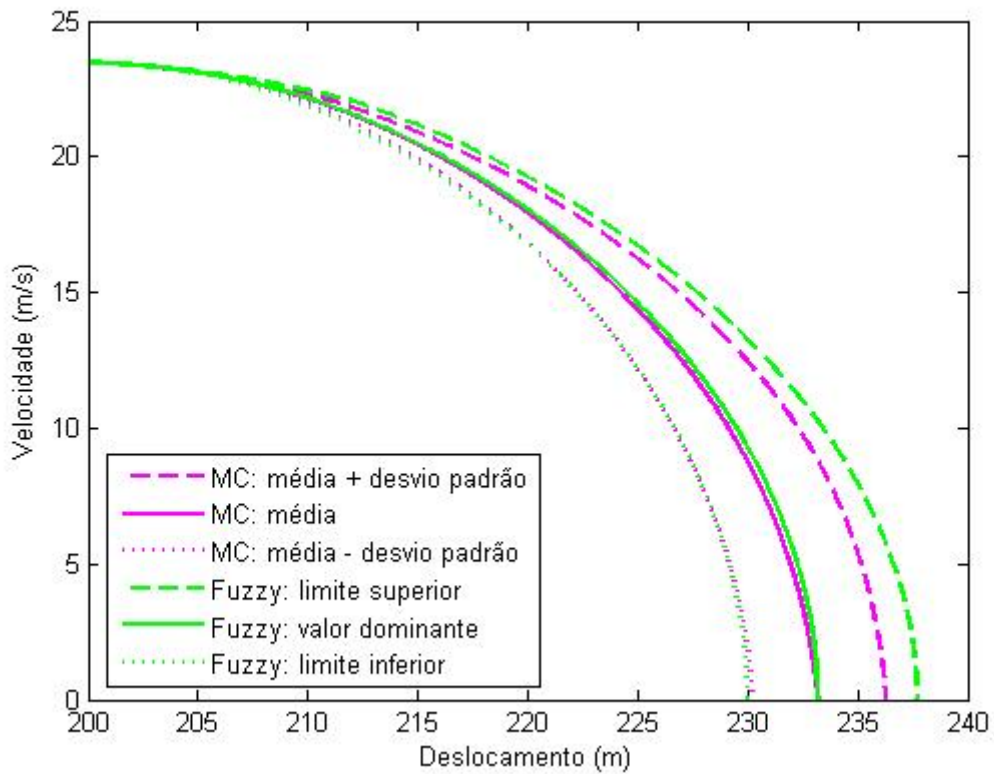


Figura 6.13. Comparação dos resultados.

A Tabela 6.8 resume e compara os resultados apresentados para MC e análises *fuzzy*. Pode-se observar que os resultados inferiores/superiores obtidos pelo método de Monte Carlo apresentaram uma variação de 9.2% relacionados aos resultados dominante/determinístico. Este resultado é consistente com a suposição de que os resultados seguem uma distribuição normal (que não é estritamente verdadeira, devido à não linearidade do modelo, como foi mencionado anteriormente).

Tabela 6.8. Comparação dos resultados

Método	Deslocamento (m)		
	Limite Inferior	Valor Dominante	Limite Superior
MC	230.2 (-9.2%)	233.2	236.2 (+9.2%)
<i>Fuzzy</i>	230.0 (-9.7%)	233.2	238.0 (+13.6%)

Por outro lado, os resultados obtidos pela simulação *fuzzy* apresentaram uma dispersão maior para o limite superior (13.6% do valor determinístico), do que para o limite inferior (9.7%). Isto indica que a metodologia *fuzzy* é capaz de representar melhor as conseqüências da variação dos parâmetros incertos, como se pode observar nas Figuras 6.10 e 6.11, onde há claramente mais valores distribuídos acima da média do que abaixo.

Finalmente, a comparação mais notável no desempenho de ambos os métodos pode ser indicada em termos do tempo total de CPU requerido. Enquanto 1500 análises foram requeridas pela abordagem probabilística de Monte Carlo, somente 3 análises foram requeridas para a abordagem "possibilística" empregando a aritmética *fuzzy*. Conseqüentemente, o tempo total da simulação para aritmética *fuzzy* foi somente 0.2% (ou aproximadamente 500 vezes menos) do tempo total requerido nas simulações de Monte Carlo.

6.4 – MODELO COMPLETO DO LANÇAMENTO DA ESTACA-TORPEDO

6.4.1 – Análise Determinística

6.4.1.1 – Dados da Análise Determinística

A Figura 6.14 a seguir apresenta o esquema do modelo de instalação de uma das estacas torpedo instrumentadas da plataforma Petrobras-50, localizada no campo de Albacora Leste, na Bacia de Campos.

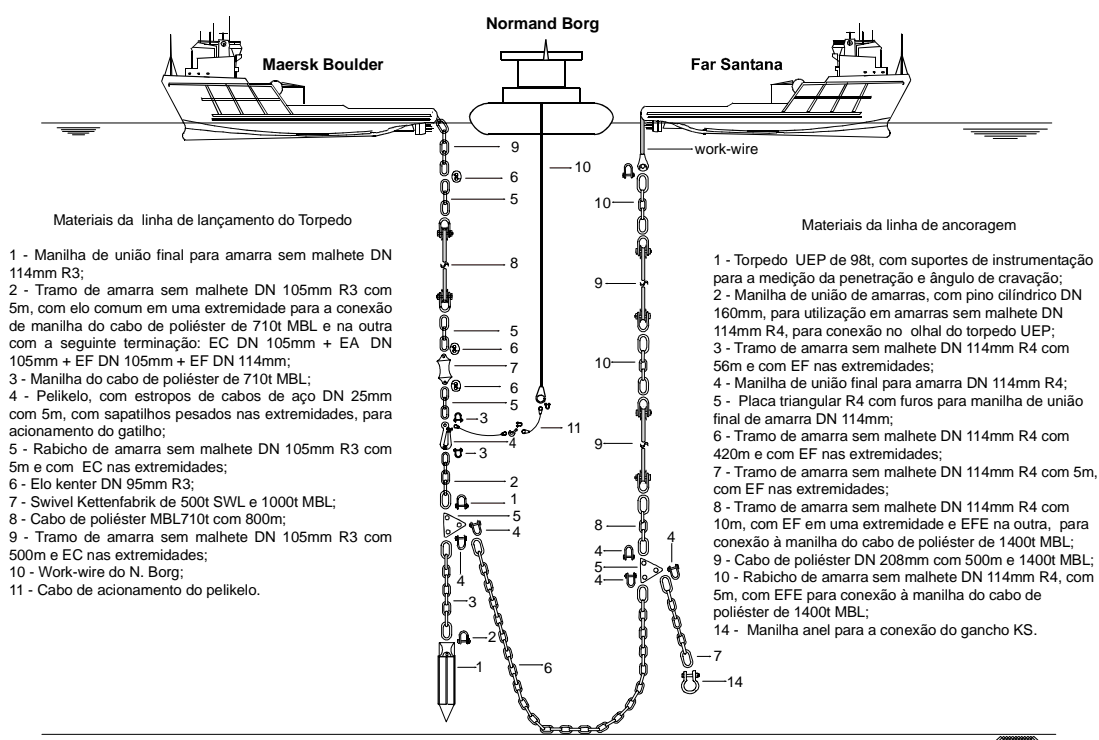


Figura 6.14. Esquema completo de lançamento.

A composição da linha de lançamento e de ancoragem está apresentada, respectivamente, nas Tabelas 6.9 e 6.10, conforme descrito [55]:

Tabela 6.9. Composição da linha de lançamento.

Segmento	Comprimento (m)
Torpedo UEP de 98t	17
Amarra sem malhete DN 114mm R4	56
Placa triangular R4 com conexões	1
Rabicho de amarra sem malhete DN 105mm R3	5
Pelikelo com manilhas	2
Rabicho de amarra sem malhete DN 105mm R3	5
Swivel SWL 500t com conexões	2
Rabicho de amarra sem malhete DN 105mm R3	5
Cabo de poliéster MBL 710t	800
Rabicho de amarra sem malhete DN 105mm R3	5
Amarra sem malhete DN 105mm R3	303

Tabela 6.10. Composição da linha de ancoragem.

Segmento	Comprimento (m)
Amarra sem malhete DN 114mm R4	420
Placa triangular R4 com conexões	1
Rabicho de amarra sem malhete DN 114mm R4	10
Cabo de poliéster MBL 1400t	500
Rabicho de amarra sem malhete DN 114mm R4	5
Cabo de poliéster MBL 1400t	500
Rabicho de amarra sem malhete DN 114mm R4	5

Os dados da estaca e do solo utilizados no exemplo estão apresentados, respectivamente, Tabelas 6.11 e 6.12.

Tabela 6.11. Dados da estaca torpedo.

W – Peso no ar	961 kN
W_b – Peso Submerso	834 kN
d – Diâmetro	1.07m
C_D – Coeficiente de arrasto	1.2

Tabela 6.12. Dados do solo.

ρ – Massa específica do solo	1.6 Mg/m ³
Su_o – Resistência não drenada na superfície	5 kPa
Su_k – Taxa de crescimento da resistência não drenada	2 kPa/m
Sti – Sensibilidade	3.5
N_c – Fator de capacidade de carga	9
δ – Fator de redução da adesão lateral	0.9
Se – Fator empírico da máxima taxa de deformação	5
Ce – Coeficiente empírico da taxa de deformação	0.02 kN.s/m ²
C_o – Constante empírica da taxa de deformação	0.06

Os parâmetros do solo da tabela anterior foram extraídos dos dados de sondagem no ponto próximo ao da instalação da estaca, tomando-se o valor médio como determinístico.

A malha inicial, Figura 6.15, é gerada pela interface gráfica SITUA como uma combinação de uma catenária, representando a linha de ancoragem, e uma malha reta para representar a linha de lançamento.

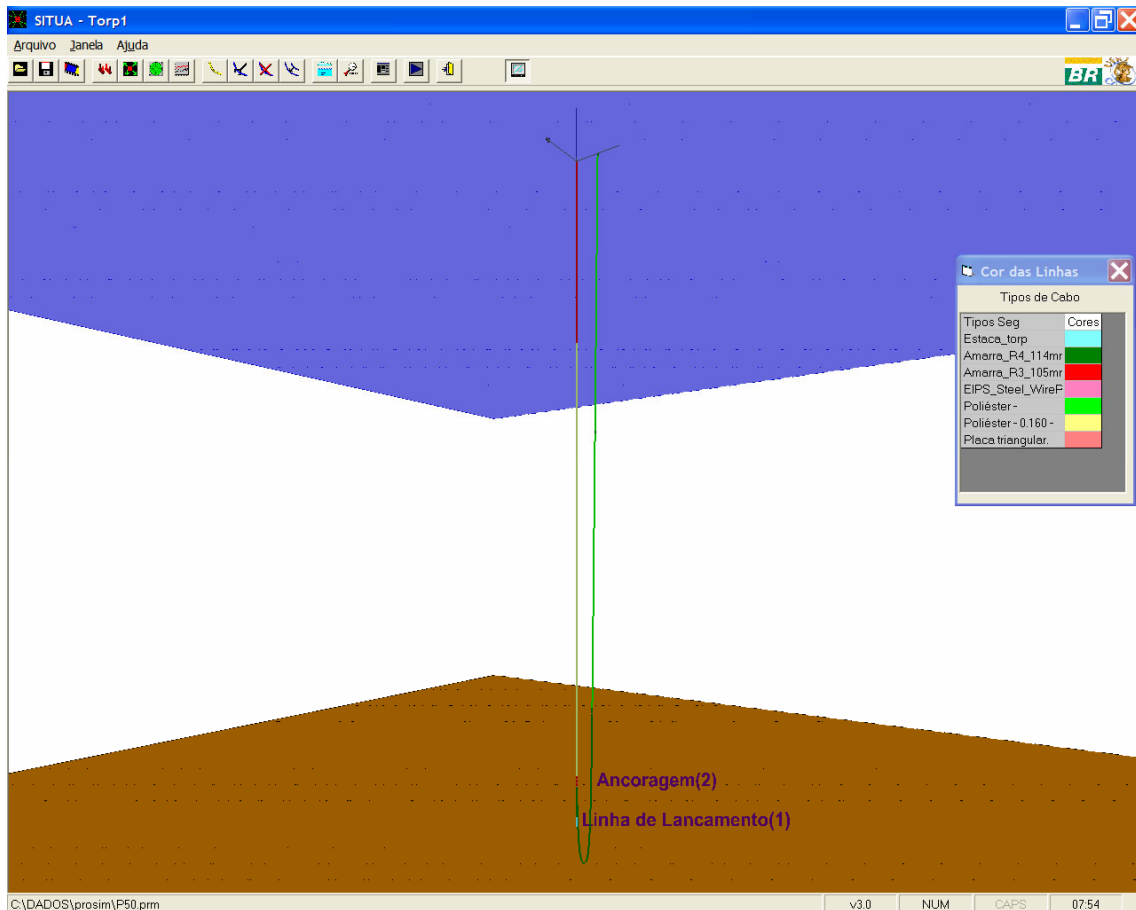


Figura 6.15. Malha inicial gerada pelo SITUA.

Em detalhe, Figura 6.16, pode-se observar a modelagem de estaca e linhas representadas com suas dimensões reais.

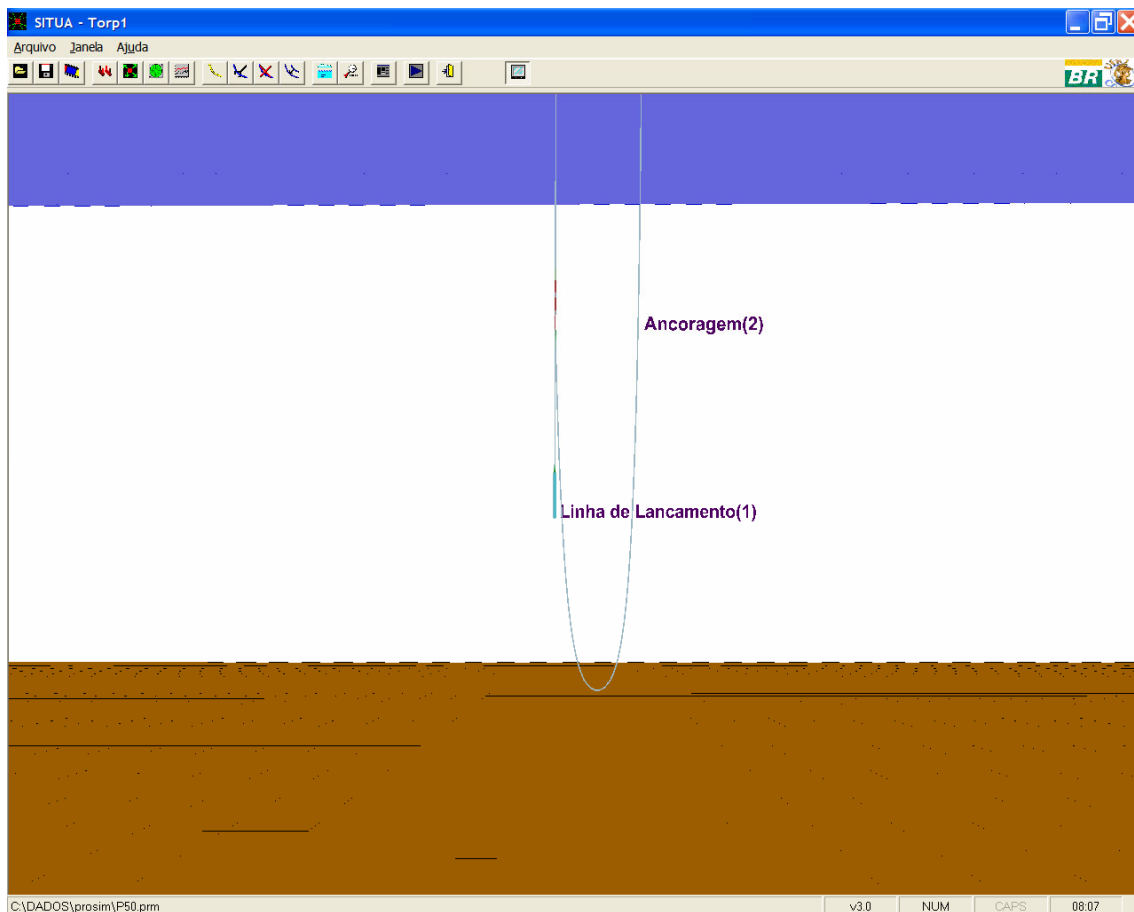


Figura 6.16. Detalhe: estaca torpedo e linhas de ancoragem e lançamento.

6.4.1.2 - Resultados da Análise Determinística

Dessa forma, realizou-se a simulação do lançamento e cravação da estaca torpedo e do trecho de linha de ancoragem de acordo com as Tabelas 6.9 a 6.12. Os resultados dos perfis de velocidade vertical e deslocamento vertical da ponta da estaca, calculados pelo PROSIM, foram comparados aos resultados dos sinais obtidos da instrumentação da estaca. Estes resultados estão apresentados na Figura 6.17.

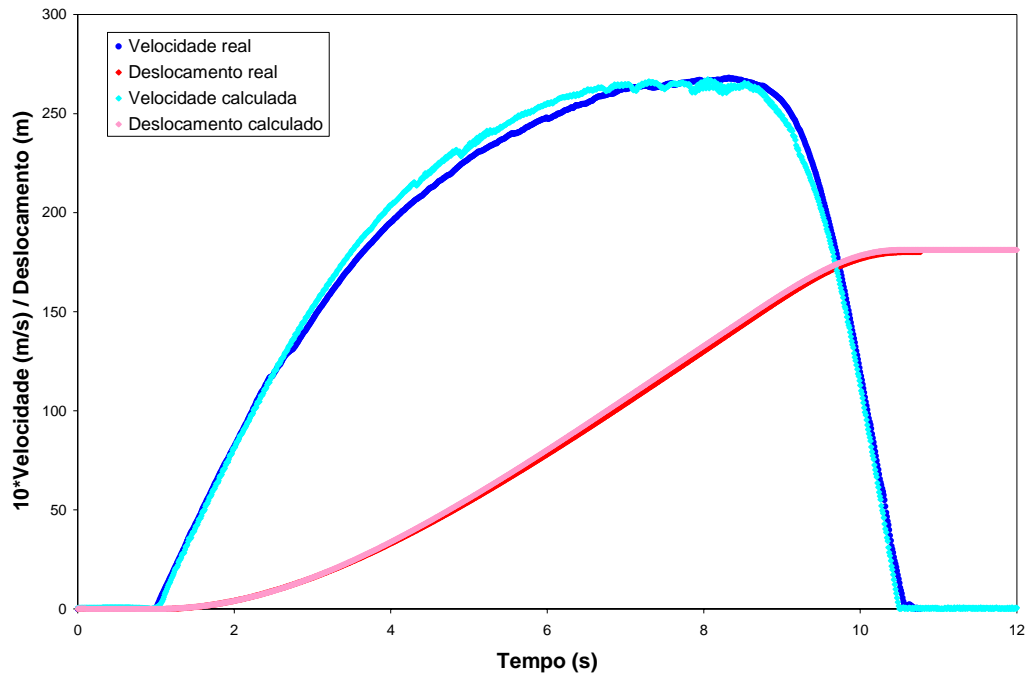


Figura 6.17. Comparação dos dados reais com os calculados pelo PROSIM.

Verifica-se que os resultados calculados através do programa PROSIM apresentam ótima concordância com os valores reais de instrumentação.

Em termos de penetração, deslocamento vertical abaixo da cota de fundo, o valor obtido pela simulação foi igual a 35m.

A Figura 6.18, ilustra o instante final de penetração de linhas e estaca torpedo.

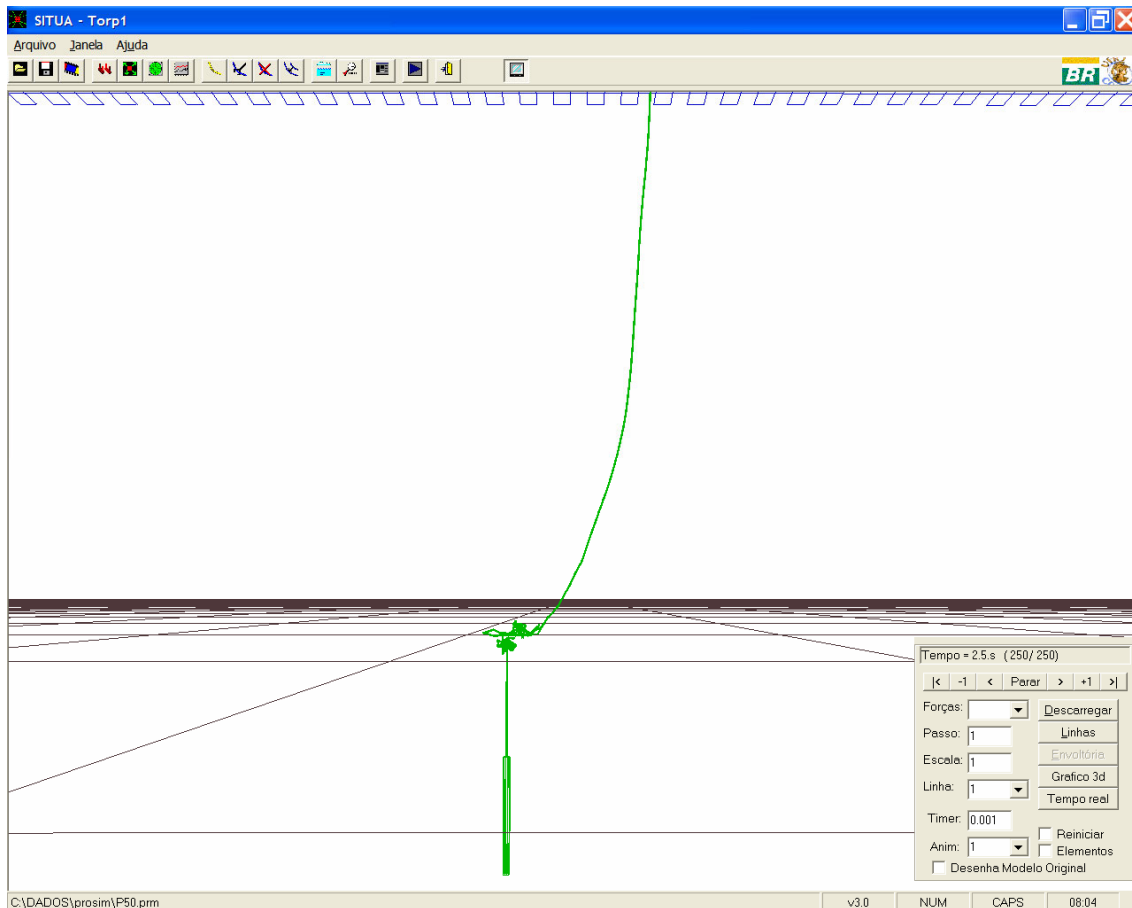


Figura 6.18. Instante final de penetração do sistema de lançamento.

6.4.2 – Análise de Incertezas

6.4.2.1 – Tratamento dos Parâmetros de Entrada

Para definir a função de pertinência que irá representar os parâmetros de entrada como números *fuzzy*, foram utilizados os resultados de ensaios realizados em diversos pontos do local de instalação das estacas da plataforma P-50.

Primeiramente, foi realizado um tratamento estatístico desses valores. Nas Figuras 6.19 e 6.20, têm-se os histogramas que representam as distribuições de frequência de Su_k e S_{ii} , respectivamente.

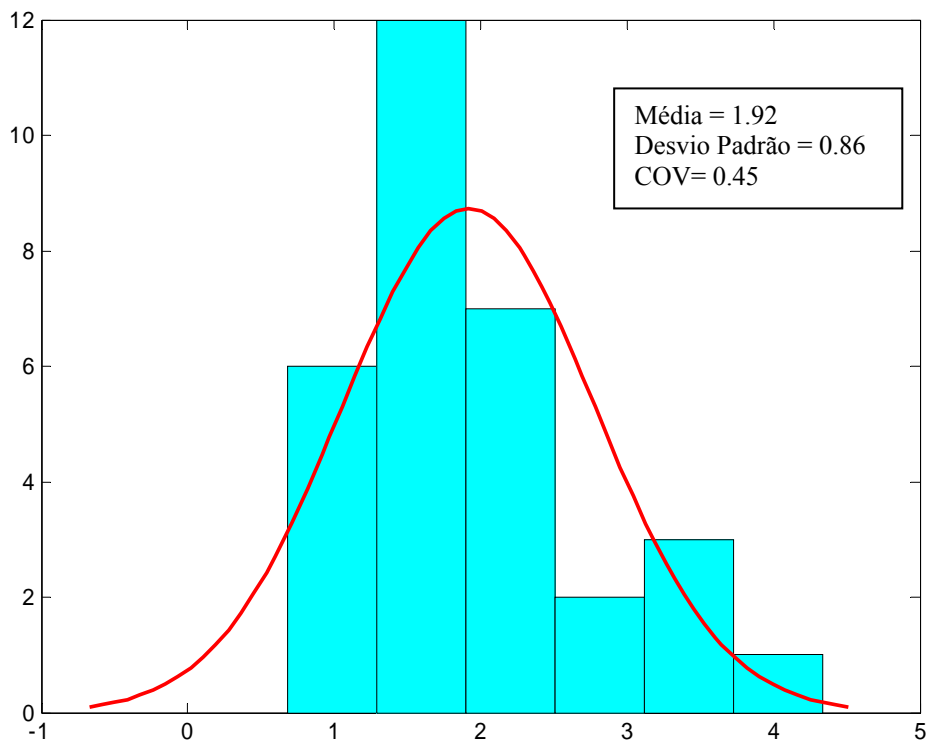


Figura 6.19. Distribuição dos valores da taxa de crescimento da resistência não drenada.

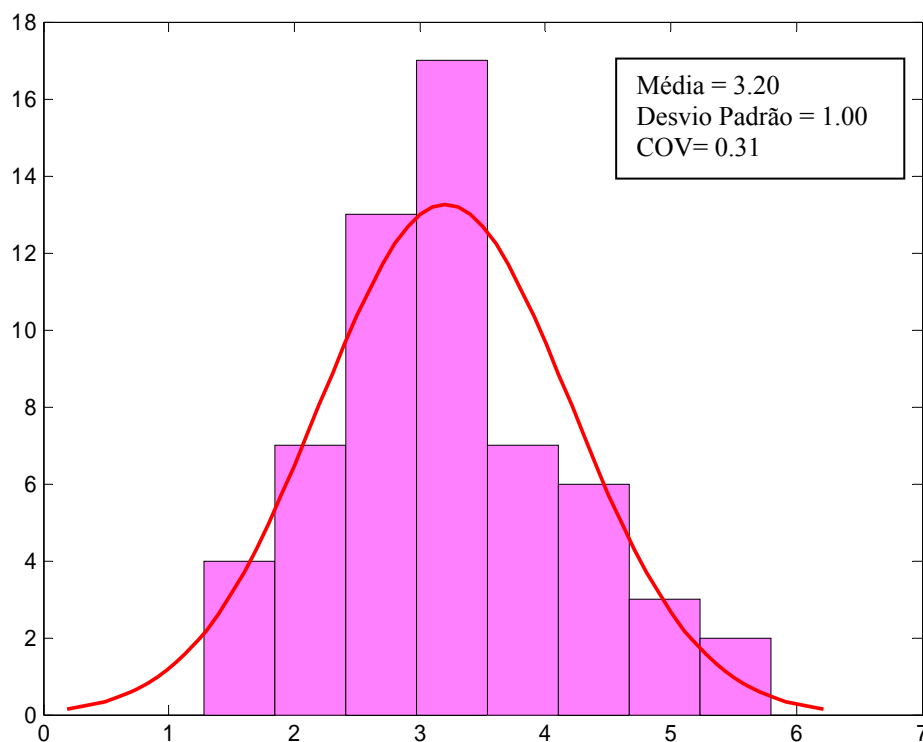


Figura 6.20. Distribuição dos valores de sensibilidade.

A Tabela 6.13 apresenta os resultados estatísticos em termos de média, desvio padrão e coeficiente de variação.

Tabela 6.13. Dados estatísticos dos parâmetros de entrada.

Parâmetro	Média	Desvio Padrão	COV
Su_k (kPa/m)	1.92	0.86	0.45
S_{ii}	3.20	1.00	0.31

Foi também realizado um teste de normalidade, a fim de se verificar se tal distribuição pode ser aproximada por uma função densidade de probabilidade normal. Nas Figuras 6.21 e 6.22 são apresentados os testes de normalidade da distribuição de cada parâmetro.

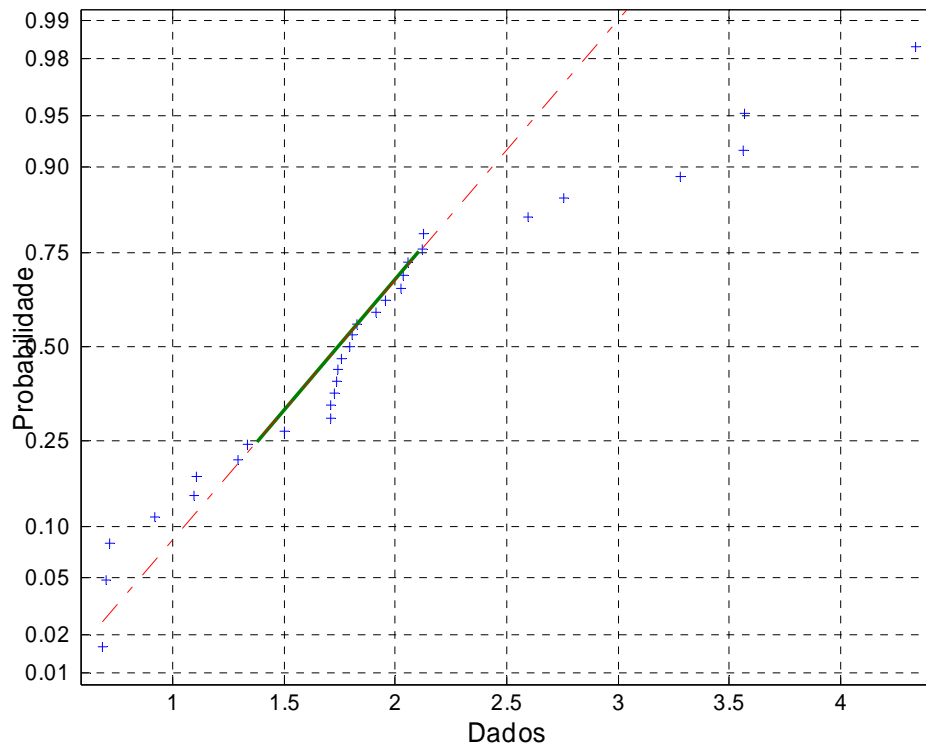


Figura 6.21. Teste de normalidade dos valores de Su_k .

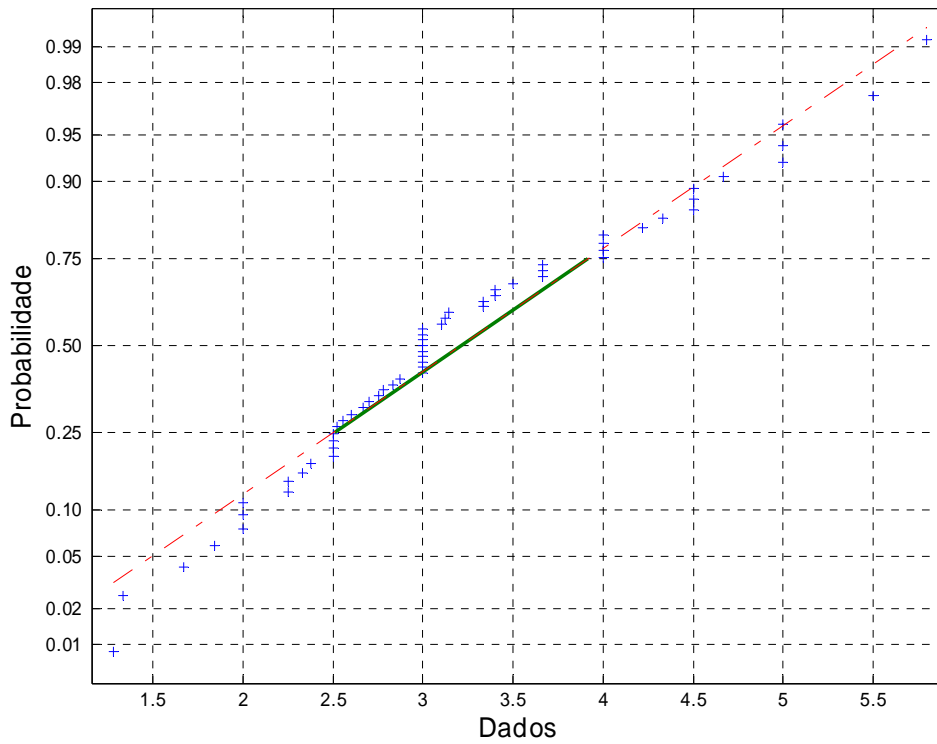


Figura 6.22. Teste de normalidade dos valores de St_i .

Observa-se que S_{ii} apresenta um melhor ajuste à função normal. No entanto, deve-se levar em consideração o reduzido número de dados amostrais analisados, uma vez que tais levantamentos geotécnicos fornecidos, que correspondem apenas aos *clusters* ao redor da plataforma a ser instalada, portanto, não se tem a informação completa de todo o campo de Albacora Leste. Extrapolam-se que esses dados possuem uma distribuição normal.

6.4.2.2 – Tratamento de Incertezas por Aritmética Fuzzy

Com isso, considerou-se que os números *fuzzy* triangulares que representam os parâmetros do solo são simétricos. Além disso, o coeficiente de variação (COV) destes poucos valores empíricos é considerado na determinação das dispersões do número *fuzzy*. Isto implica em considerar a variação da ordem de 1 desvio padrão. Ao adotar o número simétrico, o valor dominante passa a ser representado pela média, ao invés da moda. As Figuras 6.23 e 6.24 apresentam, respectivamente, o parâmetro Su_k e S_{ii} como números fuzzy triangulares.

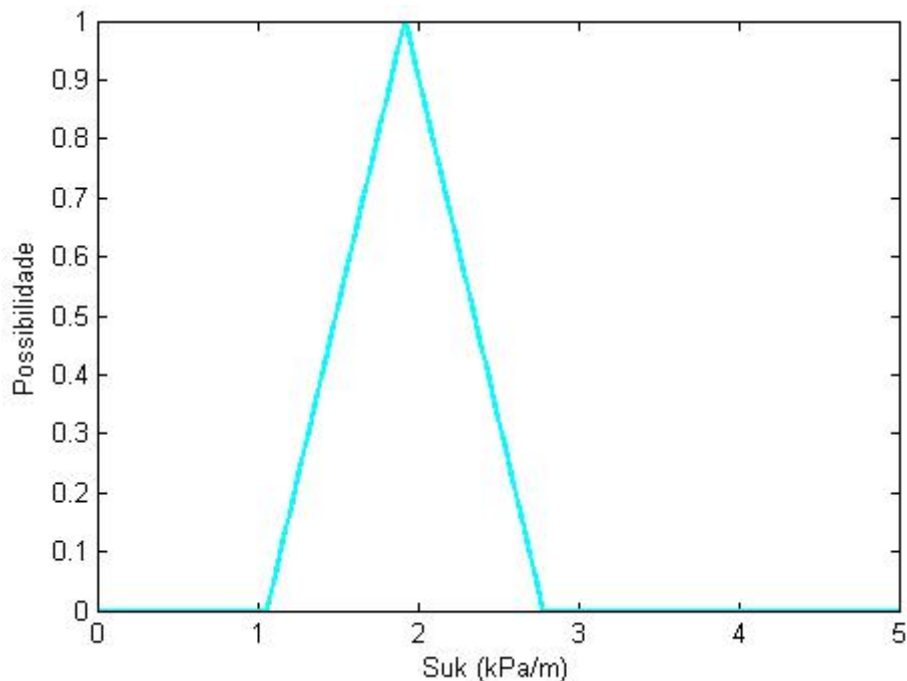


Figura 6.23. Su_k fuzzy triangular.

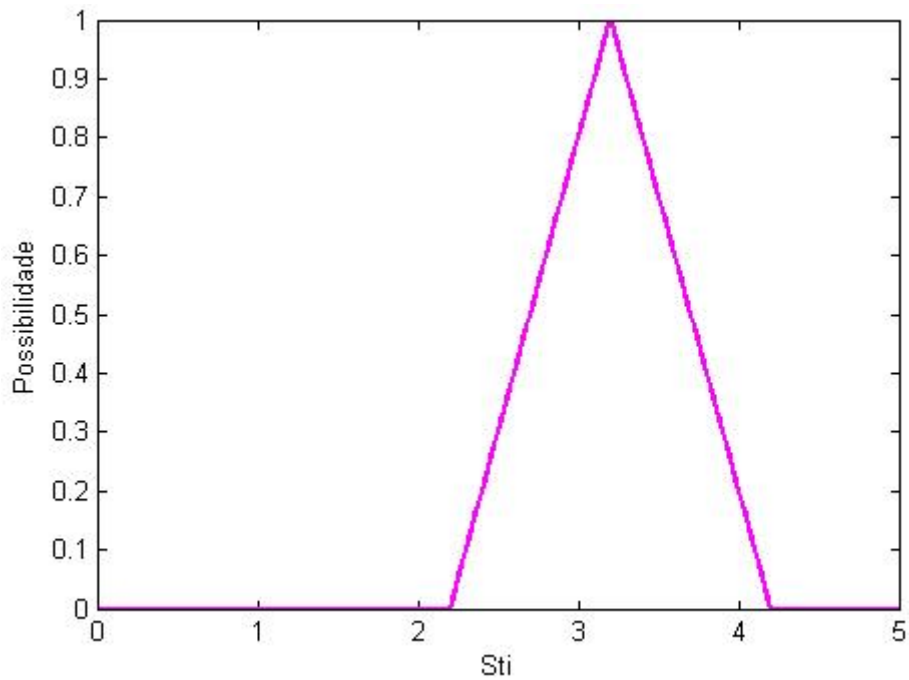


Figura 6.24. S_{ii} fuzzy triangular.

Dessa forma, Su_k e S_{ii} foram implementados no PROSIM como números *fuzzy* e as operações que os contêm, foram calculadas por aritmética *fuzzy*.

O tratamento de incertezas por aritmética *fuzzy* utilizou os parâmetros, definidos na seção 6.4.2.1, como os números *fuzzy* das Figuras 6.23 e 6.24. Estes parâmetros estão representados na Tabela 6.14 através de sua dispersão α , de seu valor dominante, e dos limites inferior e superior.

Tabela 6.14. Valores das funções de pertinência.

Parâmetro	α	Limite Inferior	Valor Dominante	Limite Superior
Su_k (kPa/m)	0.86	1.06	1.92	2.78
S_{ii}	1.00	2.20	3.20	4.20

6.4.2.3 – Resultados da Análise de Incertezas

Com isso, utilizando os dados da seção 6.4.1 e os parâmetros *fuzzy* do item anterior, foi possível obter os resultados do modelo completo de lançamento da estaca em termos de valor dominante, limite inferior e limite superior; apresentados na Tabela 6.15.

Tabela 6.15. Resultados da análise *fuzzy*.

	Limite Inferior	Valor Dominante	Limite Superior
Penetração (m)	24.7	34.8	58.0

Na Figura 6.25 está a representação dos valores de penetração, como número *fuzzy* triangular, cuja função de pertinência é caracterizada pelos resultados da Tabela 6.15.

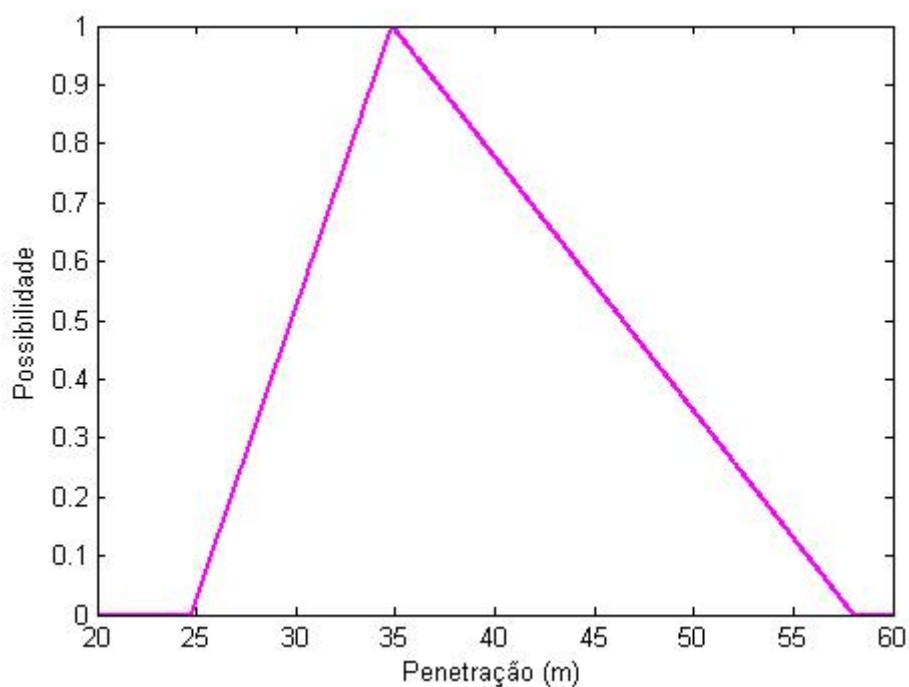


Figura 6.25. Representação *fuzzy* triangular dos valores de penetração.

Dessa forma, pode-se avaliar que os resultados podem sofrer grande influência caso os dados não sejam fornecidos de maneira precisa. Assim, as penetrações podem ocorrer desde 24.7m (com grau de possibilidade 0) e aumentando os graus de possibilidade até o valor de 34.8m (com grau de possibilidade 1, ou seja, é o valor mais

provável que ocorra). Da mesma maneira os valores de 34.8 a 58m, podem ocorrer com graus decrescentes de possibilidade, até que para o valor de 58m não existe a possibilidade de sua ocorrência (grau de possibilidade 0).

Como o número *fuzzy* é também apresentado como uma extensão do conceito de intervalo de confiança, os diversos graus de possibilidade representam os vários níveis de intervalos de confiança.

Dessa forma, para o exemplo em questão, caso seja adotado um grau de confiança de 95%, o intervalo é [34.4, 36.3], onde o valor dominante é 34.8m.

CAPÍTULO 7 – CONCLUSÃO

7.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A estaca torpedo foi adotada como uma alternativa promissora para fixar sistemas de ancoragem. Tem-se considerado recentemente para o uso não somente em linhas de ancoragem de sistemas de produção flutuante, mas também para as unidades móveis de perfuração *offshore* (MODU) que operam em águas profundas e ultra-profundas. Conseqüentemente, as companhias da exploração de petróleo estão voltando atividades intensas de pesquisa e de projeto a fim empregar soluções eficientes da amarração usando este conceito.

Um dos aspectos principais envolvidos no projeto de sistemas da fundação são as incertezas envolvidas na determinação dos valores para os parâmetros do solo. Para sistemas *onshore* convencionais, este aspecto é abordado executando testes com as amostras do solo. Entretanto, em locais *offshore* o custo de executar tais testes pode ser muito caro; conseqüentemente, os testes não são executados geralmente para cada local da instalação, e os resultados dos testes feitos em outras posições são usados às vezes para estimar ou extrapolar os valores dos parâmetros do solo.

Este fato pode severamente afetar a eficácia do projeto e da análise de estacas torpedo, conduzindo a discrepâncias nas suas respostas, principalmente em termos da profundidade final alcançada pela estaca. Conseqüentemente, é muito importante desenvolver e empregar metodologias para avaliar corretamente a sensibilidade da resposta à variação destes parâmetros, e para incorporar, no método de análise, técnicas para o tratamento formal das incertezas.

A abordagem clássica de Monte Carlo poderia ser adotada para esta finalidade. Entretanto, a aplicação desta metodologia ao estudo de caso considerado na seção 6.3.2 confirmou que requer custos computacionais excessivos. Mais de 1500 simulações são necessárias para obter os resultados razoáveis, identificados quando o valor médio dos dados de saída converge ao valor determinístico.

Por outro lado, os resultados da aplicação da metodologia baseada na aritmética *fuzzy* demonstraram sua habilidade em tratar adequadamente as incertezas do modelo, e conseqüentemente, de compor uma ferramenta de projeto eficaz. A eficiência computacional, quando comparado ao método de Monte Carlo clássico, é proeminente: no estudo de caso apresentado na seção 6.3, as simulações *fuzzy* fizeram a análise em somente 0.2% do tempo de processamento requerido para executar as simulações de Monte Carlo.

Além disso, a implementação dos modelos de penetração de estaca e de linhas de ancoragem, apresentados na seção 5, ao modelo dinâmico de linhas existente no PROSIM; mostraram-se eficientes na previsão de profundidade de penetração da estaca torpedo. Isto pôde ser verificado ao se comparar os resultados obtidos através da simulação numérica de um caso real (como visto na seção 6.4), aos dados extraídos do lançamento desta estaca instrumentada.

Portanto, a abordagem para o projeto de sistemas de ancoragem *offshore*, que incorpora o modelo de penetração da estaca torpedo e da linha de ancoragem, associado com a metodologia *fuzzy*; na execução de um programa acoplado da simulação no domínio do tempo mostrou-se promissora. Isto porque em tal execução, não somente a estaca do torpedo é considerada, mas também um modelo completo da linha da ancoragem, e toda a linha envolvida na instalação da estaca torpedo. Tal ferramenta computacional compreende, conseqüentemente, uma ferramenta eficiente para o projeto dos sistemas de ancoragem baseados em estacas torpedo, e para a simulação dos procedimentos necessários para a instalação de tal sistema *offshore* complexo.

7.2 – RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As aplicações da metodologia *fuzzy*, apresentadas neste trabalho, podem ser estendidas para considerar o tratamento de outros parâmetros incertos do solo, além da resistência não drenada e da sensibilidade do solo; que foram escolhidos para este trabalho com o objetivo de se comparar com dados de ensaios. Porém, parâmetros como, por exemplo, o fator empírico da máxima taxa da deformação do solo (Se) e o fator empírico da taxa da deformação do solo (Ce), podem causar maiores dispersões na respostas, devido à falta de dados e ao alto grau de subjetividade na extrapolação de seus valores. Além disso, fatores como o N_C e o C_D devem ser testados para que se tenha um mapeamento mais abrangente das fontes de incertezas.

Para o caso do modelo completo de linhas, é importante testar a influência que as incertezas do C_D têm sobre o modelo de penetração. Para tanto, faz-se necessária a simulação desse mesmo exemplo sem a contribuição dos efeitos das linhas de ancoragem e lançamento.

Além disso, pode-se aprimorar o modelo geotécnico para representar melhor as linhas em profundidade reduzida, através da associação de modelos elásticos.

Podem-se fazer aprimoramentos na consideração da geometria da ponta e presença de aletas.

Atualmente, existem trabalhos em andamento que empregam modelos locais de elementos finitos para a interação entre a estaca e o solo, com elementos de sólido tridimensional. Os resultados destas análises locais tridimensionais podem fornecer algum tipo de parâmetros para ajustar o modelo “global” considerado na ferramenta computacional desenvolvida neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] MEDEIROS Jr., C. J., “Torpedo Anchor for Deep Water”. In: *Proceedings of the Deep Offshore Technology Conference*, Rio de Janeiro, RJ, October 2001.
- [2] TRUE, D. G., *Undrained Vertical Penetration into Ocean Bottom Soils*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California, 1976.
- [3] DANZIGER, B. R., *Análise Dinâmica da Cravação de Estacas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, 1991.
- [4] HUANG, K., LEE, M-Y., “Experiences in Classification of Deepwater Mooring Systems for Floating Installations”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, May 1998.
- [5] COLLIAT, J-L., “Anchors for Deepwater to Ultradeepwater Moorings”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 6 - 9 May 2002.
- [6] SPARREVIK, P., “Suction Pile Technology and Installation in Deep Waters”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 6 - 9 May 2002.
- [7] MEDEIROS Jr., C. J., “Low Cost Anchor System for Flexible Risers in Deep Waters”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 14151, Houston, Texas, 6 - 9 May 2002.
- [8] PROGRAMA PROSIM: *Simulação Numérica do Comportamento de Unidades Flutuantes Ancoradas*, Versão 3.0, Manual de Entrada de Dados, LAMCSO/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2005.
- [9] MASETTI, I. Q., BARROS, C. R. M., JACOB, B. P., “Numerical Simulation of the Mooring Procedures of the BGL-1 Pipeline Launching Barge”. *Proceedings of the 23th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, pp. 1-10, Vancouver, 20 - 25 June 2004.

- [10] THOMAS, J. C. (org.), *Fundamentos de Engenharia de Petróleo*. Rio de Janeiro, RJ, Editora Interciência, 2001.
- [11] KRISTOFFERSEN, G., Weaver, T., “Mooring Analysis of a Truss Spar”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 13271, Houston, Texas, 30 April - 3 May 2001.
- [12] MAHER, J. V., Prislin, J. C., et al. “Floatover Deck Installation for Spars”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 12971, Houston, Texas, USA, 30 April - 3 May 2001.
- [13] DEL VECCHIO, C. J. M., COSTA, L. C. S., “Station Keeping in Deep and Ultradeep Waters”. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 10778, Houston, Texas, 3 – 6 May 1999.
- [14] JONES, W. C., ISKANDER, M. G., OLSON, R. E., et al., “Axial Capacity of Suction Piles in Sand”. In: *Proceedings of the 7th International Conference on the Behaviour of Offshore Structures*, v. 1, Geotechnics, pp. 63 - 75, 1994.
- [15] MELLO, J. R., BOGOSSIAN, F., “Fundações de Estruturas Offshore”. In: Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., et al. (eds), *Fundações: Teoria e Prática*, 2 ed., cap. 11, São Paulo, SP, Editora Pini, 1998.
- [16] BEARD, R. M., *Holding Capacity of Plate Anchors*. Technical Report R-882, Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA, 1980.
- [17] DEGENKAMP, G., RUINEN, R., “Installation of Vertical Loaded Anchors Using a Subsea Tensioning Device in Ultra-Deepwaters in the Gulf of Mexico”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 13274, Houston, Texas, 30 April - 3 May 2001.
- [18] AMARAL, C. S., COSTA, A. M., *Comparação do Comportamento de Âncoras VLAs quando Submetidas à Translação e Rotação*. Comunicação Técnica 064/2000, Petrobras/Cenpes/Pdep/MC, Rio de Janeiro, RJ, Maio 2000.

- [19] AMARAL, C. S., COSTA, A. M., *Avaliação do Comportamento de Estacas Torpedo Instrumentadas*. Relatório Técnico 057/2001, Petrobras/Cenpes/Pdep/MC, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro 2001.
- [20] TIMOSHENKO, S. P., GOODIER, J. N., *Theory of Elasticity*, 3 ed., Singapore, McGraw-Hill Book Company, 1970.
- [21] VILLAÇA, L. F., GARCIA, L. F. T., *Introdução à Teoria da Elasticidade*. 3 ed., Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1998.
- [22] MALVERN, L. E., *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*. New Jersey, Prentice-Hall, 1969.
- [23] HUGHES, T. J. R., *The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. New York, Dover Publications, 2000.
- [24] BATHE, K.-J., *Finite Element Procedures*. New Jersey, Prentice-Hall, 1996.
- [25] ZIENKIEWICS, O. C., TAYLOR, R. L., *The Finite Element Method*. 4 ed, Singapore, McGraw-Hill, 1989.
- [26] FUNG, Y. C., *Foundations of Solid Mechanics*. New Jersey, Prentice-Hall, 1965.
- [27] BATHE, K.-J., RAMM, E., WILSON, E. L., “Finite Element Formulation for Large Deformation Dynamic Analysis”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 9, pp. 353-386, 1975.
- [28] BELYTSCHKO, T., LIU, W. K., MORAN, B., *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. Chichester, John Wiley & Sons, 2000.
- [29] CRISFIELD, M. A., *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. v. 1, London, John Wiley & Sons, 1991.
- [30] JACOB, B. P., *Estratégias Computacionais para a Análise Não-linear Dinâmica de Estruturas Complacentes para Águas Profundas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1990.

- [31] HULBERT, G. M., CHUNG, J., “Explicit Time Integration Algorithms for Structural Dynamics with Optimal Numerical Dissipation”. *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, v. 137, pp. 175-188, 1996.
- [32] CHUNG, J., LEE, J. M., “A New Family of Explicit Time Integration Methods for Linear and Non-Linear Structural Dynamics”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 37, pp. 3961 - 3976, 1994.
- [33] BOGUSLAVSKII, Y., DRADKIN, S., JURAN, I., et al., “Theory and Practice of Projectile’s Penetration in Soils”. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 10, pp. 806 - 812, October 1996.
- [34] YOUNG, C. W., “Depth Prediction for Earth-Penetrating Projectiles”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, pp. 803 – 817, May 1969.
- [35] YOUNG, C. W., “Empirical Equation for Predicting Penetration Depth into Soft Sediments”. In: *Proceedings of the 1981 IEEE/MTS Oceans Conference*, v. 13, pp. 674 - 677, San Diego, CA, USA, September 1981.
- [36] McNEILL, R. L., “Aproximate Method for Estimating the Strengths of Cohesive Materials from Penetrator Decelarations”. In: *Proceedings of the 1981 IEEE/MTS Oceans Conference*, v. 13, pp. 688 - 693, San Diego, CA, September 1981.
- [37] BEARD, R. M., “A Penetrometer for Deep Ocean Seafloor Exploration”. In: *Proceedings of the 1981 IEEE/MTS Oceans Conference*, v. 13, pp. 668 - 673, San Diego, CA, September 1981.
- [38] TRUE, D. G., “Rapid Penetration into Seafloor Soils”. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, v. 3, pp. 607 - 618, Houston, Texas, USA, 6 - 8 May 1974.
- [39] ELTAHER A., RAJAPAKSA Y., CHANG K-T., “Industry Trends for Design of Anchoring Systems for Deepwater Offshore Structures”, *Offshore Technology Conference*, Paper 15265, Houston, Texas, May 2003

- [40] SKEMPTON, A. W., NORTHEY, R. D., “The Sensitivity of Clays”. *Geotéchnique*, v. 3, pp. 30 - 53, 1952.
- [41] VELLOSO, D. A., LOPES, R. F., *Fundações: Fundações Profundas*. v. 2, , Rio de Janeiro, RJ, COPPE/UFRJ, 2002.
- [42] DEGENKAMP, G., DUTTA, A., “Soil Resistances to Embedded Anchor Chains in Soft Clay”. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 10, pp. 1420 - 1438, 1989.
- [43] MORISON, J. R., O'BRIEN, M. P., JOHNSON J. W., et al., “The Force exerted by Surface Waves on Piles”, *Petroleum Transactions*, AIME, v. 189, pp. 149-154, 1950.
- [44] LIMA, B. S. L. P., EBECKEN, N. F. F., “A Comparison of Models for Uncertainty Analysis by the Finite Element Method”. *Finite Elements in Analysis and Design*, Elsevier, v. 34, 2000.
- [45] HOFER, E., KLOOS, M., KRZYKACZ-HAUSMANN, B., et al., “An approximate epistemic uncertainty analysis approach in the presence of epistemic and aleatory uncertainties”. *Reliability Engineering and System Safety* , v. 77, pp. 229 - 238, 2002.
- [46] BRATLEY, P., FOX, L. F., SCHRAGE, L. E., *A Guide to Simulation*, Springer-Verlag, 1983.
- [47] ZADEH, L. A., “Fuzzy Sets as a Basis for a Theory of Possibility”. *Fuzzy Sets and Systems*, v. 100, pp. 9 - 34, 1999. Supplement. Reprinted from *Fuzzy Sets and Systems*, v. 1, pp. 3 - 28, 1978.
- [48] DUBOIS, D., FOULLOY, L., MAURIS, G., et al., “Probability-Possibility Transformations, Triangular Fuzzy Sets and Probabilistic Inequalities”. *Reliable Computing*, v. 10, pp. 273-297, 2004.
- [49] ZADEH, L. A., “Fuzzy Sets”. *Information and Control*, v. 8, pp. 338-353, 1965.
- [50] PINTO, C. S., *Curso Básico de Mecânica do Solos*. São Paulo, SP, Oficina de Textos, 2000.

- [51] DESTER, W. S., BLOCKLEY, D. I., “Hazard Engineering”. *Structural Safety*, v. 16, pp. 3-12, 1994.
- [52] LIMA, B. S. L. P., TEIXEIRA, E. C., EBECKEN, N. F. F., “Probabilistic and Possibilistic Methods for the Elastoplastic Analysis of Soils”. *Advances in Engineering Software*, Elsevier, v. 32, 2001.
- [53] PEDRYCZ, W., GOMIDE, F., *An Introduction to Fuzzy Sets: Analysis and Design*. Cambridge, Massachusetts, MIT Press, 1998.
- [54] LAGES, E. N., VIEIRA, L. C. L. M., RAMOS JR, A. S., “A Simplified Model for Marine Soil and Anchor Line Interaction”, In: *Proceedings of the 25th Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, Recife, Pernambuco, 2004.
- [55] PETROBRAS, Procedimento para a Instalação da P-50. Procedimento executivo, E&P-SERV/US-SUB/ANC. Rio de Janeiro.