

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM DOLFINS DE AMARRAÇÃO E
ATRACAÇÃO

Por

Morgana Drieli Wegmann

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, abril, 2018

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM DOLFINS DE AMARRAÇÃO E ATRACAÇÃO

Por

Morgana Drieli Wegmann
Engenheira Civil

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Coorientador: Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves

Comissão de Avaliação:

Prof. Dr. Paulo Roberto de Freitas Teixeira
PPGEO/FURG

Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
FURG

Prof. Dr. Eduardo Costa Couto
UFPeI

Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, 04 de abril de 2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real e ao meu Coorientador Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves por terem aceitado conduzir este trabalho, ambos são profissionais pelos quais tenho uma grande admiração desde a minha graduação. Agradeço pelos conhecimentos passados e pela excelente orientação nas atividades.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) pelos conhecimentos transmitidos durante a realização das disciplinas, e à Coordenação do PPGEO pela dedicação aos assuntos do programa.

À instituição Universidade Federal do Rio Grande, pela participação direta na minha formação profissional desde a graduação. Da mesma forma, agradeço a CAPES pela bolsa concedida, que possibilitou a realização deste trabalho.

Aos meus pais pelo imenso incentivo e por não medirem esforços para que eu concluísse mais essa etapa. Ao meu companheiro pela compreensão, paciência e apoio durante essa jornada. Aos amigos e demais familiares que estiveram comigo ao longo dessa caminhada.

Aos demais que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo analisar a influência da interação solo-estrutura nos elementos das fundações de um delfim de amarração e atracação. Para estudo de caso, foi utilizado o projeto de três delfins previstos para o Cais Norte do Estaleiro Rio Grande da cidade do Rio Grande/RS. Desse projeto foram retirados os modelos geométricos, os materiais utilizados e os carregamentos externos atuantes na estrutura. O delfim analisado é composto por uma laje horizontal de concreto armado disposta sobre estacas metálicas inclinadas, sendo as estacas compostas cada uma por dois perfis W610x125 soldados lado a lado pelos seus flanges. Para considerar a interação solo-estrutura, foi utilizada como base a metodologia de Winkler (1867), a partir da teoria da flexão de viga assente sobre base elástica. A modelagem do solo foi realizada através do emprego de molas lineares horizontais ao longo do comprimento das estacas. Os valores de rigidezes das molas foram calculados a partir do coeficiente de reação horizontal do solo, o qual foi obtido pela retroanálise de uma prova de carga horizontal realizada na obra em estudo. Os modelos computacionais desenvolvidos no trabalho foram elaborados no *software* ANSYS em sua *student edition*. Foram utilizados os elementos *Beam188* para modelar as estacas, *Shell181* para a laje e *Combin14* para as molas lineares. Os resultados do modelo que considera a interação solo-estrutura foram comparados com os resultados de modelos convencionais de projeto. Também foram analisados os resultados de diferentes cenários de carregamento, a fim de verificar a influência deste nas solicitações das estacas, quando considerada a interação solo-estrutura. A partir dos resultados obtidos, observou-se que, de forma geral, os esforços axiais nas estacas mais carregadas diminuíram quando considerada a interação solo-estrutura, sendo que para alguns tipos de carregamentos essa variação foi mais significativa do que para outros. Assim, pode-se concluir que a metodologia convencional de projeto para o tipo de estrutura analisada nesse trabalho continua sendo válida, pois fornece resultados a favor da segurança. Em contrapartida, a consideração da interação solo-estrutura apresentou solicitações menores nos elementos mais carregados da fundação, o que pode trazer vantagens econômicas ao projeto. Importante destacar que, para considerar a interação solo-estrutura em um projeto, é necessário obter valores confiáveis para os parâmetros do solo, já que esse tipo de análise é muito sensível em relação a esses parâmetros.

Palavras-chaves: estruturas portuárias, delfim, interação solo-estrutura, ANSYS.

ABSTRACT

The objective of this study is to analyze the influence of the soil-structure interaction on the foundation elements of an anchoring and mooring dolphin. For a case study, we used the project of three dolphins planned for the North Pier of the Rio Grande Shipyard in the city of Rio Grande/RS. We took from this project the data on geometric models, the materials used and the external loads acting on the structure. The analyzed dolphin consists of a horizontal slab of reinforced concrete arranged on inclined metal stakes, each stake being composed of two W610x125 profiles welded side by side by their flanges. In order to consider the soil-structure interaction, we used Winkler's (1867) methodology as our theoretical basis, from the theory of beam flexion resting on an elastic base. Soil modeling was performed through the use of horizontal linear springs along the length of the cuttings. The stiffness values of the springs were calculated from the horizontal reaction coefficient of the soil, which was obtained by the retro-analysis of a horizontal load test performed in the work under study. The computational models developed in the work were prepared on the software ANSYS, student edition. The elements used were *Beam188* to model the stakes, *Shell181* for the slab, and *Combin14* for the linear springs. The results of the model that considers the interaction soil-structure were compared with the results of conventional project models. We also analyzed the results of different loading scenarios, in order to verify the influence of it on the requests of the stakes, when considering the soil-structure interaction. From the results obtained, it was observed that in general, the most loaded axial stakes decreased, when considering the soil-structure interaction; for some types of loading, this variation was more significant than for others. Thus, we can conclude that the conventional project methodology for the type of structure analyzed in this study remains valid, as it provides results in favor of safety. On the other hand, the consideration of the soil-structure interaction presented smaller requests on the most loaded elements of the foundation, which can bring economic benefits to the project. It is important to note that, for considering the soil-structure interaction in a project, it is necessary to obtain reliable values for the parameters of the soil, since this type of analysis is very sensitive in relation to these parameters.

Keywords: port structures, dolphin, soil-structure interaction, ANSYS.

ÍNDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1. | INTRODUÇÃO | 15 |
| 1.1 | Estado da arte | 16 |
| 1.2 | Objetivos | 21 |
| 1.3 | Organização do Trabalho..... | 21 |
| 2. | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 23 |
| 2.1 | Dolfins | 23 |
| 2.2 | Modelo convencional de projeto | 24 |
| 2.3 | Interação Solo-Estrutura (ISE) | 25 |
| 2.4 | Fundações Profundas..... | 26 |
| 2.4.1 | Métodos de transferência de carga..... | 26 |
| 2.4.2 | Modelo de Winkler..... | 27 |
| 2.4.3 | Módulo de reação horizontal do solo | 29 |
| 2.4.4 | Coeficiente de reação horizontal do solo | 30 |
| 2.4.5 | Solução para estacas baseadas no coeficiente de reação horizontal | 32 |
| 2.4.6 | Curvas p-y | 35 |
| 2.5 | Análise Estrutural | 36 |
| 2.5.1 | Análise estrutural e o método dos elementos finitos..... | 37 |
| 2.5.2 | Análise estrutural simplificada..... | 39 |
| 3. | METODOLOGIA | 41 |
| 3.1 | Estudo de caso | 41 |
| 3.2 | Modelagem do solo | 44 |
| 3.2.1 | Perfil do terreno | 44 |
| 3.2.2 | Retroanálise de prova de carga horizontal | 48 |
| 3.3 | Modelagem da estrutura | 53 |
| 3.4 | Verificação do modelo computacional | 55 |
| 3.4.1 | Verificação do modelo de estaca bidimensional | 55 |
| 3.4.2 | Verificação do modelo estrutural convencional dos dolphins | 56 |
| 4. | RESULTADOS | 64 |
| 4.1 | Resultados COMB 1 | 64 |
| 4.2 | Resultados COMB 2..... | 66 |
| 4.3 | Resultados COMB 3..... | 69 |
| 4.4 | Resultados COMB 4..... | 70 |
| 4.5 | Resultados COMB 5..... | 73 |
| 4.6 | Resultados COMB 6..... | 74 |
| 4.7 | Resultados COMB 7..... | 76 |
| 4.8 | Resultados COMB 8..... | 79 |

| | |
|--------------------|----|
| 5. CONCLUSÃO | 81 |
| REFERÊNCIAS..... | 84 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 Dolfim de amarração (Fonte: navioseportos.com.br) | 23 |
| Figura 2.2 Dolfim de atracação (Fonte: Ramos et al.,2017) | 24 |
| Figura 2.3 Modelo convencional de projeto (Fonte: Iwamoto, 2000) | 25 |
| Figura 2.4 Modelo de Winkler (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)..... | 28 |
| Figura 2.5 Modelo de Winkler para estacas (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)..... | 28 |
| Figura 2.6 Conversão da pressão em carga distribuída (Fonte: Christan, 2012) | 29 |
| Figura 2.7 Modelo de coeficiente de reação horizontal do solo para areias (Fonte: Cintra,2010) | 31 |
| Figura 2.8 Estaca vertical, topo livre, submetida a uma força horizontal e um momento fletor, Matlock e Reese, 1961 (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)..... | 34 |
| Figura 2.9 Estaca parcialmente enterrada, Método Davison e Robinson (Fonte: Velloso e Lopes, 2010) | 35 |
| Figura 2.10 Representação dos efeitos em estacas sob esforços horizontais a) deslocamento lateral no topo da estaca b) tensões radiais atuantes no fuste antes e depois da aplicação da carga horizontal (Fonte: Castro, 2013) | 36 |
| Figura 2.11 Curvas p-y definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento da estaca (Fonte: Velloso e Lopes, 2010) | 36 |
| Figura 2.12 Elemento Beam188 (Fonte: ANSYS Help 18.1) | 38 |
| Figura 2.13 Elemento Shell181 (Fonte: ANSYS Help 18.1) | 38 |
| Figura 2.14 Elemento Combin14 (Fonte: ANSYS Help 18.1) | 39 |
| Figura 3.1 Localização do Estaleiro Rio Grande (Fonte: https://www.google.com.br/maps) | 41 |
| Figura 3.2 Vista superior da estrutura do dolfim, dimensões em centímetros (Fonte: MC)..... | 42 |
| Figura 3.3 Vista superior da estrutura do dolfim, numeração das estacas (Fonte: MC)..... | 42 |
| Figura 3.4 Seção transversal das estacas, dimensões em milímetros..... | 43 |
| Figura 3.5 Boletim de sondagem SPT utilizado no memorial de cálculo dos dolfins | 46 |
| Figura 3.6 Esquema do perfil geotécnico..... | 47 |
| Figura 3.7 Esquema de cálculo do coeficiente de rigidez de mola | 48 |
| Figura 3.8 Esquema de montagem da prova de carga do Ensaio 1 (Fonte: Santana et al.,2014) | 49 |
| Figura 3.9 Curvas carga x deslocamento obtidas por prova de carga horizontal (Fonte: Santana et al., 2014) | 50 |
| Figura 3.10 Modelo de estaca isolada utilizado na retroanálise da prova de carga horizontal | 50 |
| Figura 3.11 Modelo Convencional (ANSYS) de cálculo do dolfim | 53 |
| Figura 3.12 a) Esforços de amarração e b) esforços de atracação aplicados ao Modelo Convencional (ANSYS)..... | 54 |
| Figura 3.13 Modelo ISE (ANSYS) da estrutura do dolfim..... | 54 |
| Figura 3.14 Detalhe do elemento de mola linear no Modelo ISE (ANSYS) | 55 |
| Figura 3.15 Detalhe do modelo de estaca bidimensional desenvolvido no FTOLL | 56 |
| Figura 3.16 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 1 | 58 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.17 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 2..... | 59 |
| Figura 3.18 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (Ramos et al., 2017) para a COMB 2 | 60 |
| Figura 3.19 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 3..... | 62 |
| Figura 3.20 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 4..... | 63 |
| Figura 4.1 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 1 | 65 |
| Figura 4.2 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 2 | 67 |
| Figura 4.3 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 10 para a COMB 2 (Modelo ISE) | 68 |
| Figura 4.4 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 18 para a COMB 2 (Modelo ISE) | 68 |
| Figura 4.5 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 3 | 70 |
| Figura 4.6 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 4 | 71 |
| Figura 4.7 Variação do esforço axial ao longo das Estacas 8 e 13 para a COMB 4 (Modelo ISE) ... | 72 |
| Figura 4.8 Variação do esforço axial ao longo das Estacas 3 e 18 para a COMB 4 (Modelo ISE) ... | 72 |
| Figura 4.9 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 5 | 74 |
| Figura 4.10 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 6 | 75 |
| Figura 4.11 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 7 | 77 |
| Figura 4.12 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 15 para a COMB 7 (Modelo ISE) | 78 |
| Figura 4.13 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 18 para a COMB 7 (Modelo ISE) | 78 |
| Figura 4.14 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 8 | 80 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 2.1 Coeficientes de reação horizontal do solo para areias segundo Terzaghi (1955) (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)..... | 31 |
| Tabela 2.2 Coeficientes de reação horizontal do solo para areias segundo Reese et al. (1974) (Fonte: Cabral, 2016)..... | 31 |
| Tabela 2.3 Coeficiente de reação horizontal do solo para argilas moles (Fonte: Velloso e Lopes, 2010) | 32 |
| Tabela 2.4 Coeficiente de reação horizontal do solo para argilas sobreadensadas segundo Terzaghi (1955) (Fonte: Cabral, 2016) | 32 |
| Tabela 2.5 Coeficientes A e B do Método de Matlock e Reese, 1961 (Fonte: Velloso e Lopes, 2010) | 34 |
| Tabela 3.1 Esforços considerados na análise das estruturas | 44 |
| Tabela 3.2 Combinações de cargas consideradas no MC das estruturas..... | 44 |
| Tabela 3.3 Combinações de cargas adicionais da análise | 44 |
| Tabela 3.4 Parâmetros de cálculo de n_h inicial para retroanálise | 51 |
| Tabela 3.5 Retroanálise da prova de carga horizontal..... | 51 |
| Tabela 3.6 Teste de espaçamento das molas | 51 |
| Tabela 3.7 Cálculo do deslocamento horizontal máximo da estaca pelos diferentes métodos | 52 |
| Tabela 3.8 Valores adotados para os coeficientes de rigidez das molas..... | 52 |
| Tabela 3.9 Validação do modelo de estaca bidimensional | 56 |
| Tabela 3.10 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 1 | 58 |
| Tabela 3.11 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 2 | 59 |
| Tabela 3.12 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (Ramos et al., 2017) para a COMB 2 | 60 |
| Tabela 3.13 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 3 | 61 |
| Tabela 3.14 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 4 | 62 |
| Tabela 4.1 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 1 | 64 |
| Tabela 4.2 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional | |

| | |
|--|----|
| (MC) para a COMB 2 | 66 |
| Tabela 4.3 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 3 | 69 |
| Tabela 4.4 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 4 | 71 |
| Tabela 4.5 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 5 | 73 |
| Tabela 4.6 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 6 | 75 |
| Tabela 4.7 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 7 | 76 |
| Tabela 4.8 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 8 | 79 |

LISTA DE SÍMBOLOS

Algarismos Romanos

| | |
|-----------|--|
| A | Coefficiente que depende da compactidade relativa da areia |
| A_m | Coefficiente que depende da profundidade no solo |
| A_y | Coefficiente que depende da profundidade no solo |
| B | Diâmetro da estaca |
| B_m | Coefficiente que depende da profundidade no solo |
| B_y | Coefficiente que depende da profundidade no solo |
| E_c | Módulo de elasticidade do concreto |
| E_p | Módulo de elasticidade do material da estaca |
| E_s | Módulo de elasticidade do aço |
| H | Força horizontal |
| I | Momento de inércia da seção transversal da estaca |
| K | Coefficiente de rigidez da mola |
| K_L | Módulo de reação horizontal do solo na ponta da estaca |
| K_H | Módulo de reação horizontal do solo |
| k_h | Coefficiente de reação horizontal do solo |
| L | Comprimento da estaca no solo |
| L_0 | Comprimento característico da estaca |
| L_S | Comprimento da estaca perfeitamente engastada |
| L_u | Comprimento livre da estaca |
| M | Momento fletor |
| n | Expoente empírico |
| n_h | Constante de reação horizontal do solo |
| N_{SPT} | Índice de resistência a penetração |
| P | Esforço axial na ponta da estaca |
| p | Pressões de contato |

| | |
|-----------|--|
| p_r | pressão |
| T | Comprimento característico ou rigidez relativa estaca-solo |
| y | Deslocamento horizontal da estaca |
| y_0 | Deslocamento horizontal no topo da estaca |
| z | Profundidade a partir do nível do terreno |
| X, Y, Z | Eixos transversal, vertical e longitudinal da estrutura, respectivamente |

Símbolos Gregos

| | |
|------------|--|
| γ | Peso específico do solo |
| ν | Coefficiente de Poisson |
| ΔZ | Comprimento de influência da rigidez da mola |

Super Índices e Sub Índices

| | |
|------------------|--------------------------------|
| $M_{\text{máx}}$ | Momento fletor máximo |
| $Y_{\text{máx}}$ | Deslocamento horizontal máximo |

LISTA DE ABREVIATURAS

| | |
|------|--|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| MC | Memorial de Cálculo |
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| ISE | Interação Solo-Estrutura |
| SPT | Standard Penetration Teste |

1. INTRODUÇÃO

Ao longo da história, o transporte marítimo e fluvial juntamente com seus portos, desempenharam e continuam a desempenhar um papel fundamental na relação entre os povos, contribuindo significativamente no desenvolvimento da economia mundial. Ao longo dos anos, os navios e portos têm sido adaptados, tanto em suas estruturas físicas como mecânicas, para tornar cada vez mais eficiente o uso desse sistema. Segundo Alfredini e Arasaki (2009), o Brasil possui cerca de 7.387 km de linha costeira voltada para o Oceano Atlântico, que se ampliam para mais de 8.500 km se considerados os recortes litorâneos. Os portos representam grande importância na cadeia logística como terminal multimodal, sendo responsável por 95% das exportações brasileiras (Porto S.A, 2015).

A construção de portos e cais foram um dos primeiros grandes empreendimentos da civilização humana e no decorrer dos anos as estruturas de madeira e pedra foram sendo substituídas gradualmente por estruturas de aço e concreto, permitindo que as instalações portuárias marítimas atingissem áreas mais profundas e locais mais expostos. Mesmo com todo o avanço na área, os projetistas de estruturas portuárias ainda dependem fortemente de estudos para refinar a sua análise e prática de projetos contemporâneos (Gaythwaite, 2004).

Por ser um país com uma extensa faixa litorânea, o Brasil depende economicamente das áreas costeiras, nas quais destacam-se as atividades portuárias de construção naval, pesca e turismo. No âmbito local, a cidade do Rio Grande está intimamente ligada à estas atividades, possuindo relação histórica com o mar e a região costeira. Desta forma, os complexos portuários são fundamentais na cadeia logística local, nacional e mundial, sendo fundamental a evolução das técnicas de projeto das estruturas portuárias para que atendam as condições de segurança e funcionalidade.

Dentre as estruturas portuárias estão os dolphins, que desempenham funções de amarração e atracação de embarcações, são bastante frequentes em terminais de minérios, mas também são encontrados em terminais diversos e estaleiros (Alfredini & Arasaki, 2009). São obras importantes pois absorvem os esforços de atracação e a energia de impacto das embarcações garantindo a segurança das mesmas para realizar as suas operações.

Os dolphins são estruturas geralmente constituídas por laje de concreto armado apoiada sobre estacas metálicas ou em concreto armado ou protendido (Tsinker, 2004). O projeto dessas estruturas geralmente é realizado da maneira convencional de projeto estrutural, considerando como indeformável a região que envolve as fundações dessas estruturas. Porém, na realidade os elementos de fundação sofrem deformações quando submetidos à aplicação de cargas, fazendo com que as estruturas sofram deslocamentos, uma mesma estrutura submetida às mesmas ações externas apresenta reações de apoio que variam conforme as condições do maciço de solo em que ela se encontra.

As estruturas de fundações profundas, constituídas por estacas ou tubulões, quando utilizadas em estruturas *offshore* são submetidas a significativas cargas horizontais, que se comportam de modo bastante interativo com o maciço de solo. Devido a esta forte interação, quando as ações sobre as estruturas induzem a deslocamentos horizontais e recalques verticais no maciço de solo, se torna importante o estudo da interação solo-estrutura (ISE).

É no contexto da análise da ISE que o presente trabalho está inserido, através de um estudo da influência da consideração da ISE no projeto de estruturas portuárias. O estudo de caso apresentado teve como modelo o projeto de três dolphins de amarração e atracação previsto para o Cais Norte do Estaleiro Rio Grande, em Rio Grande/RS. Desse projeto foram retirados os modelos geométricos, os materiais utilizados e os carregamentos externos característicos atuantes nas estruturas. Neste trabalho, a construção do modelo computacional foi desenvolvida com o software ANSYS®, que utiliza o Método dos Elementos Finitos para análises estruturais, entre outras, apresentando uma enorme variedade de tipos de análises e de elementos.

1.1 Estado da arte

Estudos que abordam a interação solo-estrutura em obras portuárias são escassos na literatura. Esse tema surgiu inicialmente a fim de abordar problemas relacionados à estruturas de edifícios, analisando os efeitos dos deslocamentos excessivos e a redistribuição dos esforços nessas estruturas. Assim, esse trabalho busca explorar estas metodologias nos projetos estruturais de obras de acostagem, contribuindo na avaliação estrutural e geotécnica dessas obras.

Gusmão (1990) destaca que um importante efeito provocado pela interação solo-estrutura é a redistribuição de esforços nos elementos estruturais, em especial as cargas nos pilares, sendo esta redistribuição dependente, entre outras coisas, da rigidez relativa estrutura-solo e da deformada de recalques da edificação. A consequência desta redistribuição é que a solidariedade entre os elementos confere à estrutura uma elevada rigidez, restringindo o movimento relativo entre apoios e fazendo com que os recalques diferencias sejam menores do que os estimados convencionalmente, provocando uma uniformização dos deslocamentos dos elementos de fundação.

Uma das primeiras tentativas de se avaliar os efeitos da interação solo-estrutura em edificações foi realizada por Meyerhof (1953). Em seu estudo baseado na teoria da elasticidade (tanto para o solo quanto para a estrutura), o autor sugere fórmulas que permitem substituir a edificação real por outra mais simples e com rigidez equivalente, simplificando a análise da interação solo-estrutura. No entanto, foram fornecidas poucas informações a respeito deste modelo.

Chamecki (1955) desenvolveu uma modelagem para o mecanismo de interação solo-estrutura em edificações. A partir das reações de apoio (considerado indeslocável) da estrutura e dos

coeficientes de transferência de carga (que é a reação de apoio adicional devido a um recalque unitário), o autor apresenta um método que requer uma análise iterativa buscando a convergência das reações de apoio e recalques da estrutura.

Gusmão (1990) observa que a interação solo-estrutura influencia a forma da deformada de recalques da estrutura, fazendo com que os pilares mais carregados tendam a recalcar menos que o previsto, ou seja, ocorre um alívio de carga nestes pilares, e os pilares menos carregados tendam a recalcar mais que o previsto, ocorrendo uma sobrecarga nestes pilares.

Segundo Burland; Broms; Mello (1977) deve-se distinguir dois importantes passos na análise da interação solo-estrutura: o primeiro, e importante do ponto de vista prático, é a estimativa da grandeza dos recalques juntamente com a sua deformada. Esta informação é importante para uma avaliação quanto ao surgimento de danos na estrutura e escolha do tipo de fundação; o segundo passo é o cálculo da real distribuição de cargas e esforços na estrutura, sendo que para este critério é necessária uma avaliação mais criteriosa.

Segundo Iwamoto (2000) uma das vantagens em considerar a interação solo-estrutura é a possibilidade de avaliar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e intensidade dos recalques diferenciais, possibilitando que os projetos se tornem mais eficientes e confiáveis.

Duta e Roy (2002) apresentam modelos alternativos para consideração da interação solo-estrutura sob cargas estáticas e dinâmicas, destacando que para obter os reais esforços de projeto se faz necessário avaliar os efeitos da ISE na estrutura. Os autores sugerem que em casos práticos seja utilizada a hipótese de Winkler, apesar de suas limitações, em substituição à análise de base fixa idealizada para as estruturas. Também se observa que solos argilosos devem ser modelados de forma não-linear podendo-se utilizar técnica incremental iterativa e para solos argilosos de baixa permeabilidade deve-se considerar o comportamento dependente do tempo, sendo uma alternativa a modelagem viscoelástica. Destaca-se também a utilização do método dos elementos finitos para consideração da não linearidade do material, heterogeneidade e anisotropia do meio na avaliação da interação solo-estrutura em comportamentos estáticos e dinâmicos.

Maia; Barros; Saboya (2005) apresentam um estudo considerando a interação solo-estrutura na estimativa de curvas carga vs. recalque da fundação de um edifício de 12 pavimentos, sendo a mesma constituída de estacas hélice contínua. A análise foi realizada através do monitoramento dos recalques e previsão das cargas nos elementos de fundação. Em seu modelo, a estrutura foi discretizada em elementos finitos, sendo que as vigas e pilares foram analisados como elementos de barras, as lajes como elementos de casca e a fundação como elementos de mola. Os autores observam que ocorre modificação das cargas de fundação devido a consideração dos recalques medidos na

estrutura e destacam que a interação solo-estrutura ocorre de maneira diferenciada com o tempo de construção.

Reis (2005) aplicou um método numérico de aproximações sucessivas para avaliar a interação solo-estrutura em edifícios com fundações rasas. Em seu estudo ficou evidente que o mecanismo de transferência de carga entre os pilares das edificações provoca recalques maiores que aqueles determinados convencionalmente nos pilares periféricos e menores nos pilares centrais. Entretanto, a diminuição dos recalques nos pilares centrais é mais evidente que seu aumento nos pilares periféricos, isso se deve ao fato de a carga de um pilar central não se distribuir de maneira proporcional entre os pilares periféricos. Reis (2005) destaca que o mecanismo de transferência de cargas depende do tipo da superestrutura, sendo que os elementos de maior rigidez atraem mais cargas e conseqüentemente os recalques dessa região serão maiores que aqueles previstos por análise convencional.

Fernandes; Neves; Nascimento (2006) estudaram a influência da consideração dos efeitos dos deslocamentos do solo nos parâmetros de estabilidade de edifícios de concreto armado, constatando que a estabilidade global da estrutura é influenciada pela interação solo-estrutura e destacando a necessidade de investigações para definição de uma hipótese geral.

Rosa; Carvalho; Danziger (2006) apresentam uma análise da interação solo-estrutura em um edifício que revelou insuficiente desempenho das fundações, provocando danos estruturais ao longo do tempo devido aos deslocamentos excessivos. A magnitude dos deslocamentos e seu desenvolvimento com o tempo foram estimados com base nos dados de compressibilidade do solo, obtidos por correlações da literatura. A análise estrutural foi baseada em modelo numérico 3D utilizando o MEF e considerado elástico linear. A compressibilidade do solo foi incluída considerando uma rigidez de mola e o seu desenvolvimento com o tempo através de um amortecedor viscoso. O modelo foi capaz de reproduzir o mau comportamento das fundações, localizando os danos e os excessos de cargas em algumas seções estruturais.

Aguiar (2007) estudou o comportamento estático da interação solo-estrutura de fundações tipo estaca para plataformas *offshore*, no qual utilizou metodologias clássicas e modelos mais complexos envolvendo o método dos elementos finitos com modelagem sólida. O autor ressalta que a modelagem tridimensional via MEF tem como grande vantagem a possibilidade de analisar as tensões e deformações localmente ao longo da estaca, de forma que pode-se estudar com maior precisão os casos da indústria *offshore*, com cargas elevadas e diferentes pontos de conexão entre estaca e ancoragem.

Mota (2009) desenvolveu um programa computacional de análise estática linear de estruturas com fundações profundas, denominado PEISE (Pórtico Espacial com Interação Solo-Estrutura). A superestrutura e a fundação são consideradas uma estrutura única, sendo utilizado o método dos

elementos finitos e levado em consideração a compatibilização geotécnica. O maciço de solo é representado pelo modelo de Aoki e Lopes (1975) utilizando a solução de Mindlin. O código computacional mostrou-se eficiente e de aplicabilidade em problemas práticos de engenharia que considerem a interação solo-estrutura, com a vantagem de não utilizar processo iterativo.

Araújo; Prado; Sales (2010) desenvolveram um programa numérico, construído em ambiente Matlab e denominado AIEFE, para avaliar o comportamento carga-recalque em edifícios sobre estacas. Na ferramenta, foi implementado o método de Aoki e Lopes (1975) para calcular o recalque das estacas, que posteriormente são transformados em rigidezes pela relação carga-recalque, sendo o processo iterativo até a convergência das reações de apoio ou recalques dos pilares. Em seu modelo (um edifício de 15 pavimentos), observou-se que o efeito da resposta não-linear da fundação, pelo esgotamento da capacidade de atrito lateral das estacas, implicou uma mudança de comportamento no conjunto, permanecendo mesmo para um estágio de elevada rigidez da estrutura.

Antoniazzi (2011) realizou um estudo considerando a interação solo-estrutura em projetos de edifícios de concreto armado sobre fundações superficiais. Em sua pesquisa foram desenvolvidos quatro modelos numéricos, fez-se uso da metodologia de Aoki e Lopes (1975) para previsão dos recalques e utilização de dados de sondagem SPT, implementados em rotina computacional na linguagem Fortran. Um edifício de geometria real, localizado em Santos-SP, foi modelado no programa TQS, primeiramente sem a consideração da interação solo-estrutura e posteriormente com a utilização do módulo SISEs. Nos resultados obtidos das quatro análises, confirma-se a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, observando que em alguns pontos de vigas ocorreram inversões de momentos fletores atuantes e também se percebe a suavização da deformada de recalques ao se considerar o modelo integrado. A autora destaca que a utilização da ISE é importante para a avaliação do quesito segurança da estrutura, permitindo por exemplo, uma melhor alocação das armaduras nos elementos estruturais.

Araújo; Carvalho; Danziger (2012) avaliou a influência da interação solo-estrutura em uma edificação com estacas do tipo raiz, assentes em solo arenoso. A estrutura foi modelada baseada no método dos elementos finitos no programa SAP2000, foram utilizados dados do monitoramento dos recalques para ajuste dos módulos de compressibilidade do solo, obtendo uma comparação direta entre o comportamento previsto e o real.

Mohammad (2013), realizou uma ampla revisão bibliográfica a respeito dos métodos de análise da ISE, com ênfase em métodos bem conhecidos, como o modelo de Winkler, método do Meio Contínuo e Método dos Elementos Finitos (MEF). O estudo constata que o MEF está entre os métodos atuais que mais se aproxima da realidade e com o qual é possível realizar uma análise detalhada da ISE, conduzindo a resultados satisfatórios.

Morosini; Navia; Cunha (2014) avaliaram a redistribuição de esforços devido à interação solo-estrutura em um edifício de quatro pavimentos com fundações profundas, utilizando para análise o software TQS. A partir da redistribuição de esforços, os autores avaliaram o consumo de aço da estrutura, concluindo que alguns elementos estruturais apresentaram aumento na armadura após utilização da ISE.

Pavan; Costella; Guarnieri (2014), desenvolveram um programa computacional, na linguagem de programação Visual Basic, para considerar a deformabilidade do solo adjacente às fundações, baseado na hipótese de Winkler. Com os resultados do estudo, percebeu-se que a redistribuição dos esforços é proporcional às rotações sofridas pelos elementos da estrutura, devido a ocorrência de recalques diferenciais, sendo as variações nos esforços maiores para os membros mais próximos às fundações. Comprovou-se também a notável influência da rigidez dos elementos horizontais na redistribuição das cargas, já que a transferência de esforços ocorre através dos mesmos.

Silva; França; Ayala (2015), realizaram uma revisão da literatura sobre a influência da rigidez estrutural nos recalques e as técnicas de análise da ISE mais utilizadas. Destaca-se o acoplamento MEC/MEF, por esta técnica considerar o solo e estrutura em modelagens distintas, garantindo resultados mais precisos quanto ao incremento das solicitações no solo. Os trabalhos pesquisados pelos autores apontam para significativas diferenças quando considerados os efeitos da ISE em relação àqueles que não levam em consideração a interação.

Bezih et al. (2015) investigaram a probabilidade de falha de pontes de concreto armado devido aos efeitos da interação existente entre o solo e a estrutura. Um programa em elementos finitos (em linguagem Matlab) foi desenvolvido e acoplado nos procedimentos de análise de confiabilidade. A estrutura é modelada com elementos de vigas e o solo é modelado por elementos de molas não-lineares nas bases. Os resultados mostraram que a variabilidade do solo desempenha papel importante no comportamento da estrutura, observando-se grande efeito da interação solo-estrutura na confiabilidade da ponte, especialmente quando a não-linearidade do solo é considerada.

Bahia (2015) desenvolveu um estudo a fim de verificar o mecanismo de transferência de carga em uma edificação de fundações superficiais e avaliar a variação nos esforços dos pilares com a consideração da ISE. Foram utilizados programas computacionais para avaliar o comportamento da fundação, calibrando os seus parâmetros com resultados obtidos de prova de carga. A autora utilizou o software CAD/TQS para considerar a ISE e comparar os resultados das iterações com o monitoramento de recalques. Verificou-se que a variação de momentos que chegam às fundações tem seus valores maiores quando considerada a ISE. O trabalho ressalta a importância da realização de provas de carga e instrumentação de obras, durante a construção, para obtenção dos recalques da fundação.

Cabral (2016), realizou uma análise de estaca de um píer de navio em relação à estabilidade e interação solo-estrutura. O modelo de estudo foi construído utilizando-se o programa SAP2000, as análises envolveram a observação do comportamento em relação às tensões, deslocamentos e esforços para diferentes resistências de solo. O trabalho concluiu que as estacas inclinadas apresentam maior sensibilidade aos deslocamentos.

Silva; França; Ayala (2015), salientam que as normas brasileiras não tratam com o devido aprofundamento sobre o assunto da ISE. A NBR 6118 (2014) estabelece parâmetros para o cálculo da superestrutura e a NBR 6122 (2010) trata das diretrizes para dimensionamento das fundações, baseadas em análises do solo. Na NBR 8800 (2008) está citada a necessidade de se levar em consideração todas as deformações devido aos esforços solicitantes, apontando que a ISE deve ser considerada no modelo. Assim, fica comprovada a carência de parâmetros para projetos que envolvam este tipo de análise e a importância de estudos que desenvolvam modelos e métodos para suprir esta lacuna.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência da ISE nos esforços das fundações de dolphins de amarração e atracação, a fim de demonstrar a redistribuição de esforços que a interação acarreta na estrutura e obter melhores resultados das ações atuantes nas mesmas, e assim, ser possível otimizar o dimensionamento dos elementos estruturais.

Desta forma, os seguintes objetivos específicos foram necessários:

- a) elaborar um modelo representativo do comportamento do maciço de solo;
- b) elaborar um modelo estrutural em elementos finitos tendo-se por base os parâmetros estruturais obtidos no Memorial de Cálculo (MC) das estruturas adotadas como estudo de caso;
- c) analisar os esforços nas fundações da estrutura considerando o modelo tradicional de cálculo;
- d) analisar os esforços nas fundações da estrutura considerando a modelagem do solo;
- e) analisar a influência da modelagem do solo nos esforços das fundações da estrutura;
- f) comparar as diferenças obtidas entre a análise estrutural convencional e a análise com a interação solo-estrutura.

1.3 Organização do Trabalho

O presente trabalho conta com 5 capítulos, além das referências bibliográficas e anexo, conforme descrito a seguir.

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução e definições das estruturas portuárias, em especial os dolphins de atracação e amarração, os quais são objeto de estudo do presente trabalho.

Aborda o estado da arte do tema em estudo, a partir de trabalhos realizados por outros autores e os objetivos gerais e específicos do presente estudo.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica dos principais conceitos e metodologias utilizadas no desenvolvimento do estudo. São apresentadas as características das estruturas de dolphins portuários e discutidas as metodologias de modelos convencionais de projetos e os modelos que utilizam o conceito de interação solo-estrutura. Também são apresentadas as metodologias de transferência de carga em estacas e métodos de solução baseados no coeficiente de reação horizontal. Por fim nesse capítulo são discutidos conceitos de análise estrutural e a metodologia que abrange elementos finitos utilizada na pesquisa.

O capítulo 3 contém a descrição da estrutura usada como estudo de caso, a aplicação das metodologias descritas no capítulo anterior e todas as verificações realizadas para validar o modelo computacional desenvolvido.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos e a discussão detalhada dos mesmos.

O capítulo 5 apresenta as conclusões a partir dos resultados obtidos no capítulo anterior, além de sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura onde são apresentados os principais métodos, conceitos e referências utilizados no desenvolvimento do trabalho.

2.1 Dolfins

Dolfins são estruturas portuárias situadas em locais de maior profundidade, com dimensões capazes de receber embarcações. Tais estruturas são independentes da linha do cais, podem ser ou não dotadas de plataforma de comprimento variável. Os dolfins são dotados de cabeços para amarração e/ou ganchos de liberação rápida, além de outros meios de amarrações para lidar com a ancoragem de um navio. Em alguns casos, os dolfins são equipados com defensas para proteção contra impactos de atracação das embarcações.

Os dolfins são estruturas geralmente constituídas por laje de concreto armado apoiada sobre estacas metálicas ou em concreto armado ou protendido (Tsinker, 2004). Do ponto de vista da sua utilização os dolfins podem ser classificados como sendo de amarração ou de atracação.

Os dolfins de amarração, como o mostrado na Fig. 2.1, além das cargas de peso próprio e sobrecarga acidental, recebem esforços oriundos dos cabos de amarração das embarcações a eles fixadas. Esses esforços agem sobre os dolfins geralmente via cabeços de amarração, peças metálicas construídas exclusivamente para receber as amarras das embarcações.

Os dolfins de atracação, além do seu peso próprio e sobrecarga acidental recebem esforços oriundos do impacto proveniente da acostagem das embarcações. Os esforços de impacto agem sobre os dolfins através de defensas de atracação, que são elementos de interface entre as embarcações e as estruturas de acostagem com finalidade de proteger ambas dos esforços de impacto através da absorção da energia cinética advindas das embarcações (Alfredini & Arasaki, 2009), como pode ser observado na Fig. 2.2.



Figura 2.1 Dolfim de amarração (Fonte: navioseportos.com.br)



Figura 2.2 Dólfim de atracação (Fonte: Ramos et al.,2017)

2.2 Modelo convencional de projeto

De acordo com a metodologia convencional de projeto estrutural, o mesmo é desenvolvido admitindo-se que os apoios da estrutura sejam indeslocáveis, com o cálculo das cargas nos elementos de fundação e o dimensionamento dos elementos estruturais sendo feitos com base nesta hipótese. Consequentemente o projeto de fundações é desenvolvido levando-se em consideração as cargas na fundação obtidas a partir do projeto estrutural e as propriedades do terreno.

Basicamente o processo consiste em: primeiramente o projetista estrutural analisa e calcula a estrutura considerando os seus apoios rígidos (indeslocáveis), obtendo os resultados para as reações verticais, horizontais e momentos fletores atuantes na estrutura; posteriormente este conjunto de cargas obtido é repassado ao engenheiro de fundações, que dimensiona os elementos da fundação para resistir a estes esforços, conforme demonstrado na Fig. 2.3. No entanto, as fundações devido à deformação do solo solicitam a estrutura com um fluxo de carregamento diferente da hipótese de apoios indeslocáveis, modificando os esforços atuantes na estrutura e as cargas transmitidas ao solo (Iwamoto, 2000).

Nas estruturas portuárias como os dólfinos, as ações horizontais representam a grande parcela de esforços atuantes, de forma que são de fundamental importância na análise estrutural. Quando submetidos a esses carregamentos, os apoios da estrutura sofrem deslocamentos horizontais que podem apresentar valores significativos, e em geral o dimensionamento das fundações está condicionado a estes deslocamentos. Na metodologia convencional de cálculo as fundações profundas são substituídas por modelos de pilares engastados na base.

Portanto, sabe-se que as reações de apoio de uma estrutura estão relacionadas com as condições particulares do maciço de solo sobre o qual é construída. Assim, não se deveria simplesmente desprezar a deformabilidade proporcionada pelo solo, pois os resultados obtidos considerando-a podem diferir de forma significativa quando comparados ao método simplista de base indeslocável (Reis, 2000).

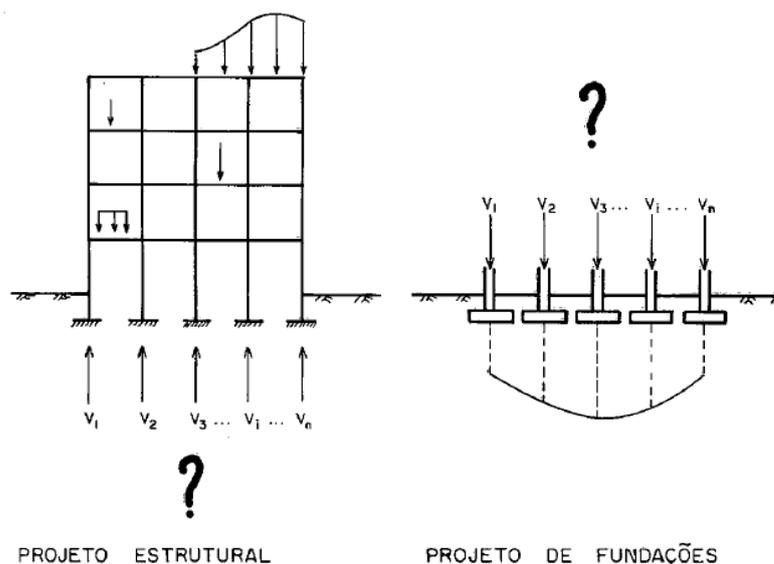


Figura 2.3 Modelo convencional de projeto (Fonte: Iwamoto, 2000)

2.3 Interação Solo-Estrutura (ISE)

A interação solo-estrutura pode ser definida como o mecanismo de influência mútua e recíproca da superestrutura com o sistema de fundação. Segundo Sampa (2012), existem muitas obras com tamanhos e formatos diversos, que com o passar do tempo apresentaram algum tipo de deformidade em virtude de alterações não previstas no comportamento mecânico idealizado na análise estrutural.

O comportamento do solo, principalmente no que diz respeito as propriedades tensão-deformação-tempo, influencia a interação solo-estrutura, e por isso o assentamento de fundações de grande porte deve ser calculado com cuidado. A ISE compreende esta ligação entre a estrutura e o solo, e o processo tem início juntamente com a fase inicial de construção, se estendendo até que haja uma situação de equilíbrio, ou seja, quando as tensões e recalques na estrutura e no solo estiverem estabilizadas (Iwamoto, 2000).

Geralmente em um projeto estrutural, portuário ou não, são indicadas as cargas máximas e mínimas calculadas pelo projetista, porém estas cargas não representam a redistribuição de esforços gerada pela interação solo-estrutura e, portanto, não demonstram o comportamento da estrutura frente

aos recalques nos apoios (Viegas, 2015).

A estimativa mais apurada do comportamento destas estruturas pode ser vantajosa tanto economicamente, como a fim de proporcionar um alto nível de segurança, com projetos mais eficientes, confiáveis e sem patologias futuras.

O solo é elemento muito importante na análise de uma estrutura, tendo uma forte influência no seu comportamento. O estudo da ISE pode ser feito através de um método numérico, utilizando um programa de análise estrutural no qual o solo geralmente é representado por molas (apoios flexíveis) nos pontos que correspondem às fundações. Essas molas devem simular o solo em termos de respostas mecânicas às ações provenientes da superestrutura (Crespo, 2004).

2.4 Fundações Profundas

2.4.1 Métodos de transferência de carga

A estaca é um tipo de fundação profunda muito utilizada para transferir grandes cargas da superestrutura para um solo resistente. Além de cargas verticais, este tipo de fundação pode ser submetido a cargas horizontais. Essas forças horizontais podem ser provenientes, por exemplo, de impactos de navios durante a atracação, ação das ondas em estruturas *offshore*, entre outras. O grande problema de estacas submetidas a cargas horizontais é a complexa análise da interação solo-estaca (Chore et al, 2012).

O método adotado para transferência de carga da estrutura para solo é um parâmetro importante na análise da ISE. Existem vários métodos desenvolvidos para o dimensionamento de estacas, a principal diferença se encontra na modelagem do solo envolvente. Essa modelagem do solo pode ser agrupada basicamente em dois tipos de modelos (Santos, 2008), sendo:

- modelos do meio contínuo, no qual o solo é considerado como um meio contínuo. Nestes modelos é possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo;
- modelos do meio discreto, no qual o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico linear, modelo de Winkler, ou elástico não-linear, através de curvas características.

O método do meio discreto apesar de ser mais simples é muito utilizado na prática, pode incorporar não linearidades do solo, variação do coeficiente de reação do solo com a profundidade e pode ser aplicado em solos estratificados. No entanto, o coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento. Já o método de meio contínuo

é mais realista, pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados, porém na prática é difícil determinar as deformações e o módulo do solo que elas correspondem.

Nos últimos anos houve um progressivo desenvolvimento de métodos de cálculo cada vez mais complexos com base em modelos que simulam a realidade, porém a caracterização geotécnica do solo de fundação não acompanhou esse desenvolvimento, sendo os parâmetros necessários para a modelação ainda pouco confiáveis. Assim, é discutível adotar métodos de cálculo muito complexos e elaborados que fazem uso de um grande número de parâmetros, os quais não é possível obter com uma caracterização geotécnica corrente. Dessa forma, é justificável utilizar métodos mais simplistas, como o Modelo de Winkler, que tem demonstrado originar resultados satisfatórios (Alonso, 2015).

Nesse trabalho foi adotado o método do meio discreto, através do modelo de Winkler, no qual são empregadas molas lineares para representar o solo. O método apresentado apesar de simples, aparece como uma das melhores alternativas pois tem como vantagem fazer uso de apenas um parâmetro, que é o coeficiente de reação do solo, a desvantagem deste método é que as molas que substituem o solo são consideradas com um comportamento independente.

2.4.2 Modelo de Winkler

Uma forma simples de avaliar os deslocamentos em estacas é considerando a teoria da flexão de uma viga assente sobre base elástica desenvolvida por Winkler (1867). O autor foi pioneiro na representação do solo como um sistema de molas lineares, independentes entre si, com pequenos espaçamentos entre elas, trabalhando no regime elástico, conforme mostra Fig. 2.4.

O modelo de Winkler indica que a reação por unidade de comprimento resultante do solo sobre a viga é função do deslocamento daquele ponto da viga na direção correspondente, assim a resposta do solo em um determinado ponto não é dependente do deslocamento da estaca em outros pontos, ou seja, este método considera que a resposta do solo é caracterizada por um conjunto de mecanismos discretos independentes entre si. As cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma, ou seja, este método desconsidera o efeito da continuidade do meio.

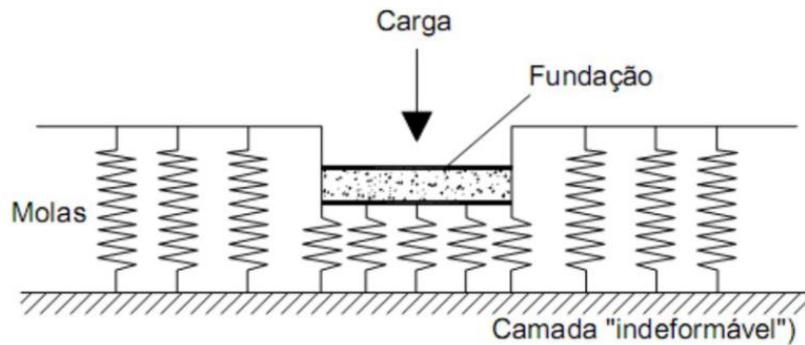


Figura 2.4 Modelo de Winkler (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

Para o caso de uma estaca submetida a carregamento horizontal, podemos utilizar uma extensão da hipótese de Winkler formulada para o estudo de vigas de fundação, conforme Fig. 2.5. Nesse método as pressões de contato (p) são proporcionais aos deslocamentos horizontais (y), cuja equação correspondente é Eq. 2.1, na qual k_h representa o coeficiente de reação horizontal do solo.

$$p = k_h \cdot y \quad (2.1)$$

Para o cálculo de estacas carregadas horizontalmente, os métodos da teoria de reação horizontal do solo são muito úteis pela sua simplicidade. Esta teoria considera que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca (y), semelhante ao modelo de Winkler para o problema da viga sobre apoio elástico (Cintra, 2010). Assim, têm-se a Eq. 2.2 para estacas carregadas lateralmente.

$$E_p \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} = p = -K_H \cdot y \quad (2.2)$$

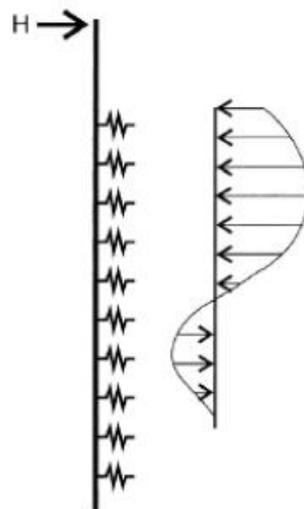


Figura 2.5 Modelo de Winkler para estacas (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

Esta equação diferencial tem solução analítica apenas para K_H constante com a profundidade,

os parâmetros E_p e I , são respectivamente, o módulo de elasticidade do material da estaca e o momento de inércia da seção transversal da estaca. O valor de K_H é de natureza bastante complexa, devido à sua variação ao longo da profundidade e da sua determinação experimental. Terzaghi (1955) apresenta para solos coesivos pré-adensados uma variação do módulo de reação horizontal constante com a profundidade e para solos granulares é recomendado a adoção de K_H diretamente proporcional à profundidade.

2.4.3 Módulo de reação horizontal do solo

O módulo de reação horizontal do solo (K_H) é definido como a relação entre a reação do solo (p), em unidades de força por comprimento da estaca com o seu respectivo deslocamento (y), conforme a Eq. 2.3.

$$K_H = \frac{p}{y} \quad (2.3)$$

Nessa equação é necessário a conversão da unidade de pressão em carga por unidade de comprimento através da multiplicação da pressão pelo diâmetro da estaca (B), Fig. 2.6, obtendo então a Eq. 2.4 na qual k_h é o coeficiente de reação horizontal.

$$K_H = k_h \cdot B \quad (2.4)$$

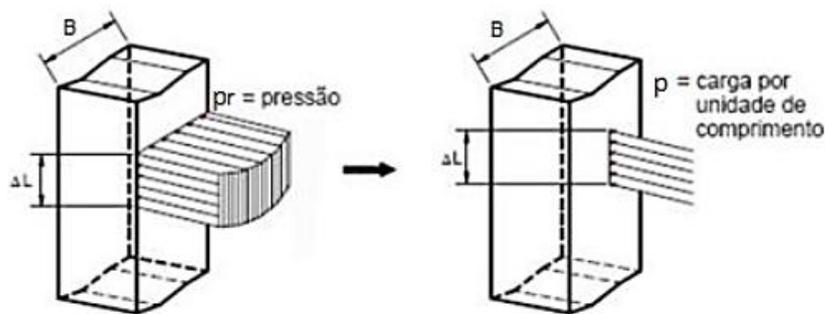


Figura 2.6 Conversão da pressão em carga distribuída (Fonte: Christan, 2012)

Para a análise do comportamento de estacas usando a teoria de reação do solo é necessário o conhecimento da variação de K_H ao longo da profundidade, essa relação pode ser representada pela Eq. 2.5 segundo Palmer & Thompson (1948).

$$K_H = K_L \cdot \left(\frac{Z}{L}\right)^n \quad (2.5)$$

Sendo:

- K_L – valor de K na ponta da estaca;

- n – expoente empírico positivo,
- L – Comprimento da estaca no solo.

As hipóteses mais comuns são que para argilas pré-adensadas $n = 0$ (módulo de reação horizontal é constante com a profundidade) e que para areias $n = 1$ (módulo de reação horizontal varia linearmente com a profundidade). Para o caso de areias a variação de K_H pode ser reescrita na forma da Eq. 2.6, na qual n_h é a constante de reação horizontal do solo.

$$K_H = n_h \cdot z \quad (2.6)$$

A avaliação do módulo de reação horizontal do solo pode ser feita através de prova de carga lateral em estacas, prova de carga em placa para o caso do módulo constante com a profundidade e através de correlações empíricas. Nesse trabalho foram utilizados resultados de prova de carga lateral para estimar o módulo de reação horizontal do solo.

2.4.4 Coeficiente de reação horizontal do solo

Para areias Terzaghi (1955), recomendou considerar o coeficiente de reação horizontal diretamente proporcional à profundidade, conforme Fig. 2.7, podendo essa condição ser verificada com o auxílio do ensaio SPT. O perfil de solo, também pode apresentar variações da compacidade entre camadas e, neste caso, adota-se um coeficiente de reação horizontal diferente para cada camada.

Admitindo a condição da Eq. 2.6 para areias, encontra-se a Eq. 2.7 para o coeficiente de reação horizontal do solo, na qual o coeficiente A depende da compacidade relativa da areia, podendo ser calculado pela Eq. 2.8 em função do valor de N_{SPT} , e γ o peso específico do solo.

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} \quad (2.7)$$

$$A = \left(\frac{N_{SPT}}{0,5 + 0,015 \cdot N_{SPT}} \right)^2 + 80 \quad (2.8)$$

As equações descritas foram utilizadas nesse trabalho para calcular os coeficientes de reação horizontal das camadas arenosas, devido aos dados de sondagem SPT disponíveis.

Terzaghi (1955) ainda recomenda valores típicos para o coeficiente de reação horizontal, apresentados na Tab. 2.1, Reese et al. (1974) também propõem valores para n_h para areias abaixo do nível d'água apresentados na Tab. 2.2.

Tabela 2.1 Coeficientes de reação horizontal do solo para areias segundo Terzaghi (1955) (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

| Compacidade | n_h (MN/m ³) | |
|-----------------------|----------------------------|--------------|
| | Acima do NA | Abaixo do NA |
| Fofa | 2,2 | 1,3 |
| Medianamente compacta | 6,6 | 4,4 |
| Compacta | 18,0 | 11,0 |

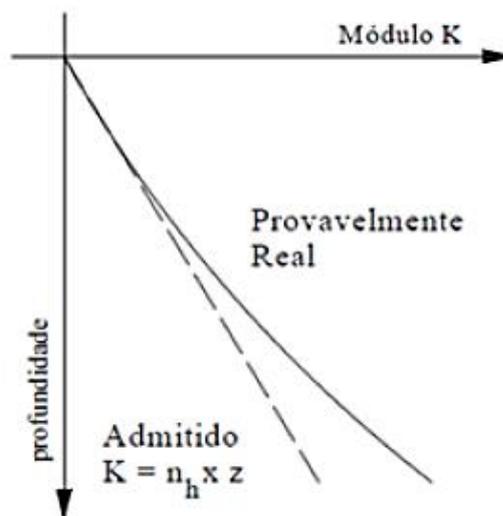


Figura 2.7 Modelo de coeficiente de reação horizontal do solo para areias (Fonte: Cintra,2010)

Tabela 2.2 Coeficientes de reação horizontal do solo para areias segundo Reese et al. (1974) (Fonte: Cabral, 2016)

| Compacidade | n_h (MN/m ³) |
|-----------------------|----------------------------|
| Fofa | 5,4 |
| Medianamente compacta | 16,3 |
| Compacta | 33,9 |

Para argilas moles normalmente adensadas é admitida a condição não drenada e a hipótese de que o coeficiente de reação horizontal cresce com a profundidade. Terzaghi (1955) não fornece valores típicos para argilas moles, sendo encontrado alguns valores na literatura apresentados na Tab. 2.3.

Tabela 2.3 Coeficiente de reação horizontal do solo para argilas moles (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

| Tipo de solo | Valores de n_h (kN/m ³) |
|--|---------------------------------------|
| Solos orgânicos recentes (vasa, lodo, turfa, etc.) | 10 |
| Argila orgânica, sedimentos recentes | 60 |
| Argila siltosa mole, sedimentos consolidados (normalmente adensados) | 80 |

Para argilas muito sobreadensadas, onde k_h é considerado constante com a profundidade Terzaghi (1955) sugere valores típicos apresentados na Tab. 2.4.

Tabela 2.4 Coeficiente de reação horizontal do solo para argilas sobreadensadas segundo Terzaghi (1955) (Fonte: Cabral, 2016)

| Resistência à compressão simples (MN/m ²) | Faixa de valores K_h (MN/m ²) | Valores recomendados K_h (MN/m ²) |
|---|---|---|
| 0,02 - 0,04 | 0,7 - 4 | 0,8 |
| 0,1 - 0,2 | 3 - 6,5 | 5 |
| 0,2 - 0,4 | 6,5 - 13 | 10 |
| >0,4 | >13 | 20 |

Neste trabalho, para as camadas de solo argilosas considerou-se o coeficiente de reação horizontal do solo linearmente crescente com a profundidade. Os valores utilizados foram obtidos através de uma retroanálise de prova de carga horizontal realizada em estaca próxima ao local em que seriam construídos os dolphins.

2.4.5 Solução para estacas baseadas no coeficiente de reação horizontal

Os métodos apresentados neste item analisam em condição de serviço estacas carregadas transversalmente e com coeficiente de reação horizontal variável com a profundidade. Alguns desses métodos foram utilizados para verificar os valores dos módulos de reação horizontal utilizados no trabalho para representar o comportamento do maciço de solo.

Método de Miche (1930)

Miche (1930) foi pioneiro na resolução do problema de estaca em solo com coeficiente de reação horizontal crescendo linearmente com a profundidade, ou seja, levando em conta a deformação da estaca, caso que não era considerado em trabalhos mais antigos. A partir desse método o

deslocamento horizontal do topo da estaca pode ser calculado pela Eq. 2.9.

$$y_0 = 2,40 \cdot \left(\frac{T^3 \cdot H}{E_p \cdot I} \right) \quad (2.9)$$

O comprimento característico ou rigidez relativa estaca-solo é calculada pela Eq. 2.10.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I}{n_h}} \quad (2.10)$$

De acordo com o método, o momento fletor máximo se encontra a uma profundidade de $1,32T$ e pode ser calculado conforme Eq. 2.11. Também segundo essa metodologia, para uma profundidade da ordem de $4T$ os momentos fletores e esforços cortantes podem ser desprezados por assumirem valores pequenos, e aquelas estacas com comprimento menor que $1,5T$ devem ser calculadas como rígida.

$$M_{máx} = 0,79 \cdot H \cdot T \quad (2.11)$$

Método de Matlock e Reese (1961)

Para esse método os autores consideram uma estaca de comprimento L , diâmetro ou largura B , rigidez à flexão $E_p \cdot I$ submetida a uma força horizontal (H_0) e a um momento fletor (M_0). O modelo representativo do método pode ser observado na Fig. 2.8, para o qual o coeficiente de reação horizontal do solo é varável com a profundidade. A estaca é flexível e de topo livre com comportamento elástico, e admitindo-se que os deslocamentos são pequenos em relação ao diâmetro da estaca pode-se aplicar o princípio da superposição de efeitos, calculando os efeitos das cargas aplicadas separadamente e superpostos. O deslocamento (y) do topo da estaca pode ser determinado pela Eq. 2.12.

$$y = \left(\frac{H_0 \cdot L_0^3}{E_p \cdot I} \right) \cdot A_y + \left(\frac{M_0 \cdot L_0^2}{E_p \cdot I} \right) \cdot B_y \quad (2.12)$$

L_0 é chamado comprimento característico e pode ser determinado pela Eq. 2.13. Já os coeficientes A_y e B_y são fornecidos pelos autores conforme Tab. 2.5.

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I}{n_h}} \quad (2.13)$$

Já o momento fletor pode ser calculado conforme Eq. 2.14, cujos coeficientes também são retirados da Tab.2.5.

$$M = (H_0 \cdot L_0) \cdot A_m + M_0 \cdot B_m \quad (2.14)$$

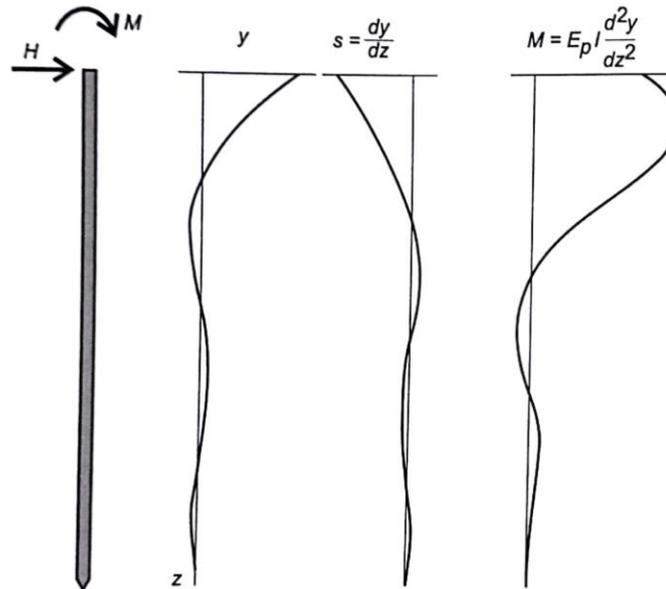


Figura 2.8 Estaca vertical, topo livre, submetida a uma força horizontal e um momento fletor, Matlock e Reese, 1961 (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

Tabela 2.5 Coeficientes A e B do Método de Matlock e Reese, 1961 (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

| Z | A _y | A _s | A _m | B _y | B _s | B _m |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 2,435 | -1,623 | 0,000 | 1,623 | -1,750 | 1,000 |
| 0,1 | 2,273 | -1,618 | 0,100 | 1,453 | -1,650 | 1,000 |
| 0,2 | 2,112 | -1,603 | 0,198 | 1,293 | -1,550 | 0,999 |
| 0,3 | 1,952 | -1,578 | 0,291 | 1,143 | -1,450 | 0,994 |
| 0,4 | 1,796 | -1,545 | 0,379 | 1,003 | -1,351 | 0,987 |
| 0,5 | 1,644 | -1,503 | 0,459 | 0,873 | -1,253 | 0,976 |
| 0,6 | 1,496 | -1,454 | 0,532 | 0,752 | -1,156 | 0,960 |
| 0,7 | 1,353 | -1,397 | 0,595 | 0,642 | -1,061 | 0,939 |
| 0,8 | 1,216 | -1,335 | 0,649 | 0,540 | -0,968 | 0,914 |
| 0,9 | 1,086 | -1,268 | 0,693 | 0,448 | -0,878 | 0,885 |
| 1 | 0,962 | -1,197 | 0,727 | 0,364 | -0,792 | 0,852 |
| 1,2 | 0,738 | -1,047 | 0,767 | 0,223 | -0,629 | 0,775 |
| 1,4 | 0,544 | -0,893 | 0,772 | 0,112 | -0,482 | 0,688 |
| 1,6 | 0,381 | -0,741 | 0,746 | 0,029 | -0,354 | 0,594 |
| 1,8 | 0,247 | -0,596 | 0,696 | -0,030 | -0,245 | 0,498 |
| 2 | 0,142 | -0,464 | 0,628 | -0,070 | -0,155 | 0,404 |
| 3 | -0,075 | -0,040 | 0,225 | -0,089 | 0,057 | 0,059 |
| 4 | -0,050 | 0,052 | 0,000 | -0,028 | 0,049 | -0,042 |
| 5 | -0,009 | 0,025 | -0,033 | 0,000 | 0,011 | -0,026 |

Método de Davisson e Robinson (1965)

Os autores fornecem um método de fácil aplicação, considerando uma estaca parcialmente enterrada submetida às forças V_t (força vertical) e H_t (força horizontal) e ao momento M_t . Para essa metodologia os autores determinaram um comprimento (L_s) que somado ao comprimento livre (L_u), conduz a uma haste rigidamente engastada de comprimento $L_e=L_u+L_s$, tendo o mesmo deslocamento y_t da estaca original. O esquema do modelo está representado na Fig. 2.9.

Segundo Davisson e Robinson (1965), a profundidade a partir da qual uma estaca pode ser considerada como perfeitamente engastada no solo é $L_s=1,8L_0$, sendo L_0 calculado pela mesma equação Eq. 2.13.

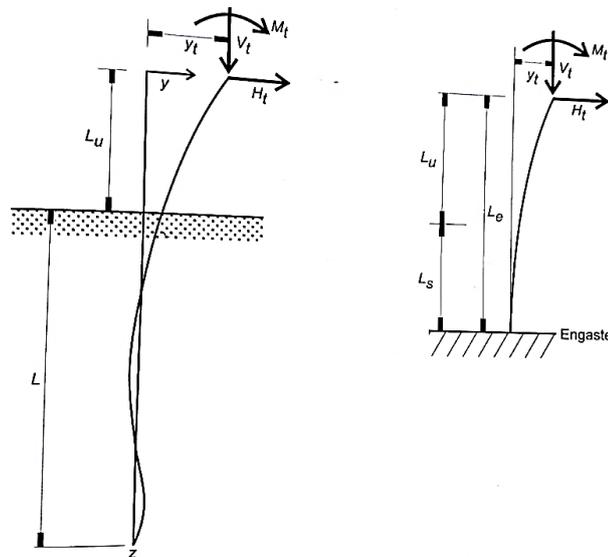


Figura 2.9 Estaca parcialmente enterrada, Método Davisson e Robinson (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

2.4.6 Curvas p-y

As curvas p-y modelam o comportamento do solo até a sua ruptura através de molas não lineares representando de forma mais realista o comportamento dos diferentes tipos de solos, sendo os resultados das análises efetuadas próximos dos resultados das provas de carga.

O fenômeno que ocorre é representado na Fig. 2.10, na qual pode-se observar a mobilização da resistência do solo quando atuante um carregamento lateral com a variação de tensões normais em volta da estaca.

Através do emprego de curvas não lineares é possível obter a mobilização da resistência horizontal do solo em função do deslocamento verificado ao longo do fuste da estaca, conforme ilustrado na Fig. 2.11. A dificuldade deste método é o grande tempo exigido para a preparação dos dados de entrada para a realização dos cálculos.

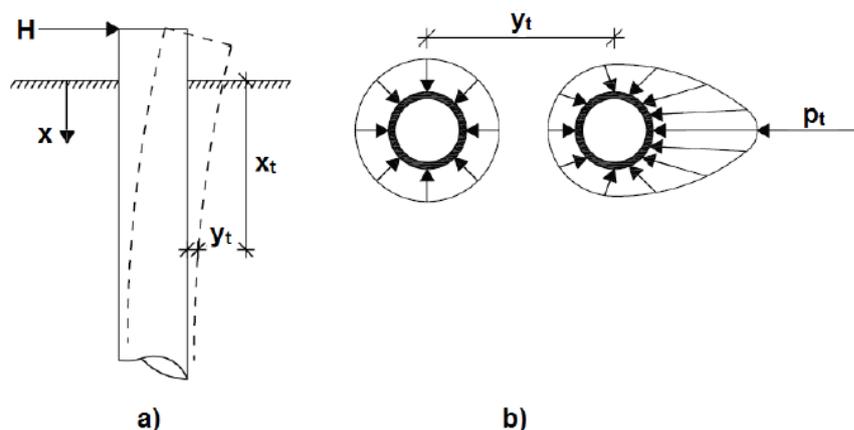


Figura 2.10 Representação dos efeitos em estacas sob esforços horizontais a) deslocamento lateral no topo da estaca b) tensões radiais atuantes no fuste antes e depois da aplicação da carga horizontal (Fonte: Castro, 2013)

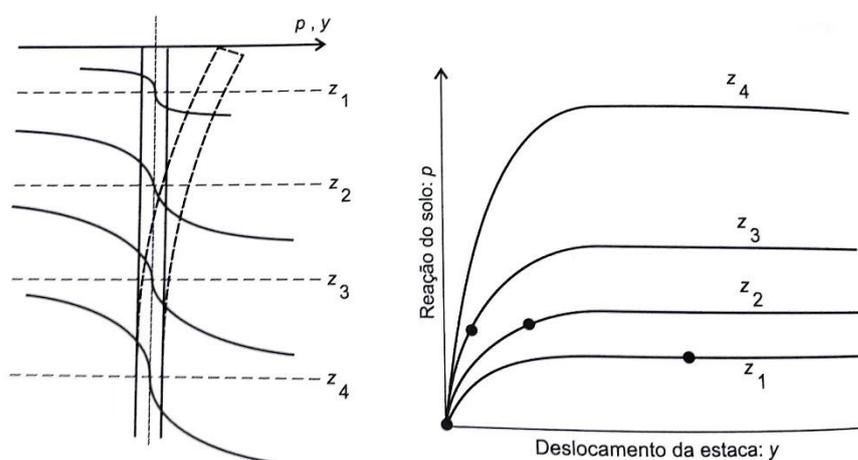


Figura 2.11 Curvas p-y definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento da estaca (Fonte: Velloso e Lopes, 2010)

2.5 Análise Estrutural

Uma análise estrutural tem como objetivo principal determinar os efeitos das ações em uma estrutura permitindo que seja realizada uma previsão do comportamento da mesma quando submetida aos seus carregamentos.

As metodologias de cálculos são procedimentos matemáticos resultantes de hipóteses adotadas na concepção do modelo estrutural, destes procedimentos resultam a determinação dos esforços internos na estrutura, as reações de apoios, os deslocamentos e rotações, e as tensões e deformações (Martha, 2010).

Para conceber o modelo de análise é necessário se conhecer ou pré-determinar as características da estrutura real, como as propriedades dos materiais, propriedades físicas e

geométricas dos elementos estruturais, forma de ligação dos elementos, cargas e solicitações atuantes na estrutura, entre outras características relevantes. Os modelos estruturais devem representar as geometrias dos elementos, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise (Ramos, 2016).

Após este processo, a análise estrutural se baseia em um processo matemático de cálculo a fim de satisfazer as hipóteses adotadas.

2.5.1 Análise estrutural e o método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é um método discreto para solução de equações diferenciais, sendo muito utilizado no campo da engenharia estrutural. Pode ser definido como um método numérico aproximado, no qual o domínio do problema é discretizado em subdomínios de geometria mais simples (Aguilar, 2007).

Os elementos discretos possuem formas simplificadas, como formatos lineares quando da modelagem de estruturas reticuladas, ou triangulares e quadriláteros quando da modelagem de estruturas planas. A divisão em subdomínios é denominada malha de elementos finitos, e a solução do problema são os valores dos deslocamentos e rotações nos nós da malha utilizada.

O MEF está entre os métodos numéricos mais conhecidos e bem-sucedidos na análise da interação solo-estrutura. Este método engloba vários aspectos relevantes na modelagem numérica como a estratificação do solo abaixo das fundações, a interface entre fundações adjacentes, a rigidez relativa entre o solo e as fundações e os tipos de carregamento na estrutura. Segundo Mohammad (2013), o MEF está entre os métodos atuais que mais se aproxima da realidade e com o qual é possível realizar uma análise detalhada da ISE, que conduza a resultados satisfatórios.

Diversos programas atuais são baseados no MEF, como o ANSYS, ABACUS, SAP2000, NASTRAN, entre outros. Neste trabalho a construção do modelo computacional foi realizada no software ANSYS em sua versão 18.1. O programa é comercializado pela empresa ANSYS, fundada em 1970, que também disponibiliza versões gratuitas para estudantes. O *software* possui dois modos básicos de apresentação: a sua interface clássica, ANSYS *Mechanical APDL*; e o ANSYS *Workbench*, interface mais moderna e com maior apelo gráfico, sendo a primeira a utilizada neste trabalho. Segundo Kim e Sankar (2011), uma vantagem do programa é a fácil programação pelo usuário, pois o software apresenta diversos comandos relacionados à criação da geometria, malha, condições de contorno e configurações de solução.

Assim como a grande maioria dos programas computacionais, o ANSYS se caracteriza por dividir a análise estrutural em três fases: pré-processamento, processamento e pós-processamento. Na etapa de pré-processamento faz-se a caracterização do problema, inserindo o tipo de elemento,

parâmetros dos materiais, seções transversais, nós e discretização da malha. Nessa primeira fase é muito importante a escolha do tipo de elemento utilizado pois deve ser capaz de simular adequadamente a estrutura. Para este trabalho destacam-se os elementos *Beam188*, *Shell181* e *Combin14*.

O elemento *Beam188* aplica-se a geometrias de espessura reduzida e elevado comprimento. O elemento está representado na Fig. 2.12, é um elemento de barra definido pelos nós I e J no sistema global de coordenadas, com seis graus de liberdade em cada nó, que incluem translações e rotações nas direções x, y e z. Esse elemento é baseado na teoria de Timoshenko, suportando também a deformação ao corte. Pode ser utilizado em condições de plasticidade e pode ser definido através de uma seção.

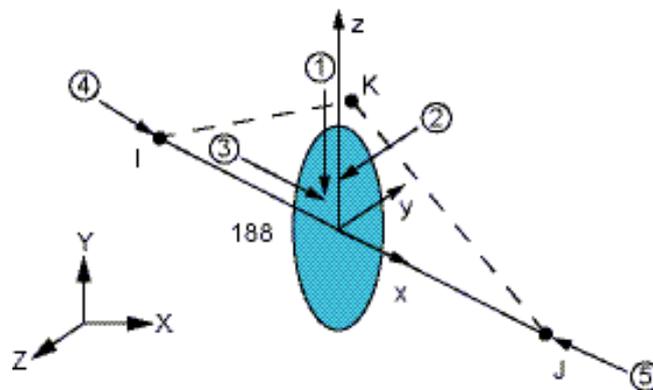


Figura 2.12 Elemento *Beam188* (Fonte: ANSYS Help 18.1)

O elemento *Shell181*, mostrado na Fig. 2.13 é aconselhado na análise de estruturas finas a moderadamente grossas. É um elemento de quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translação nas direções x, y e z, e rotações sobre os eixos x, y e z. O elemento é adequado em qualquer tipo de deformação quer seja linear ou não-linear, é utilizado em análises de pressões distribuídas. Para entrada no programa são necessárias as informações da seção e a definição dos nós I, J, K e L.

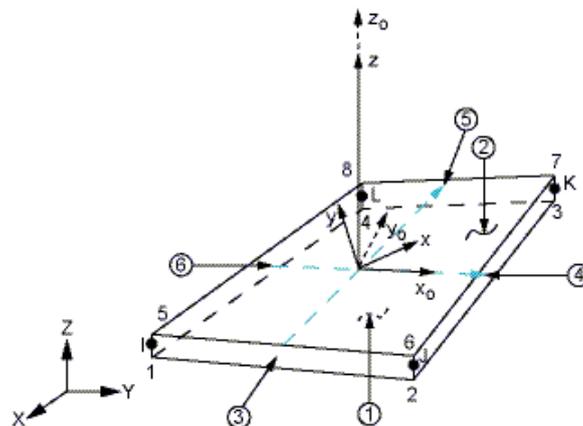


Figura 2.13 Elemento *Shell181* (Fonte: ANSYS Help 18.1)

O elemento *Combin14*, ilustrado na Fig. 2.14, é um elemento de rigidez axial ou à torção e que pode ser utilizado em modelos com até três dimensões. A mola opera na direção segundo a qual os nós se encontram alinhados, e também é possível adicionar ao elemento um coeficiente de amortecimento, no trabalho o amortecimento não foi utilizado por não ser o interesse da análise.

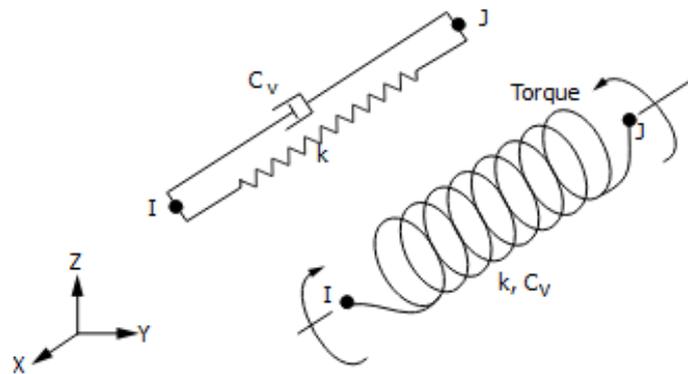


Figura 2.14 Elemento *Combin14* (Fonte: ANSYS Help 18.1)

Na etapa de processamento insere-se as condições de contorno em relação às ações atuantes e condições de apoio da estrutura, gerando então a solução da análise. Os primeiros parâmetros desconhecidos calculados na análise de estruturas são os deslocamentos e rotações nodais, outros dados como deformações, tensões e força de reação são derivados dos deslocamentos nodais.

A fase de pós-processamento compreende a geração dos resultados desejados, como deformadas, mapas de tensões, deslocamentos, esforços atuantes, entre outros. Esses resultados podem ser obtidos por meio de listas e gráficos.

O modelo estrutural utilizado neste trabalho como estudo de caso foi desenvolvido no *software* SAP2000. O SAP2000 é um programa comercial de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas.

2.5.2 Análise estrutural simplificada

Dentro do campo da análise estrutural a maioria dos sistemas tridimensionais apresenta uma forma complexa, sendo compostos de vários elementos. Muitas vezes esses sistemas são simplificados pelos projetistas, transformando-os em sistemas bidimensionais menores reduzindo a complexidade da análise.

Existem vários *softwares* capazes de resolver sistemas bidimensionais, nesse trabalho foi utilizado o *software* FTOOL na etapa de validação do modelo computacional. O FTOOL foi desenvolvido na PUC-RIO e é disponibilizado gratuitamente. É uma ferramenta com objetivo educacional destinado ao ensino do comportamento estrutural de pórticos planos, é uma das mais

conhecidas ferramentas para análise estrutural bidimensional, sendo possível montar uma grande variedade de esquemas estruturais e, especificando alguns parâmetros, construir os gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante, linha elástica e gráfico de configuração deformada.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada a forma como os métodos e conceitos expostos no capítulo anterior foram aplicados no presente trabalho.

3.1 Estudo de caso

As estruturas analisadas neste trabalho tiveram como modelo o projeto de três dolphins previstos para o Cais Norte do Estaleiro Rio Grande, em Rio Grande/RS, sendo um de amarração e dois de atracação, sendo os mesmos idênticos. Desse projeto foram retirados os modelos geométricos, os materiais utilizados e os carregamentos externos característicos atuantes nas estruturas.

O estaleiro Rio Grande se encontra no extremo sul do Brasil, conforme apresentado na Fig. 3.1.

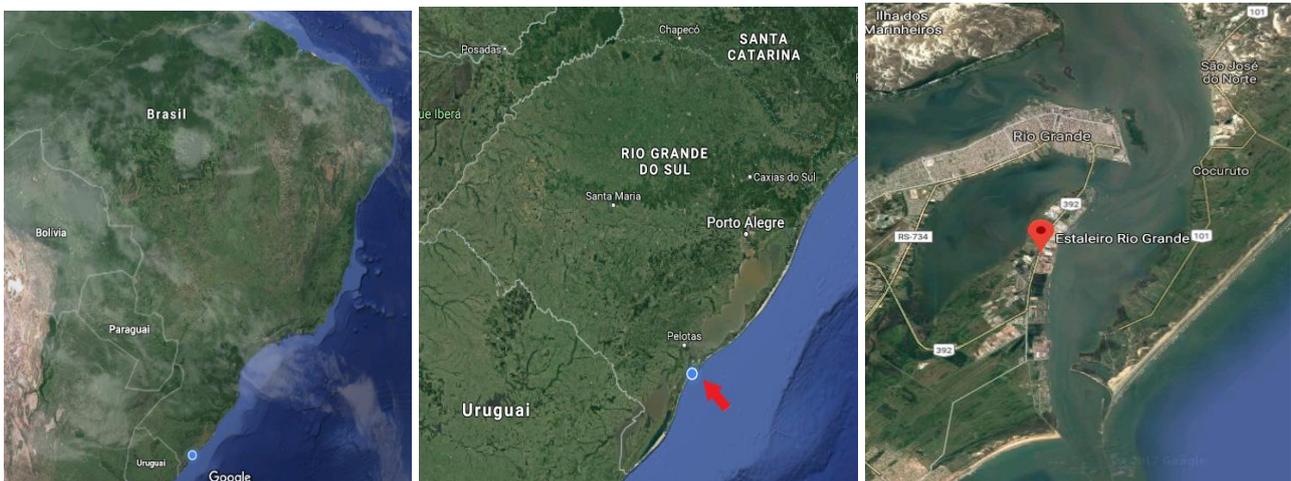


Figura 3.1 Localização do Estaleiro Rio Grande (Fonte: <https://www.google.com.br/maps>)

Os dolphins de amarração e atracação são constituídos de uma laje horizontal de concreto armado disposta sobre vinte estacas metálicas inclinadas em rampa de 1:4. O dolphin de amarração possui laje de dimensões 8,00m x 6,50m, enquanto que o dolphin de atracação possui laje de 9,00m x 6,50m. Para a modelagem computacional desse trabalho foram utilizadas as dimensões do dolphin de amarração, apresentado na Fig. 3.2. A respectiva numeração das estacas é mostrada na Fig. 3.3.

Ambas as lajes possuem espessuras de 1,5 m e são constituídas de concreto com fck de 40 MPa. Já as estacas metálicas são compostas cada uma por dois perfis W610x125 soldados lado a lado pelos seus flanges. O arranjo da seção transversal da estaca após efetuadas as soldas nos flanges dos perfis é mostrado na Fig. 3.4.

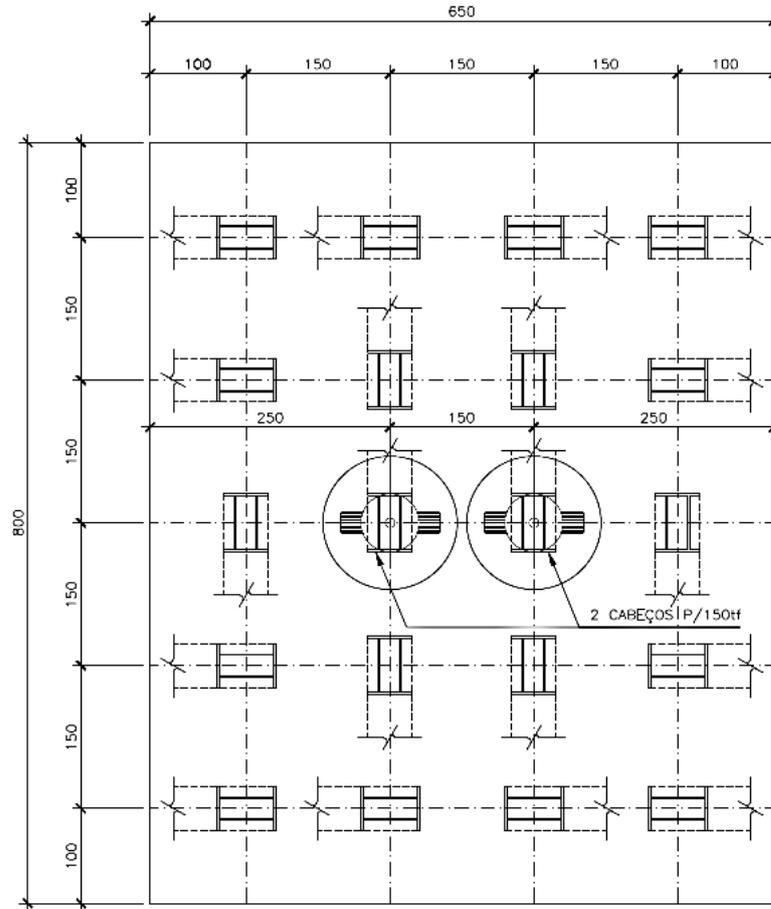


Figura 3.2 Vista superior da estrutura do dolfim, dimensões em centímetros (Fonte: MC)

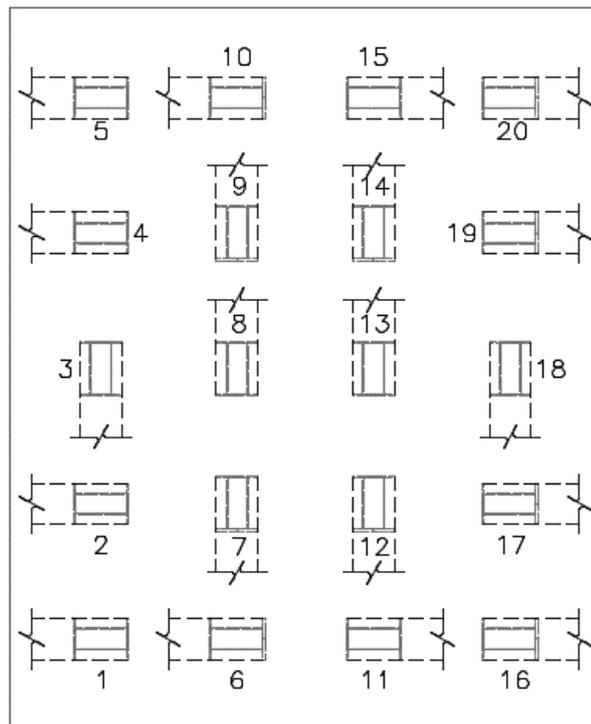


Figura 3.3 Vista superior da estrutura do dolfim, numeração das estacas (Fonte: MC)

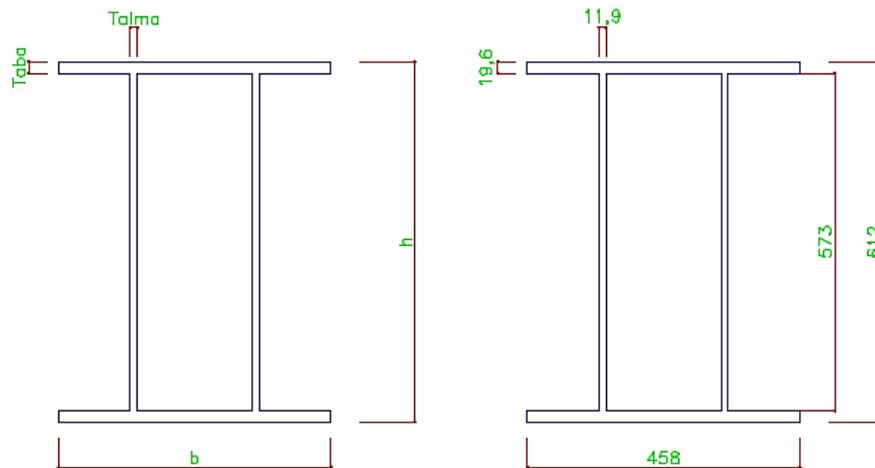


Figura 3.4 Seção transversal das estacas, dimensões em milímetros

O modelo computacional do MC das estruturas foi desenvolvido no *software* SAP2000. Em relação a esse modelo, a cota superior da laje de concreto é igual a +3,30 m, o fundo da lâmina de água se encontra na cota de -12,00 m e a ponta das estacas na cota de -40,00 m. Todas as estacas no modelo do MC foram consideradas engastadas na sua base, o comprimento real das estacas é de aproximadamente 40,00 m, já o comprimento característico adotado no modelo convencional de projeto foi de 17,60 m.

Em relação aos carregamentos, que também foram retirados do MC das estruturas, foram considerados o peso próprio, sobrecarga acidental, forças de amarração e força de atracação.

O peso próprio da estrutura e a sobrecarga acidental foram considerados como forças distribuídas aplicadas na área da laje. Os esforços provenientes das amarras das embarcações são geralmente aplicados aos cabeços de amarração, para efeito da modelagem da estrutura, esses esforços são transferidos para a laje onde os cabeços são fixados. Devido a essa transferência surgem momentos fletores na estrutura, calculados como forças atuantes multiplicadas pela distância vertical das mesmas até o eixo de cálculo da laje.

Os esforços de impacto nas estruturas de acostagem são aplicados nas defensas de atracação. A implementação desses esforços no modelo também deve considerar a transferência de momentos para a estrutura, pois o ponto de aplicação das cargas possui excentricidade em relação ao eixo de referência da laje. O sistema de eixo de coordenadas considerado para o carregamento é o eixo padrão do *software* ANSYS.

Dessa forma, os carregamentos considerados no modelo e seus respectivos valores estão descritos na Tab. 3.1. O MC considera quatro cenários de carregamentos, apresentados na Tab. 3.2, no desenvolvimento desse trabalho além desses cenários foram consideradas outras quatro

combinações de carregamento na estrutura a fim de realizar estudos paramétricos, essas combinações são apresentadas na Tab. 3.3 e são chamadas combinações adicionais da análise.

Tabela 3.1 Esforços considerados na análise das estruturas

| Ação | Unidade | Esforço Característico |
|----------------------|-------------------|-------------------------------|
| Peso Próprio | kN/m ² | 54,54 |
| Sobrecarga Acidental | kN/m ² | 5,00 |
| Amarração - Fx | kN | -1280,00 |
| Amarração - Fz | kN | 640,00 |
| Amarração - Mx | kN.m | 1241,60 |
| Amarração - Mz | kN.m | 2483,20 |
| Impacto - Fz | kN | -901,00 |
| Impacto - Mx | kN.m | 1081,20 |

Tabela 3.2 Combinações de cargas consideradas no MC das estruturas

| Combinação | Ações presentes | Dolfim |
|-------------------|---------------------------------------|---------------|
| COMB 1 | Peso Próprio + Amarração | Amarração |
| COMB 2 | Peso Próprio + Sobrecarga + Amarração | Amarração |
| COMB 3 | Peso Próprio + Impacto | Atracação |
| COMB 4 | Peso Próprio + Sobrecarga + Impacto | Atracação |

Tabela 3.3 Combinações de cargas adicionais da análise

| Combinação | Ações presentes | Dolfim |
|-------------------|---------------------------|---------------|
| COMB 5 | Peso Próprio + Sobrecarga | Amarração |
| COMB 6 | Peso Próprio | Amarração |
| COMB 7 | Amarração | Amarração |
| COMB 8 | Impacto | Atracação |

3.2 Modelagem do solo

3.2.1 Perfil do terreno

Para obtenção das características do solo foi utilizado o mesmo boletim de sondagem do MC, obtido a partir do ensaio de penetração (SPT). O boletim é denominado SP36, sendo que o mesmo consta na Fig. 3.5.

Para a construção dos dolphins, a superfície do terreno em relação ao nível d'água se encontra na profundidade de 12,00 m, correspondendo a uma camada de argila com areia fina que se estende até a profundidade de 38,00 m. Após essa camada encontra-se uma camada de areia fina muito compacta. O esquema representativo do solo pode ser observado na Fig. 3.6. A ponta das estacas encontra-se na profundidade de aproximadamente 40,00 m.



TECNOSOLO

Ciente: **WTORRE ENGENHARIA E CONSTRUÇÃO S/A** Ref.: **RS.9283**

Local: **Estaleiro Rio Grande - RIO GRANDE / RS**

Escala: **1/100** Data: **10/10/06** Des.: **Alanor** Eng.º Des. nº **RS24704**

SONDAGEM: **SP.36 (E= 396.081,46 N= 6.448.937,40)** COTA: **1,20 m**

| Cota em relação ao R.N. | Amostra | Profundidade da camada (m) | Penetração: (golpes/30cm) | | Gráfico | CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL |
|-------------------------|---------|----------------------------|---------------------------|---------------------|-------------|--|
| | | | 1º e 2º penetrações | 2º e 3º penetrações | | |
| Nível d'água | | | Nº de golpes | | | |
| | | | 1ºe2º | 2ºe3º | 10 20 30 40 | |
| 0,20 m | ① | 4,00 | 12 | 16 | | Areia fina, cinza-amarelada, medianamente compacta a compacta. |
| 0 | ② | | 18 | 24 | | |
| | ③ | | 22 | 29 | | |
| | ④ | | 10 | 14 | | |
| | ⑤ | 7,00 | 14 | 18 | | Areia fina, cinza-clara, medianamente compacta a compacta. |
| -5 | ⑥ | | 19 | 27 | | |
| | ⑦ | | 35 | 56/25 | | |
| | ⑧ | 14,00 | 35 | 49/28 | | Areia fina, cinza-clara, muito compacta. |
| | ⑨ | | 44/25 | | | |
| | ⑩ | | 35/28 | | | |
| -10 | ⑪ | | 43/27 | | | |
| | ⑫ | | 44 | 48/28 | | |
| | ⑬ | 51/27 | | | | |
| | ⑭ | 17,75 | 5 | 6 | | ← consistência média |
| | ⑮ | | 4 | 5 | | Argila plástica com areia fina, cinza-escura, consistência média e mole. |
| -15 | ⑯ | | 5 | 5 | | |
| | ⑰ | | 4 | 5 | | |
| | ⑱ | 17,75 | 4 | 4 | | ← fofa |
| | ⑲ | | 5 | 6 | | Areia fina com argila e fragmentos de conchas, cinza-escura, pouco compacta. |
| | ⑳ | | 6 | 5 | | |
| -20 | ㉑ | 4 | 5 | | | |
| | ㉒ | 22,00 | 6 | 7 | | |

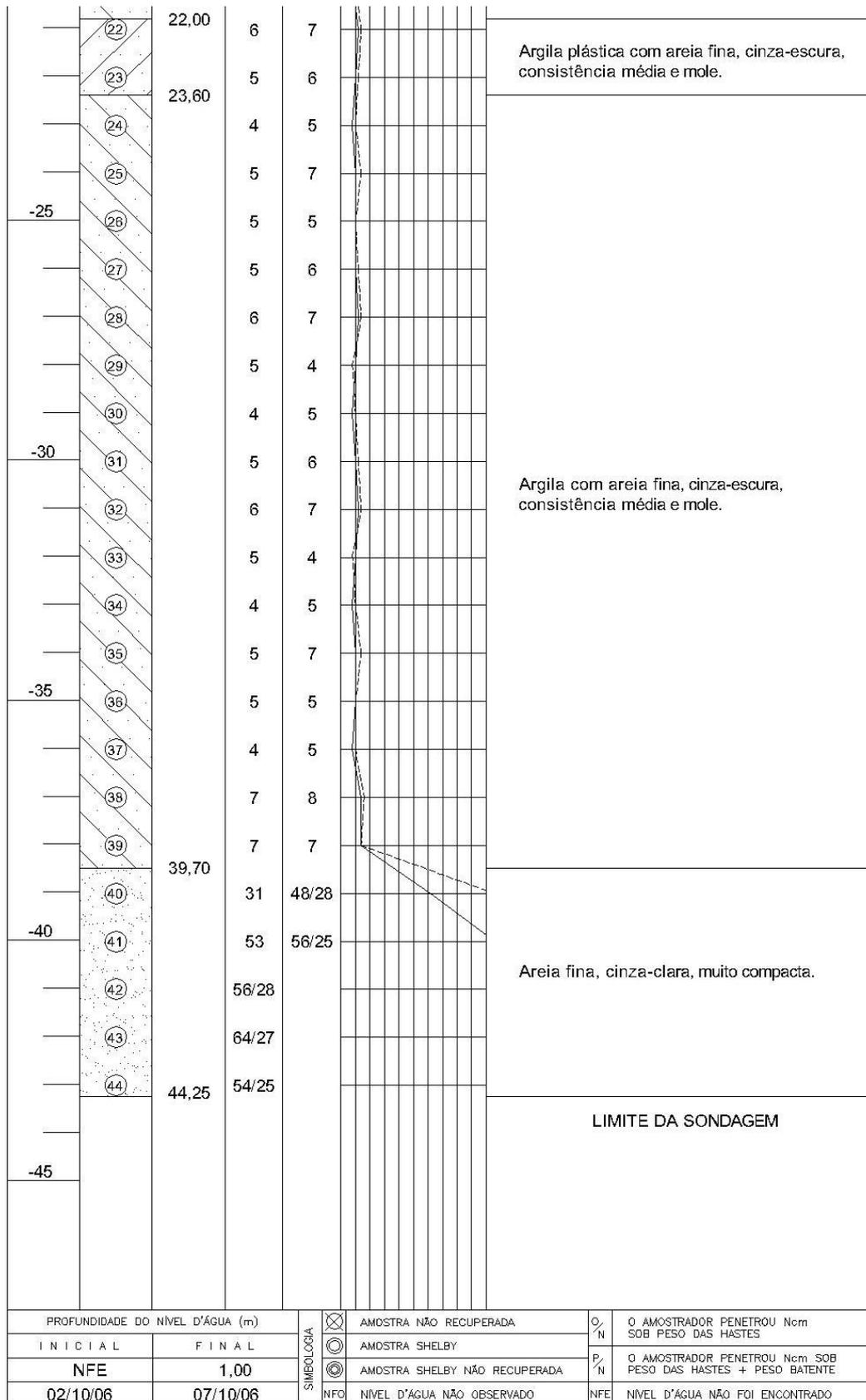


Figura 3.5 Boletim de sondagem SPT utilizado no memorial de cálculo dos dolphins



Figura 3.6 Esquema do perfil geotécnico

No modelo computacional, o solo foi representado como um sistema independente, com molas horizontais linearmente elásticas e igualmente espaçadas entre si, conhecido como modelo de Winkler. São consideradas nessa modelagem apenas molas horizontais, de forma que o recalque vertical é desprezado na modelagem das estacas. A consideração apenas do recalque horizontal se deve ao fato de que as cargas e deslocamentos no modelo do dolfim são preponderantemente horizontais, de forma que as fundações em estacas terão pequeno recalque vertical, e estes serão basicamente por encurtamento elástico da própria estaca.

Os coeficientes de rigidez das molas foram calculados pela Eq. 3.1, na qual ΔZ representa o comprimento de influência da rigidez da mola, que é igual ao espaçamento entre elas.

$$K = K_H \cdot \Delta Z \quad (3.1)$$

Um ponto importante nessa etapa foi determinar o coeficiente de rigidez de mola para o primeiro ponto da estaca ao nível do terreno, representado na Fig. 3.7 por K_1 . Teoricamente esse ponto teria uma rigidez nula, devido à sua profundidade ser $z = 0,00$ m. Entretanto, devido ao espaçamento das molas (ΔZ) esse ponto causa uma grande influência no valor de deslocamento horizontal da estaca de forma que se faz necessário representar a parcela de terreno abaixo desse primeiro ponto. Após algumas análises com as Eq. 2.6 e Eq. 3.1 chegou-se à Eq. 3.2 para o coeficiente

de rigidez de mola ao nível do terreno (K1), esse valor representa a parcela de $\frac{1}{4}$ do espaçamento das molas (ΔZ).

$$K1 = n_h \cdot \left(\frac{\Delta Z^2}{8} \right) \quad (3.2)$$

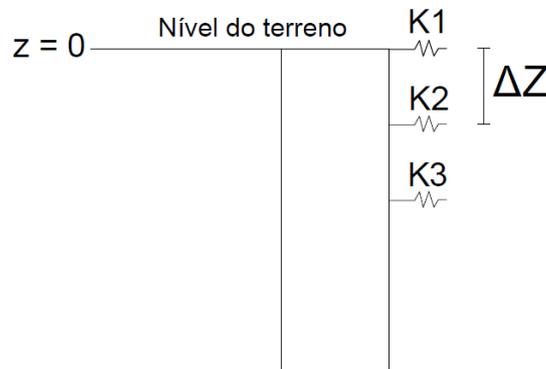


Figura 3.7 Esquema de cálculo do coeficiente de rigidez de mola

O módulo de reação horizontal do solo para a camada de argila foi calculado conforme Eq. 2.6. Para tanto, foi necessário obter um valor de n_h compatível com o solo.

3.2.2 Retroanálise de prova de carga horizontal

Em virtude de haver resultados de uma prova de carga horizontal da obra em estudo, foi realizada uma retroanálise desses dados a partir do modelo de solo desenvolvido no trabalho. Esse processo foi necessário para obter um valor de n_h do solo compatível com o perfil de terreno, e posteriormente realizar o cálculo de K_H ao longo da profundidade, conforme Eq. 2.6.

A prova de carga analisada está disponível no trabalho de Santana et al. (2014), o qual apresenta e analisa os resultados de duas provas de carga horizontais realizadas em estacas metálicas. As estacas fazem parte da estrutura da laje de fundo do Dique Seco, uma obra realizada no Estaleiro Rio Grande em local próximo de onde seriam construídos os dolphins de amarração e atracação utilizados para estudo nesse trabalho.

Cada prova de carga realizada envolveu duas estacas adjacentes que reagiram uma contra a outra, um esquema da prova de carga pode ser observado na Fig. 3.8. A primeira prova de carga foi realizada na direção de menor inércia dos perfis metálicos, chamada de Ensaio 1. A segunda prova de carga apresentada foi realizada na direção de maior inércia dos perfis metálicos, chamada de Ensaio 2.

Todas as estacas ensaiadas eram compostas de perfis metálicos do tipo W610X 125/113/101. Respectivamente de baixo para cima as estacas apresentavam 12 m de perfis W610X101, 6 m de perfis W610X113 e o restante de perfis W610X125. As estacas do Ensaio 1 apresentavam

comprimento médio cravado de 31 m, e as estacas do Ensaio 2 apresentavam comprimento médio cravado de 36 m.

Os resultados das provas de carga são compostos de curvas carga versus deslocamento para diferentes espaços de tempo. Para o Ensaio 1 da prova de carga foi obtida a curva carga versus deslocamento extrapolada para tempo infinito, já para o Ensaio 2 não foi possível obter a curva extrapolada devido à grande dispersão e altos valores de deslocamentos obtidos. Em função disso, a curva utilizada no presente trabalho foi a do Ensaio 1 apresentada na Fig. 3.9.

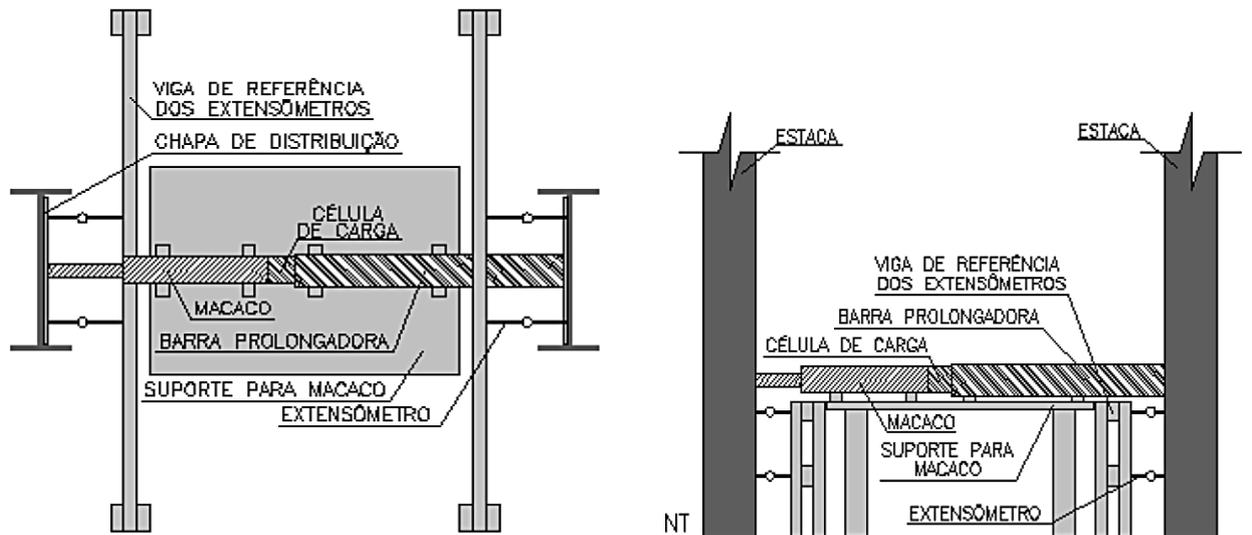


Figura 3.8 Esquema de montagem da prova de carga do Ensaio 1 (Fonte: Santana et al.,2014)

Para obter o valor de n_h do solo, os testes foram realizados em um modelo de estaca isolada desenvolvido no *software* ANSYS com elemento do tipo *Beam188* para a estaca, e *Combin14* para as molas lineares. Os valores das rigidezes das molas foram obtidos a partir do valor de n_h , conforme Eq. 3.1, e o espaçamento entre as molas adotado para essa análise foi de 0,5 m. Um esquema do modelo é mostrado na Fig. 3.10.

O valor inicial de n_h para a retroanálise foi obtido pela metodologia de Matlock e Reese (1961) a partir das equações Eq. 2.12 e Eq. 2.13. Os parâmetros utilizados nessas equações estão apresentados na Tab. 3.4. Do cálculo realizado, o valor obtido para n_h foi igual a 6317,30 kN/m³, esse valor corresponde a curva de longo prazo da prova de carga, ou seja, a curva obtida para tempo infinito. Já para a curva de curto prazo da prova de carga, ou seja, aquela correspondente ao tempo igual a zero, foi obtido um valor inicial de n_h igual a 25665,90 kN/m³.

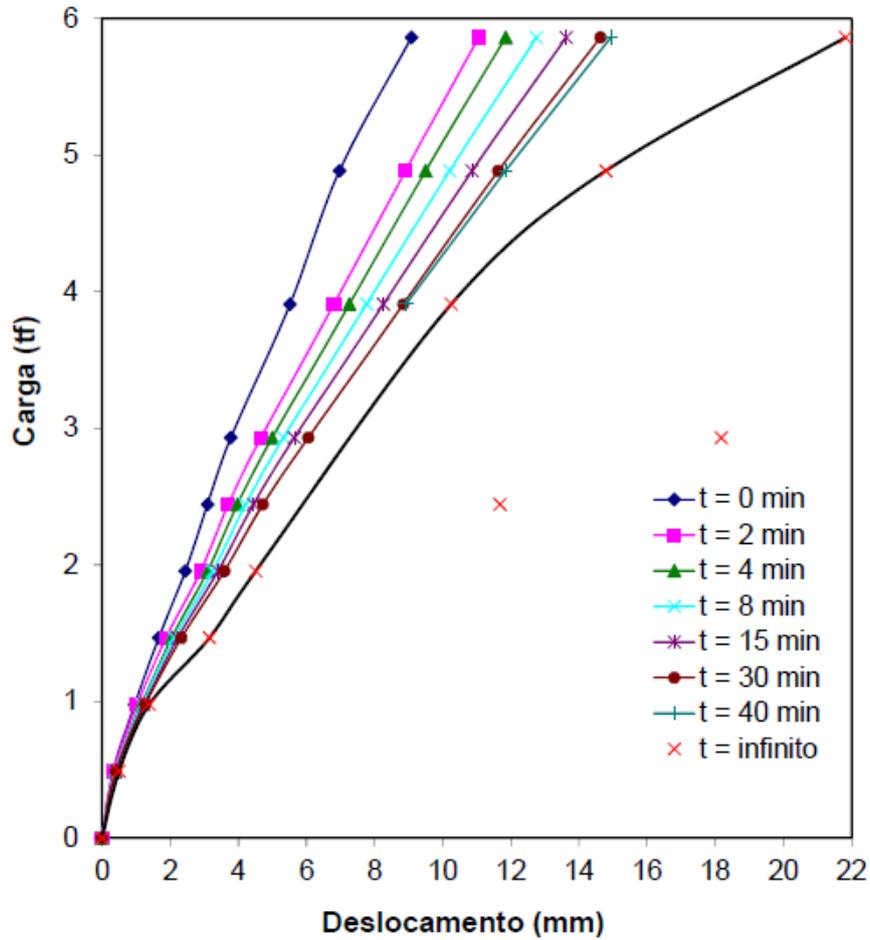


Figura 3.9 Curvas carga x deslocamento obtidas por prova de carga horizontal (Fonte: Santana et al., 2014)

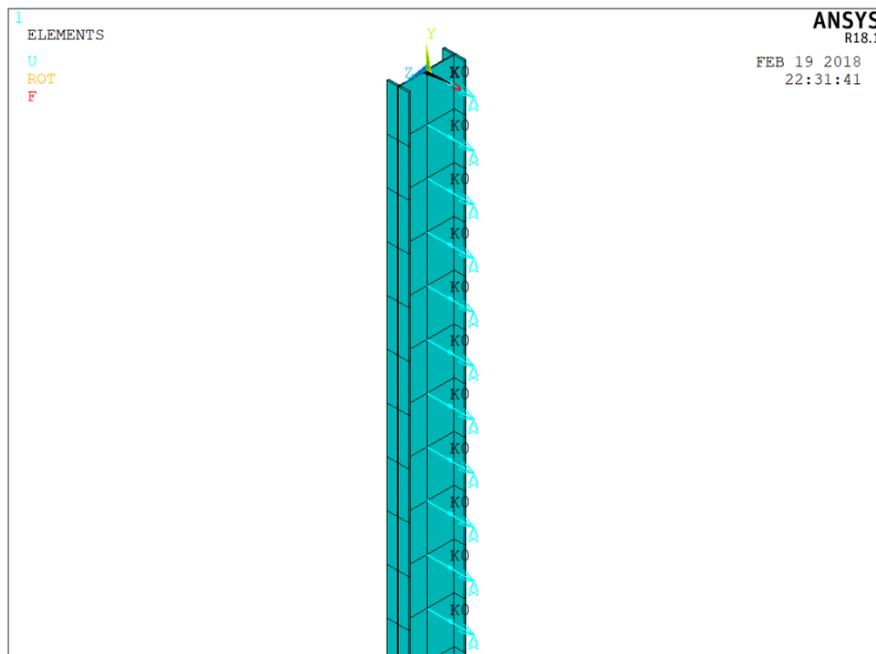


Figura 3.10 Modelo de estaca isolada utilizado na retroanálise da prova de carga horizontal

Tabela 3.4 Parâmetros de cálculo de n_h inicial para retroanálise

| y (mm) | H₀ (kN) | E_p (Mpa) | I (m⁴) |
|---------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 22,00 | 58,84 | 205000 | 3,93E-05 |

No modelo computacional de estaca isolada foi aplicada a carga horizontal igual a 6tf, ou seja, 58,84 kN, correspondente ao valor que resultou no deslocamento máximo, para tempo infinito, da prova de carga. A partir da solução do modelo foi verificado o deslocamento no topo da estaca, e o valor de n_h foi sendo alterado sucessivamente até que o deslocamento atingisse aproximadamente 22,00 mm (valor indicado na prova de carga). Os valores de n_h e os resultados da retroanálise são apresentados na Tab. 3.5

Tabela 3.5 Retroanálise da prova de carga horizontal

| n_h (kN/m³) | y ANSYS (Winkler) (mm) | y prova de carga (mm) |
|--|-------------------------------|------------------------------|
| 6317,30 | 20,05 | |
| 5000,00 | 23,11 | |
| 5150,00 | 22,71 | 22,00 |
| 5250,00 | 22,40 | |

A partir dos resultados obtidos na retroanálise da prova de carga horizontal, o valor adotado para o n_h do solo foi 5250 kN/m³. Posteriormente foi analisada a influência do espaçamento das molas no valor final do deslocamento horizontal, os resultados encontrados estão apresentados na Tab. 3.6. Assim, a partir dos resultados obtidos foi adotado o espaçamento que leva ao menor erro percentual correspondendo ao valor de 0,50 m.

Tabela 3.6 Teste de espaçamento das molas

| Espaçamento das molas (m) | y ANSYS (Winkler) (mm) | y prova de carga (mm) | Erro (%) |
|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------|
| 1,00 | 20,74 | | 5,84 |
| 0,50 | 22,40 | 22,00 | 2,11 |
| 0,30 | 22,81 | | 3,44 |

Os valores de deslocamento máximo do modelo ANSYS, apresentados na Tab. 3.5, também foram comparados com resultados de outras metodologias. Foi calculado o valor de deslocamento máximo da estaca pelo Método de Matlock e Reese (1961) e por um modelo de estaca engastada gerado no ANSYS, utilizando o Método de Davisson e Robinson (1965). A comparação dos resultados é apresentada na Tab. 3.7.

Tabela 3.7 Cálculo do deslocamento horizontal máximo da estaca pelos diferentes métodos

| Modelo | n_h (kN/m ³) | y prova de carga (mm) | y ANSYS (Winkler) (mm) | y (Matlock e Reese) (mm) | y ANSYS (Davisson e Robinson) (mm) |
|-------------|----------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| Longo prazo | 5250 | 22,00 | 22,4 | 22,03 | 19,45 |
| Curto prazo | 25000 | 8,50 | 8,27 | 8,64 | 8,20 |

A partir dos resultados observa-se que para todos os métodos analíticos os valores se aproximam do valor encontrado no modelo computacional desenvolvido. Para o cálculo dos valores do coeficiente de rigidez do solo foi adotado o valor de n_h de longo prazo, que corresponde ao deslocamento da estrutura em tempo infinito. O valor de curto prazo foi utilizado apenas para validação do modelo, esse valor de deslocamento horizontal corresponde ao valor medido na prova de carga para $t=0$ min.

Dessa forma, resultaram 60 coeficientes de rigidez de mola, obtidos pela Eq. 2.6, para serem aplicados ao longo de cada estaca. Os valores dos coeficientes, bem como a respectiva profundidade a partir do nível do terreno são apresentados na Tab. 3.8.

Tabela 3.8 Valores adotados para os coeficientes de rigidez das molas

| z (m) | Numeração | K (kN/m) | z (m) | Numeração | K (kN/m) | z (m) | Numeração | K (kN/m) |
|-------|-----------|----------|-------|-----------|----------|--------|-----------|-----------|
| 0 | K1 | 164,06 | -10 | K21 | 26250,00 | -20,00 | K41 | 52500,00 |
| -0,5 | K2 | 1312,50 | -10,5 | K22 | 27562,50 | -20,50 | K42 | 53812,50 |
| -1 | K3 | 2625,00 | -11 | K23 | 28875,00 | -21,00 | K43 | 55125,00 |
| -1,5 | K4 | 3937,50 | -11,5 | K24 | 30187,50 | -21,50 | K44 | 56437,50 |
| -2 | K5 | 5250,00 | -12 | K25 | 31500,00 | -22,00 | K45 | 57750,00 |
| -2,5 | K6 | 6562,50 | -12,5 | K26 | 32812,50 | -22,50 | K46 | 59062,50 |
| -3 | K7 | 7875,00 | -13 | K27 | 34125,00 | -23,00 | K47 | 60375,00 |
| -3,5 | K8 | 9187,50 | -13,5 | K28 | 35437,50 | -23,50 | K48 | 61687,50 |
| -4 | K9 | 10500,00 | -14 | K29 | 36750,00 | -24,00 | K49 | 63000,00 |
| -4,5 | K10 | 11812,50 | -14,5 | K30 | 38062,50 | -24,50 | K50 | 64312,50 |
| -5 | K11 | 13125,00 | -15 | K31 | 39375,00 | -25,00 | K51 | 65625,00 |
| -5,5 | K12 | 14437,50 | -15,5 | K32 | 40687,50 | -25,50 | K52 | 66937,50 |
| -6 | K13 | 15750,00 | -16 | K33 | 42000,00 | -26,00 | K53 | 132700,86 |
| -6,5 | K14 | 17062,50 | -16,5 | K34 | 43312,50 | -26,50 | K54 | 193500,77 |
| -7 | K15 | 18375,00 | -17 | K35 | 44625,00 | -27,00 | K55 | 197151,72 |
| -7,5 | K16 | 19687,50 | -17,5 | K36 | 45937,50 | -27,50 | K56 | 250464,14 |
| -8 | K17 | 21000,00 | -18 | K37 | 47250,00 | -28,00 | K57 | 255018,04 |
| -8,5 | K18 | 22312,50 | -18,5 | K38 | 48562,50 | -28,50 | K58 | 259571,93 |
| -9 | K19 | 23625,00 | -19 | K39 | 49875,00 | -29,00 | K59 | 241488,25 |
| -9,5 | K20 | 24937,50 | -19,5 | K40 | 51187,50 | -29,50 | K60 | 280360,05 |

3.3 Modelagem da estrutura

Para construir o modelo computacional no *software* ANSYS, os parâmetros geométricos das seções foram obtidos nos desenhos integrantes do projeto estrutural.

Para a laje de concreto armado foram utilizados os elementos do tipo *Shell181*. O módulo de elasticidade do concreto (E_c) possui valor igual a 30105 MPa e coeficiente de Poisson (ν) valor igual a 0,2. Para as estacas foi utilizado o elemento *Beam188*, a seção transversal utilizada para o elemento está mostrada na Fig. 3.4 para a qual o módulo de elasticidade do aço (E_s) é igual a 205000 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3. Para as molas lineares, representativas do solo circundante, foi utilizado o elemento *Combin14*, os parâmetros de entrada para o elemento consistiram nos respectivos coeficientes de rigidez da Tab. 3.6.

O primeiro modelo computacional desenvolvido foi o modelo apresentado no MC da estrutura, chamado nesse trabalho de Modelo Convencional (ANSYS), mostrado na Fig. 3.11. O mesmo é composto pelos elementos *Shell181* e *Beam188*, não considerando as molas lineares, e as estacas são parcialmente enterradas. A Fig. 3.12 apresenta os resultados da implementação dos esforços de amarração e atração no Modelo Convencional (ANSYS).

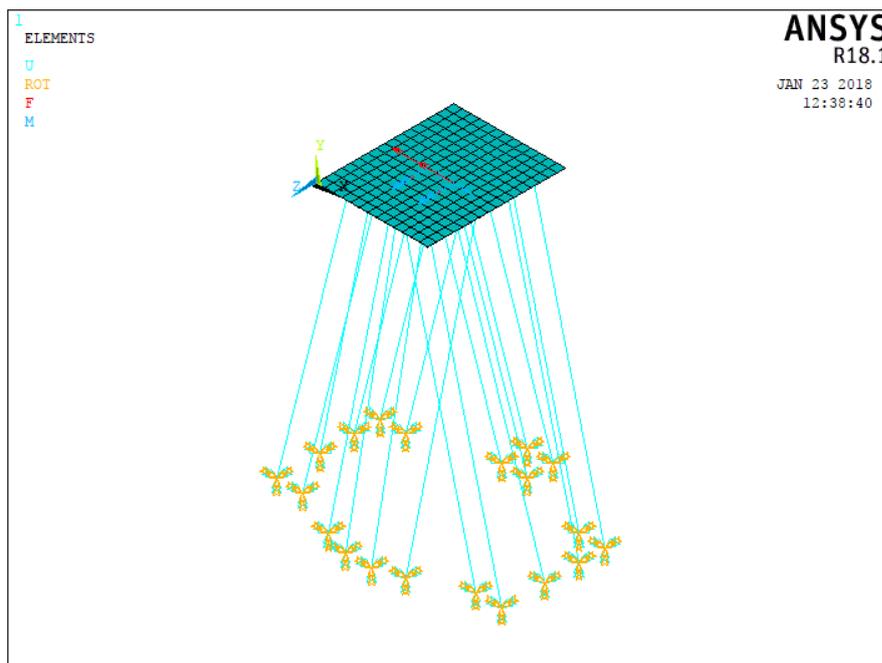


Figura 3.11 Modelo Convencional (ANSYS) de cálculo do dolfim

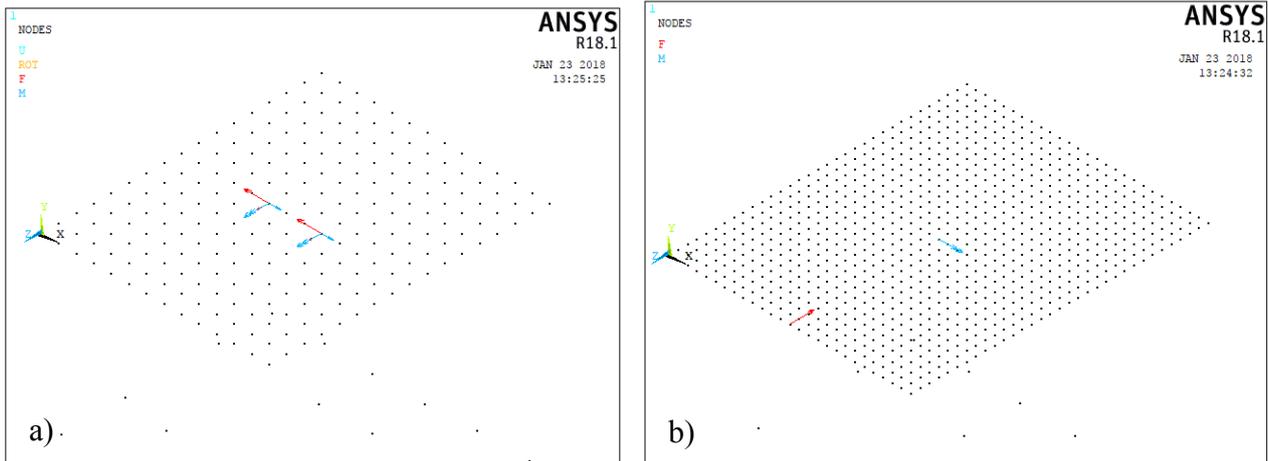


Figura 3.12 a) Esforços de amarração e b) esforços de atracção aplicados ao Modelo Convencional (ANSYS)

O modelo que considera a interação solo-estrutura com a introdução do elemento *Combin14* para as molas é apresentado na Fig. 3.13, esse modelo é chamado de Modelo ISE (ANSYS).

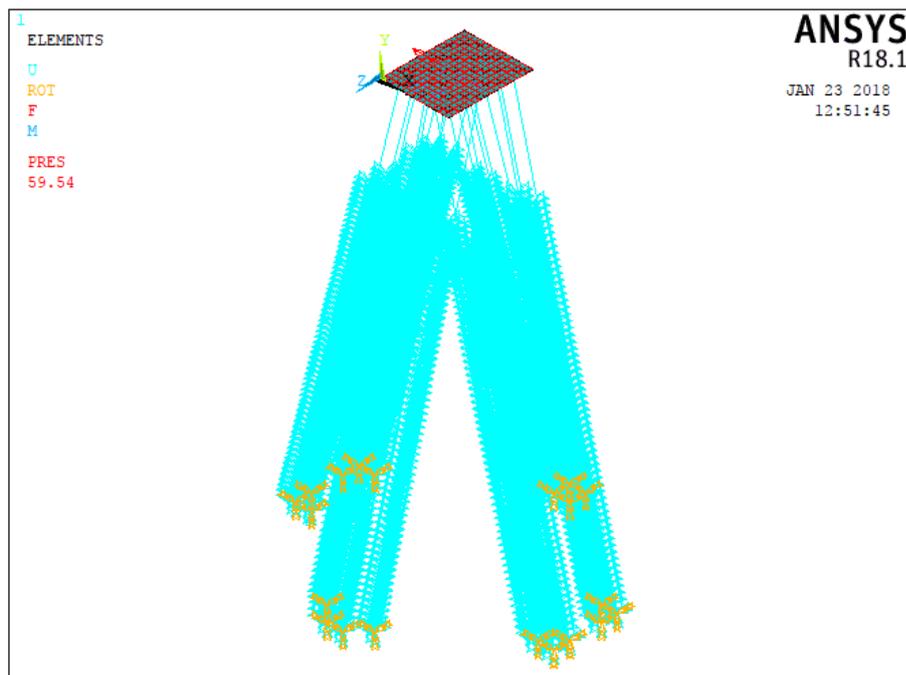


Figura 3.13 Modelo ISE (ANSYS) da estrutura do dolfim

As molas estão dispostas no sentido dos eixos *X* e *Z* do *software*, sendo um alinhamento de molas no sentido negativo do eixo *X* e outro alinhamento no sentido positivo do eixo *Z*. Um detalhamento pode ser observado na Fig. 3.14.

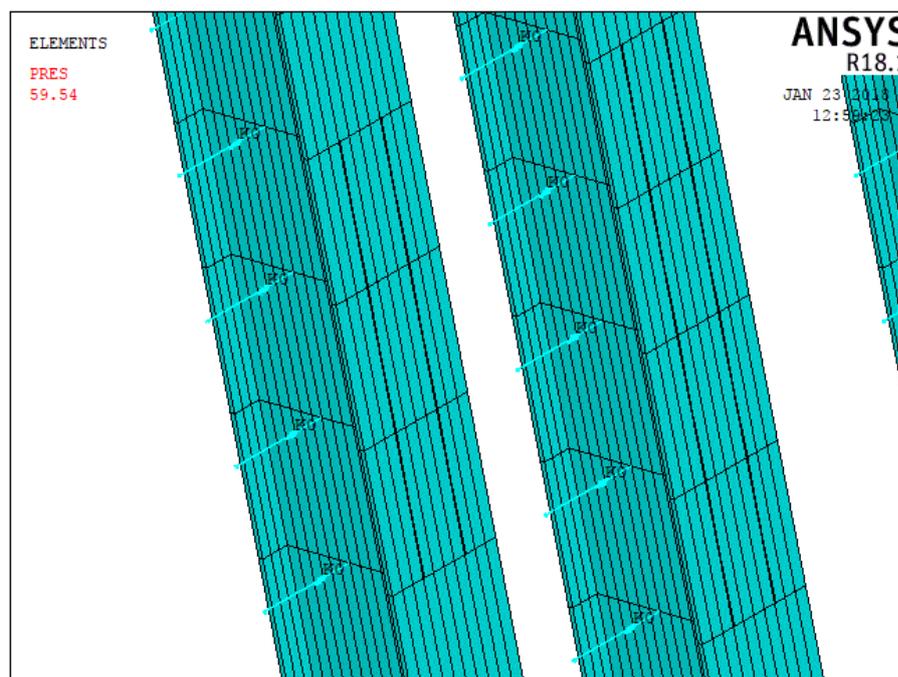


Figura 3.14 Detalhe do elemento de mola linear no Modelo ISE (ANSYS)

3.4 Verificação do modelo computacional

3.4.1 Verificação do modelo de estaca bidimensional

Primeiramente foi realizada uma validação de um modelo de estaca isolada, a fim de verificar o comportamento dos elementos escolhidos no *software* ANSYS para a modelagem da estrutura. O modelo de estaca utilizada na análise está disponível no trabalho de Alonso (2015), no qual o autor utiliza os dados para validar o modelo desenvolvido em sua pesquisa. Os resultados obtidos nessa análise foram confrontados com os resultados do referido autor e também com um modelo da estaca desenvolvido no *software* FTOOL.

A estaca citada é de concreto armado com módulo de elasticidade igual a 28000 MPa, diâmetro de 0,80 m e comprimento de 9,00 m. Foram distribuídas molas lineares a cada 0,1 m ao longo da estaca, todas as molas com valor de coeficiente de rigidez igual a 2000 kN/m. No topo da estaca foi aplicada uma força horizontal de 250 kN.

Foram comparados na análise os valores de deslocamento horizontal máximo e momento fletor máximo, apresentados na Tab. 3.9. Para o modelo no *software* ANSYS foram utilizados os elementos *Beam188* e *Combin14*, para representar a estaca e as molas lineares, respectivamente. Um detalhe do modelo construído no FTOOL está representado na Fig. 3.15.

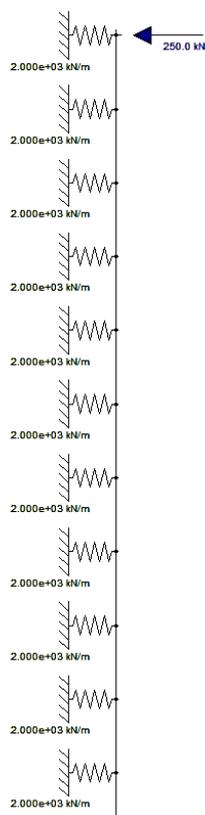


Figura 3.15 Detalhe do modelo de estaca bidimensional desenvolvido no FTOLL

Tabela 3.9 Validação do modelo de estaca bidimensional

| | Alonso (2015) | | Modelo desenvolvido | |
|-------------------------|-------------------|--------|---------------------|--------|
| | Método de Winkler | ANSYS | ANSYS | FTOOL |
| $y_{\text{máx}}$ (m) | 0,0080 | 0,0080 | 0,0074 | 0,0076 |
| $M_{\text{máx}}$ (kN.m) | 255,47 | 248,62 | 257,96 | 247,30 |

Observa-se com os resultados uma boa aproximação da modelagem desenvolvida tanto no ANSYS como no FTOOL com o modelo de Alonso (2015), comprovando o comportamento esperado para os elementos da estaca e das molas lineares do modelo.

3.4.2 Verificação do modelo estrutural convencional dos dolphins

A verificação do modelo estrutural convencional foi executada através da comparação dos resultados obtidos para o modelo de cálculo da Fig. 3.11, chamado Modelo Convencional (ANSYS), com os resultados do modelo do MC dos dolphins, chamado Modelo Convencional (MC). Para a COMB 2 de carregamentos os resultados do Modelo Convencional (MC) também foram comparados com os resultados de outro modelo convencional elaborado por Ramos et al. (2017).

Ramos et al. (2017) também elaborou um modelo computacional para a estrutura dos dolfinos utilizados como estudo de caso nesse trabalho. O modelo dos autores foi elaborado no *software* ANSYS, no qual utilizaram para as estacas elementos *Beam44* e para a laje elementos *Shell93*. Dessa forma, destaca-se que apesar de os autores utilizarem o mesmo programam computacional para elaboração do modelo, os elementos escolhidos para a modelagem são diferentes.

A Tab. 3.10 apresenta os resultados dos esforços axiais nas estacas do dolfim e na Fig. 3.16 pode-se observar a comparação dos resultados do Modelo Convencional (ANSYS) com os valores do Modelo Convencional (MC), esses valores são resultados da COMB 1. Os esforços com sinal negativo são de compressão e os com sinal positivo de tração, esse critério é adotado para todas as combinações.

Para essa verificação as maiores variações ocorreram na estaca 2 com diminuição de 22% do esforço de compressão e na estaca 14 com aumento de 37% no esforço de tração. Porém essas estacas não apresentam os maiores esforços solicitantes de forma que os resultados são considerados adequados. Apenas na estaca 3 ocorreu uma inversão de esforços de tração para compressão, contudo trata-se da estaca menos solicitada do modelo, não interferindo de forma significativa nos demais resultados.

Já na Tab. 3.11 constam os valores obtidos para a COMB 2 e na Fig. 3.17 observa-se a comparação entre os modelos. Os valores dessa combinação também foram comparados com os resultados do trabalho desenvolvido por Ramos et al. (2017) como mostra a Fig. 3.18 e a Tab. 3.12.

Os resultados apresentaram praticamente as mesmas variações da COMB 1. Para um total de 20 estacas, 65% delas tiveram variação nos esforços inferior a 10%, 20% delas tiveram variação menor que 20% e apenas 15% delas apresentaram variação maior que 20% nas solicitações. Nessas validações as estacas mais solicitadas, tanto à tração como à compressão, apresentaram variação de resultados em relação ao MC inferiores à 10%.

Tabela 3.10 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 1

| Estaca | Modelo Convencional (ANSYS) | Modelo Convencional (MC) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|-----------------------------|--------------------------|----------------|----------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -637,70 | -569,94 | 67,76 | 11,89% |
| 2 | -512,41 | -659,82 | 147,41 | -22,34% |
| 3 | -74,18 | 49,27 | 123,44 | -250,57% |
| 4 | -803,65 | -775,02 | 28,63 | 3,69% |
| 5 | -853,06 | -800,23 | 52,82 | 6,60% |
| 6 | -1228,51 | -1191,70 | 36,82 | 3,09% |
| 7 | -448,68 | -487,30 | 38,63 | -7,93% |
| 8 | 842,15 | 818,11 | 24,03 | 2,94% |
| 9 | 843,92 | 821,74 | 22,19 | 2,70% |
| 10 | -1448,87 | -1448,08 | 0,79 | 0,05% |
| 11 | 876,40 | 956,16 | 79,76 | -8,34% |
| 12 | -1008,65 | -1037,93 | 29,28 | -2,82% |
| 13 | 200,04 | 168,84 | 31,20 | 18,48% |
| 14 | 197,46 | 143,94 | 53,52 | 37,18% |
| 15 | 1094,49 | 1128,52 | 34,03 | -3,02% |
| 16 | 286,39 | 335,53 | 49,14 | -14,65% |
| 17 | 487,99 | 414,72 | 73,28 | 17,67% |
| 18 | -1671,29 | -1579,34 | 91,94 | 5,82% |
| 19 | 453,52 | 489,41 | 35,89 | -7,33% |
| 20 | 501,42 | 490,75 | 10,68 | 2,18% |

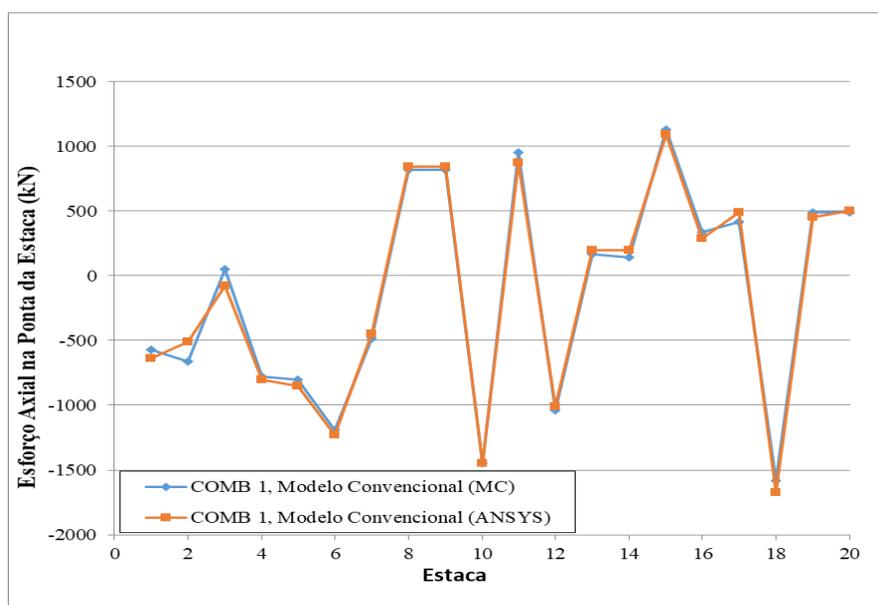


Figura 3.16 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 1

Tabela 3.11 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 2

| Estaca | Modelo | Modelo | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|----------------------|-------------------|----------------|----------------------|
| | Convencional (ANSYS) | Convencional (MC) | | |
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -650,94 | -578,08 | 72,86 | 12,60% |
| 2 | -525,31 | -667,89 | 142,58 | -21,35% |
| 3 | -88,99 | 41,26 | 130,25 | -315,71% |
| 4 | -817,18 | -783,08 | 34,09 | 4,35% |
| 5 | -866,74 | -808,37 | 58,36 | 7,22% |
| 6 | -1241,80 | -1199,74 | 42,06 | 3,51% |
| 7 | -463,48 | -495,24 | 31,76 | -6,41% |
| 8 | 830,30 | 810,16 | 20,14 | 2,49% |
| 9 | 831,95 | 813,75 | 18,20 | 2,24% |
| 10 | -1462,47 | -1456,11 | 6,36 | 0,44% |
| 11 | 863,17 | 948,11 | 84,94 | -8,96% |
| 12 | -1023,46 | -1045,87 | 22,41 | -2,14% |
| 13 | 188,22 | 160,89 | 27,33 | 16,99% |
| 14 | 185,51 | 135,96 | 49,55 | 36,44% |
| 15 | 1080,79 | 1120,48 | 39,70 | -3,54% |
| 16 | 273,18 | 327,38 | 54,20 | -16,56% |
| 17 | 475,11 | 406,65 | 68,46 | 16,84% |
| 18 | -1686,24 | -1587,35 | 98,88 | 6,23% |
| 19 | 440,01 | 481,35 | 41,34 | -8,59% |
| 20 | 487,75 | 482,61 | 5,14 | 1,06% |

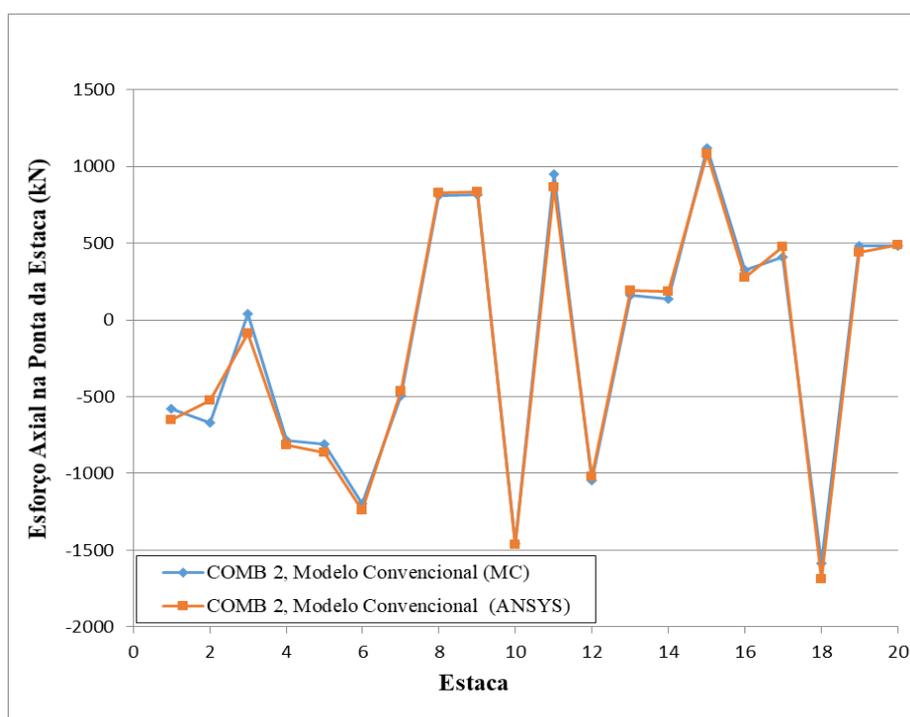


Figura 3.17 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 2

Tabela 3.12 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (Ramos et al., 2017) para a COMB 2

| Estaca | Modelo Convencional (Ribeiro et al., 2017) | Modelo Convencional (ANSYS) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|--|-----------------------------|----------------|----------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -538,74 | -650,94 | 112,21 | 20,83% |
| 2 | -620,83 | -525,31 | 95,52 | -15,39% |
| 3 | 401,67 | -88,99 | 490,67 | -122,16% |
| 4 | -783,22 | -817,18 | 33,96 | 4,34% |
| 5 | -863,54 | -866,74 | 3,20 | 0,37% |
| 6 | -1396,67 | -1241,80 | 154,86 | -11,09% |
| 7 | -374,59 | -463,48 | 88,89 | 23,73% |
| 8 | 914,96 | 830,30 | 84,66 | -9,25% |
| 9 | 913,06 | 831,95 | 81,10 | -8,88% |
| 10 | -1722,60 | -1462,47 | 260,12 | -15,10% |
| 11 | 1086,29 | 863,17 | 223,12 | -20,54% |
| 12 | -1152,66 | -1023,46 | 129,20 | -11,21% |
| 13 | -23,59 | 188,22 | 211,81 | -897,71% |
| 14 | -26,22 | 185,51 | 211,73 | -807,48% |
| 15 | 1394,09 | 1080,79 | 313,30 | -22,47% |
| 16 | 228,49 | 273,18 | 44,69 | 19,56% |
| 17 | 306,51 | 475,11 | 168,60 | 55,01% |
| 18 | -1932,68 | -1686,24 | 246,45 | -12,75% |
| 19 | 459,86 | 440,01 | 19,85 | -4,32% |
| 20 | 535,40 | 487,75 | 47,65 | -8,90% |

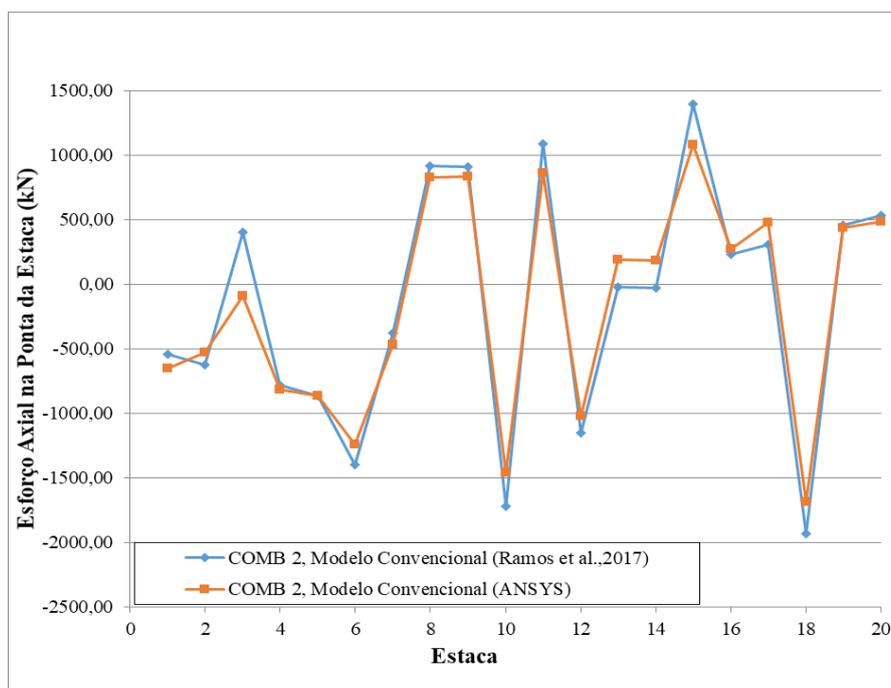


Figura 3.18 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (Ramos et al., 2017) para a COMB 2

Da mesma forma, para o carregamento referente ao dolfim de atracação foram comparados os esforços axiais nas estacas obtidos pelo Modelo Convencional (ANSYS) com os valores do Modelo Convencional (MC). Na Tab. 3.13 são mostrados os valores obtidos, e na Fig. 3.19 é apresentada a comparação dos resultados para a COMB 3. Na Tab. 3.14 e Fig. 3.20 podem ser analisados os resultados para a COMB 4.

Para as COMB 3 e COMB 4 as variações nos esforços das estacas em relação ao MC apresentaram variações semelhantes às validações anteriores. As estacas com maior diferença nos resultados foram as estacas 2 e 17 com 46% de variação no esforço de compressão, e as estacas 7 e 12 com variação de 29% no esforço de tração. As estacas mais solicitadas. Tanto em relação ao esforço de compressão como ao de tração, apresentaram uma variação nos resultados menor que 10%.

Como se observa nos resultados, o modelo desenvolvido apresentou resultados compatíveis com o MC para todas as combinações de carregamento, de forma que o modelo é considerado válido para a análise. Apesar de os resultados comparados com o trabalho de Ramos et al. (2017) apresentarem as maiores diferenças, os resultados do modelo desenvolvido se aproximam mais dos valores do MC do que os dos autores.

Tabela 3.13 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 3

| Estaca | Modelo | Modelo | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|-------------------------|----------------------|-------------------|-------------------------|
| | Convencional (ANSYS) | Convencional (MC) | | |
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -216,84 | -254,45 | 37,61 | -14,78% |
| 2 | -281,96 | -192,97 | 88,99 | 46,12% |
| 3 | 352,70 | 331,29 | 21,41 | 6,46% |
| 4 | -79,39 | -83,12 | 3,73 | -4,49% |
| 5 | -34,67 | -36,34 | 1,67 | -4,59% |
| 6 | -216,49 | -253,96 | 37,47 | -14,75% |
| 7 | 200,75 | 280,83 | 80,08 | -28,51% |
| 8 | -601,16 | -591,31 | 9,85 | 1,67% |
| 9 | -554,86 | -537,89 | 16,97 | 3,15% |
| 10 | -32,94 | -27,93 | 5,01 | 17,95% |
| 11 | -216,49 | -253,96 | 37,47 | -14,75% |
| 12 | 200,75 | 280,83 | 80,08 | -28,51% |
| 13 | -601,16 | -591,31 | 9,85 | 1,67% |
| 14 | -554,86 | -537,89 | 16,97 | 3,15% |
| 15 | -32,94 | -27,93 | 5,01 | 17,95% |
| 16 | -216,84 | -254,45 | 37,61 | -14,78% |
| 17 | -281,96 | -192,97 | 88,99 | 46,12% |
| 18 | 352,70 | 331,29 | 21,41 | 6,46% |
| 19 | -79,39 | -83,12 | 3,73 | -4,49% |
| 20 | -34,67 | -36,34 | 1,67 | -4,59% |

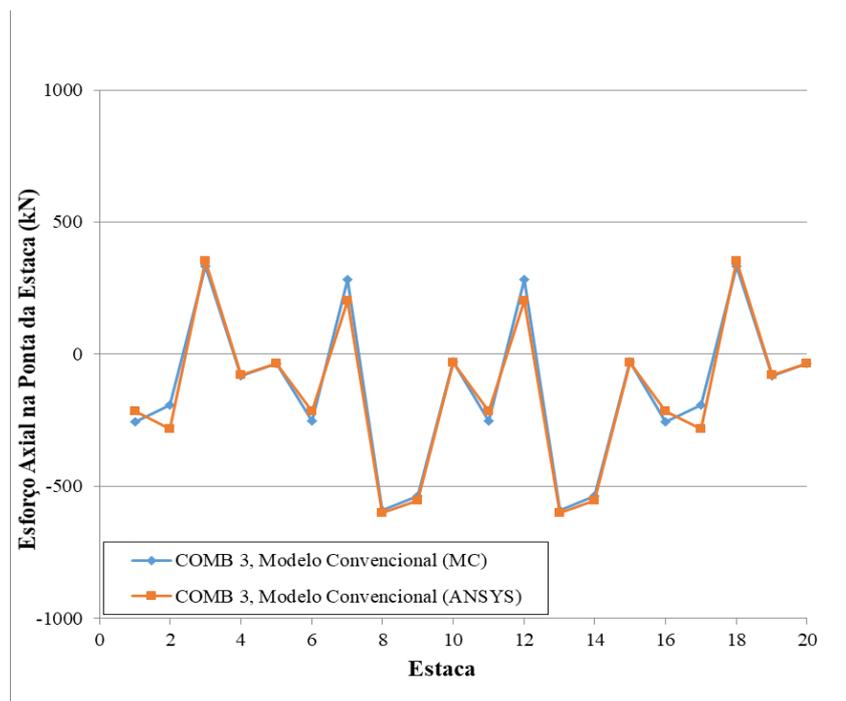


Figura 3.19 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 3

Tabela 3.14 Resultados das reações axiais dos Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 4

| Estaca | Modelo Convencional (ANSYS) | Modelo Convencional (MC) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|-----------------------------|--------------------------|----------------|----------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -230,08 | -262,60 | 32,52 | -12,38% |
| 2 | -294,87 | -201,04 | 93,83 | 46,67% |
| 3 | 337,77 | 323,28 | 14,49 | 4,48% |
| 4 | -92,92 | -91,18 | 1,74 | 1,91% |
| 5 | -48,35 | -44,48 | 3,87 | 8,70% |
| 6 | -229,71 | -262,00 | 32,29 | -12,32% |
| 7 | 185,94 | 272,89 | 86,95 | -31,86% |
| 8 | -613,00 | -599,27 | 13,73 | 2,29% |
| 9 | -566,83 | -545,88 | 20,95 | 3,84% |
| 10 | -46,60 | -35,97 | 10,63 | 29,55% |
| 11 | -229,71 | -262,00 | 32,29 | -12,32% |
| 12 | 185,94 | 272,89 | 86,95 | -31,86% |
| 13 | -613,00 | -599,27 | 13,73 | 2,29% |
| 14 | -566,83 | -545,88 | 20,95 | 3,84% |
| 15 | -46,60 | -35,97 | 10,63 | 29,55% |
| 16 | -230,08 | -262,60 | 32,52 | -12,38% |
| 17 | -294,87 | -201,04 | 93,83 | 46,67% |
| 18 | 337,77 | 323,28 | 14,49 | 4,48% |
| 19 | -92,92 | -91,18 | 1,74 | 1,91% |
| 20 | -48,35 | -44,48 | 3,87 | 8,70% |

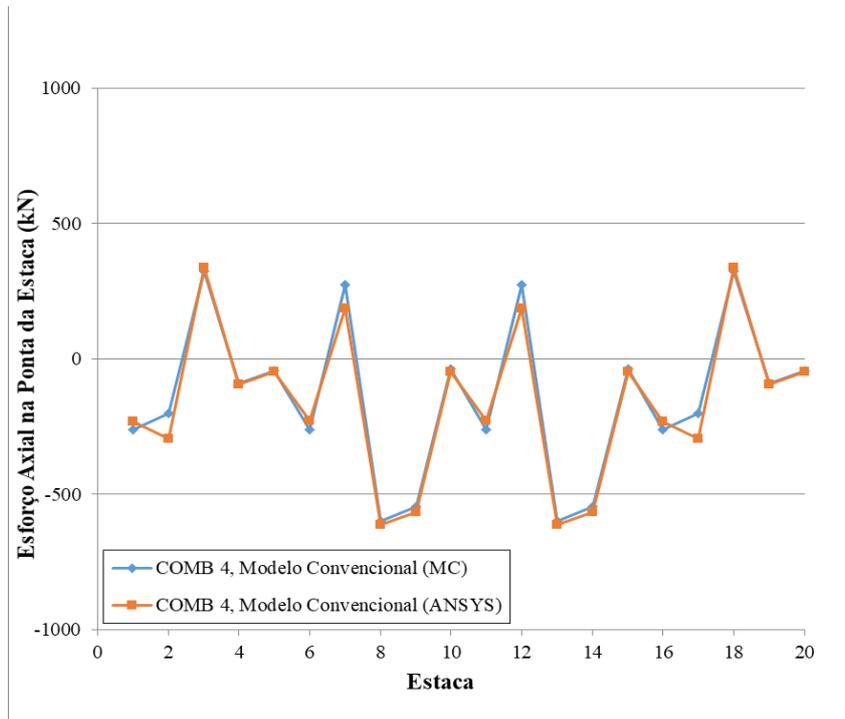


Figura 3.20 Comparação dos resultados das reações axiais entre os Modelos Convencionais (ANSYS) e (MC) para a COMB 4

4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nas análises entre o Modelo Convencional (ANSYS) e o Modelo ISE (ANSYS) do dolfim. Primeiramente foram obtidos os resultados do Modelo ISE para as quatro combinações de carregamento do MC das estruturas, posteriormente foram obtidos resultados de outras combinações dos carregamentos a fim de realizar análises paramétricas do modelo em relação à influência do carregamento na ISE.

4.1 Resultados COMB 1

Para essa combinação de carregamentos são considerados o peso próprio da estrutura e as forças atuantes nos cabeços de amarração do dolfim. A Fig. 4.1 apresenta a comparação dos resultados dos esforços axiais na ponta das estacas obtidos no Modelo ISE (ANSYS) com os resultados do Modelo Convencional (MC), os valores de cada estaca constam na Tab. 4.1.

Tabela 4.1 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 1

| Estaca | Modelo ISE (ANSYS) | Modelo Convencional (MC) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|-----------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -686,11 | -569,94 | 116,17 | 20,38% |
| 2 | -701,62 | -659,82 | 41,79 | 6,33% |
| 3 | -355,71 | 49,27 | 404,98 | -822,04% |
| 4 | -718,05 | -775,02 | 56,97 | -7,35% |
| 5 | -719,33 | -800,23 | 80,90 | -10,11% |
| 6 | -937,04 | -1191,70 | 254,65 | -21,37% |
| 7 | -591,40 | -487,30 | 104,10 | 21,36% |
| 8 | 531,11 | 818,11 | 287,00 | -35,08% |
| 9 | 549,33 | 821,74 | 272,40 | -33,15% |
| 10 | -976,83 | -1448,08 | 471,25 | -32,54% |
| 11 | 590,25 | 956,16 | 365,90 | -38,27% |
| 12 | -815,45 | -1037,93 | 222,48 | -21,43% |
| 13 | 266,54 | 168,84 | 97,70 | 57,86% |
| 14 | 275,44 | 143,94 | 131,50 | 91,35% |
| 15 | 729,25 | 1128,52 | 399,27 | -35,38% |
| 16 | 340,58 | 335,53 | 5,05 | 1,51% |
| 17 | 389,17 | 414,72 | 25,55 | -6,16% |
| 18 | -1016,87 | -1579,34 | 562,47 | -35,61% |
| 19 | 456,90 | 489,41 | 32,51 | -6,64% |
| 20 | 477,21 | 490,75 | 13,54 | -2,76% |

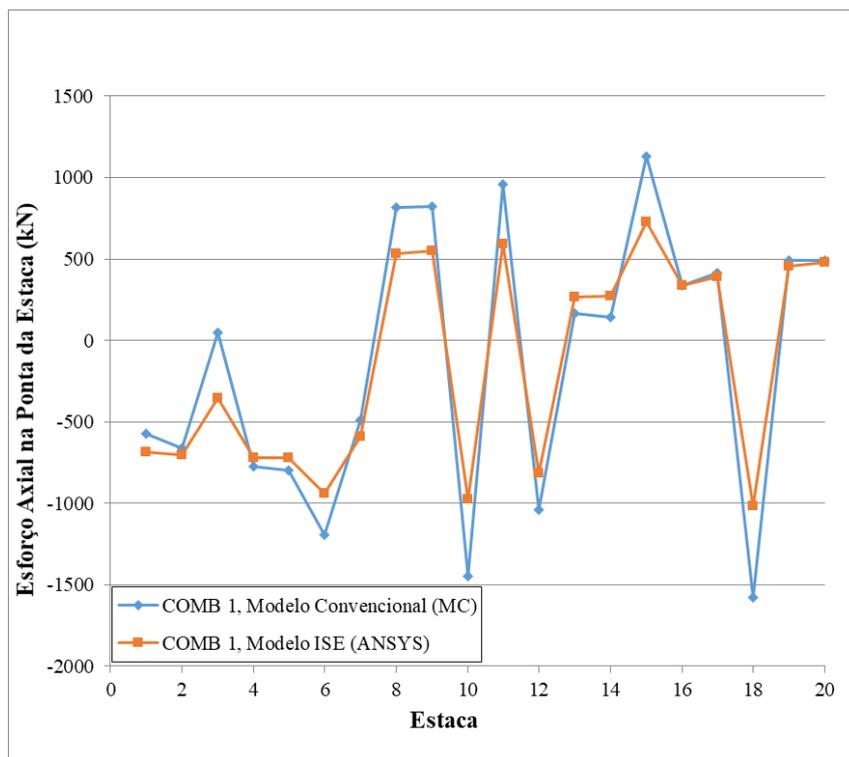


Figura 4.1 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 1

Conforme os resultados obtidos, as maiores variações em valores absolutos nos esforços axiais na base das estacas ocorreram naquelas com maior solicitação, que são respectivamente as estacas 10 e 18, para as quais os esforços diminuíram. Na estaca 18 o esforço de compressão passou de 1579,34 kN para 1016,87 kN com uma redução de 562,47 kN, correspondendo à variação de 35,61%. Já na estaca 10 o esforço de compressão passou de 1448,08 kN para 976,83 kN com redução de 471,25 kN, que corresponde a 32,54%. Ambas as estacas continuaram sendo as mais solicitadas no Modelo ISE (ANSYS).

Em relação ao esforço de tração as estacas mais solicitadas foram respectivamente as estacas 15 e 11. Na estaca 15 a solicitação passou de 1128,52 kN para 729,25 kN com redução de 399,27 kN, correspondendo a uma variação de 35,38%. Já na estaca 11 a solicitação passou de 956,16 kN para 590,25 kN com redução de 365,90 kN que representa uma variação de 38,27%.

As estacas com maior aumento no carregamento em valores absolutos foram as estacas 1 e 14. Na estaca 1 o esforço de compressão passou de 569,94 kN para 686,11 kN, com um aumento de 116,17 kN correspondente à 20,38%. Já na estaca 14 o esforço de tração passou de 143,94 kN para 275,44 kN, com aumento de 131,50 kN representando uma variação de 91,35%.

Do total de estacas, em treze delas os esforços solicitantes diminuíram com a aplicação do Modelo ISE, em seis os esforços aumentaram e apenas na estaca 3 ocorreu inversão de esforços, de tração para compressão, porém o valor do seu carregamento permaneceu baixo.

Percebe-se de maneira geral que na maioria das estacas o esforço axial na base foi reduzido com o Modelo ISE e de forma mais significativa nas estacas mais carregadas.

4.2 Resultados COMB 2

Essa análise abrange os carregamentos de peso próprio, amarração e sobrecarga acidental. A Fig. 4.2 apresenta a comparação dos resultados obtidos no Modelo ISE (ANSYS) com os resultados do Modelo Convencional (MC), os valores de cada estaca constam na Tab. 4.2.

Tabela 4.2 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 2

| Estaca | Modelo ISE (ANSYS) | Modelo Convencional (MC) | Diferença | Diferença Percentual |
|--------|-----------------------|--------------------------------|-----------|-------------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -699,61 | -578,08 | 121,53 | 21,02% |
| 2 | -714,97 | -667,89 | 47,08 | 7,05% |
| 3 | -369,01 | 41,26 | 410,27 | -994,46% |
| 4 | -731,40 | -783,08 | 51,68 | -6,60% |
| 5 | -732,84 | -808,37 | 75,53 | -9,34% |
| 6 | -950,46 | -1199,74 | 249,28 | -20,78% |
| 7 | -604,66 | -495,24 | 109,42 | 22,10% |
| 8 | 517,89 | 810,16 | 292,26 | -36,07% |
| 9 | 536,02 | 813,75 | 277,73 | -34,13% |
| 10 | -990,25 | -1456,11 | 465,86 | -31,99% |
| 11 | 576,84 | 948,11 | 371,27 | -39,16% |
| 12 | -828,71 | -1045,87 | 217,16 | -20,76% |
| 13 | 253,31 | 160,89 | 92,43 | 57,45% |
| 14 | 262,12 | 135,96 | 126,16 | 92,79% |
| 15 | 715,83 | 1120,48 | 404,65 | -36,11% |
| 16 | 327,08 | 327,38 | 0,30 | -0,09% |
| 17 | 375,81 | 406,65 | 30,83 | -7,58% |
| 18 | -1030,16 | -1587,35 | 557,19 | -35,10% |
| 19 | 443,54 | 481,35 | 37,81 | -7,85% |
| 20 | 463,70 | 482,61 | 18,91 | -3,92% |

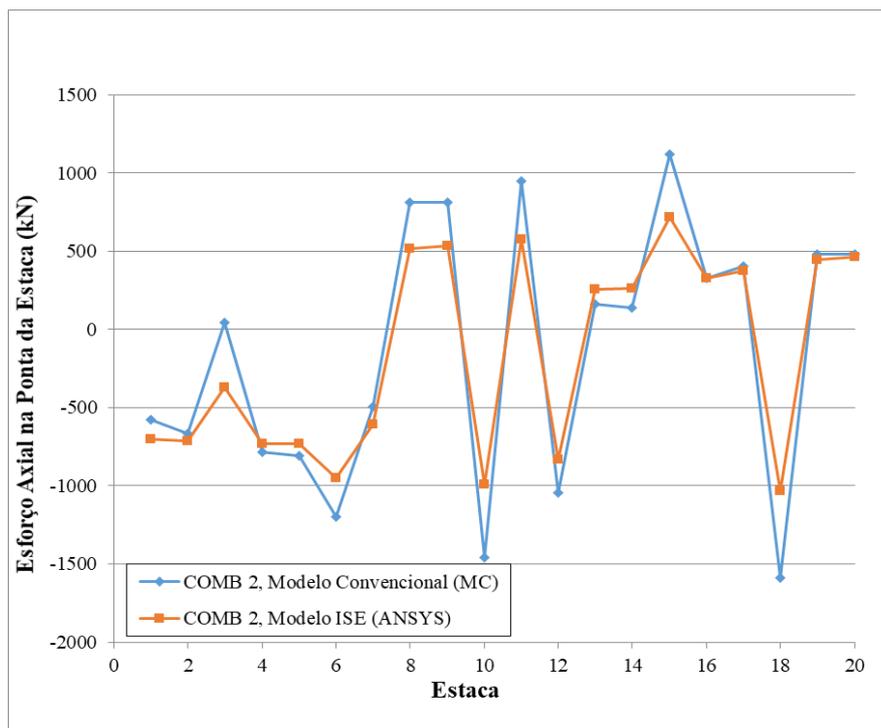


Figura 4.2 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 2

A diferença de esforços entre os modelos manteve-se praticamente a mesma encontrada na análise da COMB 1. As estacas com maior solicitação continuaram sendo respectivamente a 10 e 18 apresentando uma redução nos valores característicos dos esforços.

A semelhança nos resultados obtidos para ambas as combinações se deve ao fato de que a sobrecarga acidental não apresenta um valor elevado, de forma que não ocorrem alterações significativa nas reações das estacas.

As estacas mais solicitadas em ambos os modelos foram a 10 e 18. No Modelo ISE (ANSYS) a estaca 10 apresenta esforço de compressão na base igual a 990,25 kN que representa redução de 465,86 kN ou 32% em relação ao valor do Modelo Convencional (MC). A variação no esforço axial ao longo da estaca pode ser observada na Fig. 4.3, percebe-se que no topo da estaca o esforço axial continua sendo menor do que aquele previsto no MC da estrutura, sendo para o Modelo ISE igual a 1005,55 kN de compressão e no Modelo Convencional (MC) igual a 1456,11 kN.

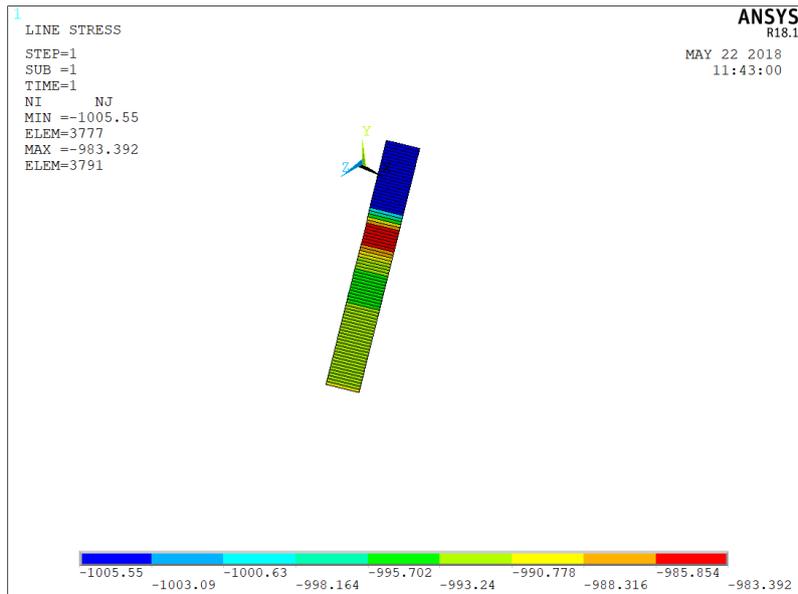


Figura 4.3 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 10 para a COMB 2 (Modelo ISE)

Já a estaca 18 apresenta esforço de compressão igual a 1030,16 kN na base da estaca para o Modelo ISE, com redução de 557,19 kN ou 35,10% em relação ao Modelo Convencional (MC). Na Fig. 4.4 pode-se observar a variação do esforço axial ao longo da estaca. Nota-se que no topo da mesma o esforço no Modelo ISE é menor do que o apresentado no Modelo Convencional (MC), sendo para o primeiro igual a 1037,87 kN e para o segundo igual a 1587,35 kN.

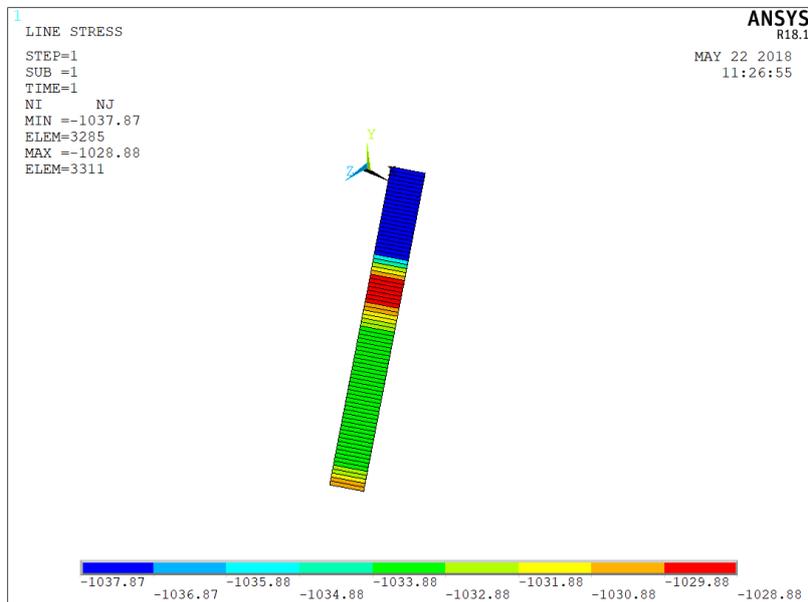


Figura 4.4 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 18 para a COMB 2 (Modelo ISE)

4.3 Resultados COMB 3

Nessa análise são considerados os carregamentos de peso próprio e atracação do dolfim. A Fig. 4.5 apresenta a comparação dos resultados obtidos no Modelo ISE (ANSYS) com os resultados do Modelo Convencional (MC), os valores para cada estaca constam na Tab. 4.3.

Tabela 4.3 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 3

| Estaca | Modelo ISE (ANSYS) | Modelo Convencional (MC) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|-----------------------|--------------------------------|-------------------|-------------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -218,40 | -254,45 | 36,05 | -14% |
| 2 | -184,17 | -192,97 | 8,80 | -5% |
| 3 | 245,78 | 331,29 | 85,51 | -26% |
| 4 | -110,84 | -83,12 | 27,72 | 33% |
| 5 | -76,62 | -36,34 | 40,28 | 111% |
| 6 | -217,36 | -253,96 | 36,60 | -14% |
| 7 | 211,35 | 280,83 | 69,48 | -25% |
| 8 | -535,95 | -591,31 | 55,36 | -9% |
| 9 | -500,38 | -537,89 | 37,51 | -7% |
| 10 | -72,15 | -27,93 | 44,22 | 158% |
| 11 | -217,36 | -253,96 | 36,60 | -14% |
| 12 | 211,35 | 280,83 | 69,48 | -25% |
| 13 | -535,95 | -591,31 | 55,36 | -9% |
| 14 | -500,38 | -537,89 | 37,51 | -7% |
| 15 | -72,15 | -27,93 | 44,22 | 158% |
| 16 | -218,41 | -254,45 | 36,04 | -14% |
| 17 | -184,17 | -192,97 | 8,80 | -5% |
| 18 | 245,78 | 331,29 | 85,51 | -26% |
| 19 | -110,84 | -83,12 | 27,72 | 33% |
| 20 | -76,62 | -36,34 | 40,28 | 111% |

Em relação aos resultados obtidos, as estacas mais solicitadas tanto no Modelo Convencional (MC) como no Modelo ISE (ANSYS) permaneceram as mesmas, entretanto sofreram uma pequena redução nos seus esforços. A maior solicitação de compressão ocorre nas estacas 8 e 13 passando de um valor igual a 591,31 kN para 535,95 kN contabilizando uma redução de 55,36 kN, ou seja, variação de 9%. Já a maior solicitação de tração ocorre nas estacas 3 e 18 passando de 331,29 kN para 245,78 kN com redução de 85,51 kN ou 26%.

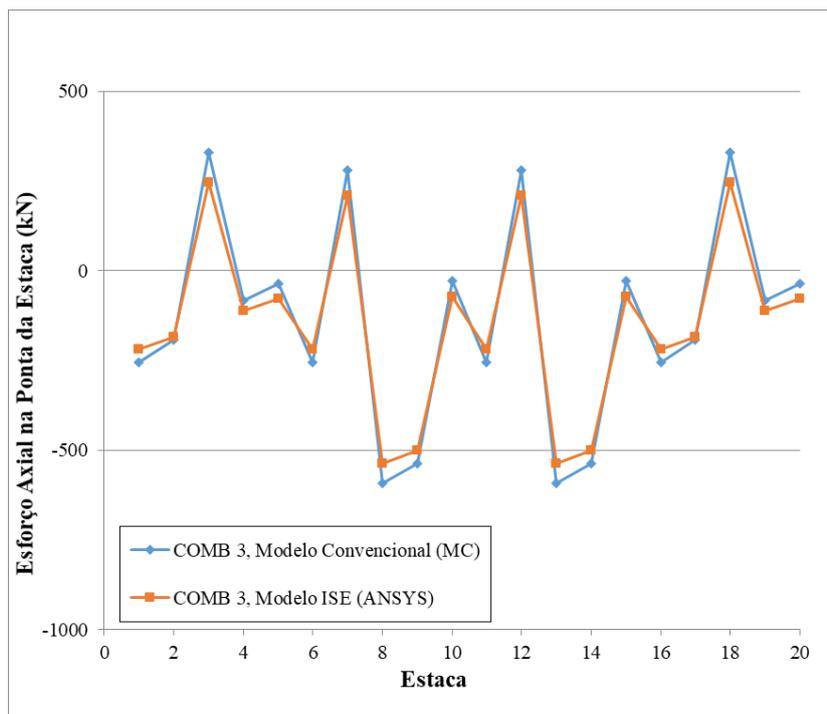


Figura 4.5 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 3

As estacas com maior aumento em valor absoluto foram aquelas menos solicitadas, sendo respectivamente as estacas 10 e 15, nas quais os esforços de compressão passaram de 27,93 kN para 72,15 kN, com aumento de 44,22 kN correspondente a uma variação de 158%. Porém, como essas estacas são pouco solicitadas esse aumento não causa diferença significativa no comportamento das mesmas.

4.4 Resultados COMB 4

Para essa combinação de carregamentos são considerados o peso próprio da estrutura, as forças de atracção e a sobrecarga acidental do dolfim. A Tab. 4.4 apresenta os resultados de cada estaca e a Fig. 4.6 apresenta a comparação dos resultados obtidos no Modelo ISE (ANSYS) com os resultados do Modelo Convencional (MC).

Nessa análise, as estacas com os maiores esforços axiais na base continuaram as mesmas da análise para a COMB 3, as quais sofreram uma redução na solicitação. As estacas 8 e 13 apresentaram esforço de compressão igual a 549,18 kN com redução de 50,09 kN ou 8% em relação ao Modelo Convencional (MC). Na Fig. 4.7 pode-se observar a variação do esforço axial ao longo das estacas no Modelo ISE, nota-se que no topo da mesma o esforço sofreu apenas uma pequena redução no Modelo ISE com valor igual a 555,94 kN em comparação ao Modelo Convencional (MC) em que o valor é igual a 599,27 kN.

Tabela 4.4 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 4

| Estaca | Modelo ISE | Modelo | Diferença | Diferença |
|--------|------------|--------------|-----------|-----------|
| | (ANSYS) | Convencional | | |
| | P (kN) | (MC) | (kN) | |
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -231,89 | -262,60 | 30,71 | -12% |
| 2 | -197,53 | -201,04 | 3,51 | -2% |
| 3 | 232,49 | 323,28 | 90,79 | -28% |
| 4 | -124,20 | -91,18 | 33,02 | 36% |
| 5 | -90,12 | -44,48 | 45,64 | 103% |
| 6 | -230,78 | -262,00 | 31,22 | -12% |
| 7 | 198,08 | 272,89 | 74,81 | -27% |
| 8 | -549,18 | -599,27 | 50,09 | -8% |
| 9 | -513,70 | -545,88 | 32,18 | -6% |
| 10 | -85,57 | -35,97 | 49,60 | 138% |
| 11 | -230,78 | -262,00 | 31,22 | -12% |
| 12 | 198,08 | 272,89 | 74,81 | -27% |
| 13 | -549,18 | -599,27 | 50,09 | -8% |
| 14 | -513,70 | -545,88 | 32,18 | -6% |
| 15 | -85,57 | -35,97 | 49,60 | 138% |
| 16 | -231,89 | -262,60 | 30,71 | -12% |
| 17 | -197,53 | -201,04 | 3,51 | -2% |
| 18 | 232,49 | 323,28 | 90,79 | -28% |
| 19 | -124,20 | -91,18 | 33,02 | 36% |
| 20 | -90,12 | -44,48 | 45,64 | 103% |

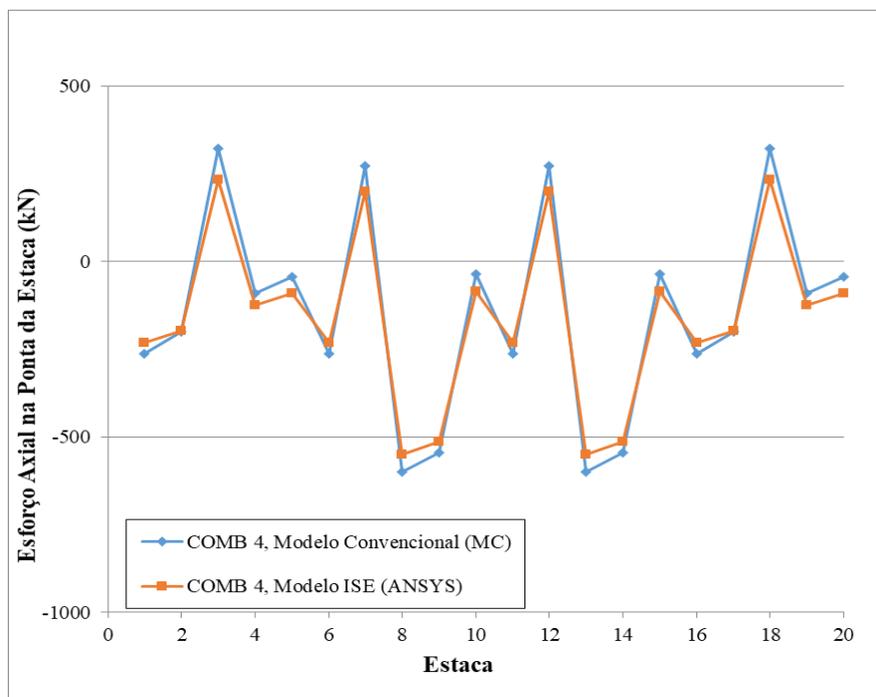


Figura 4.6 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 4

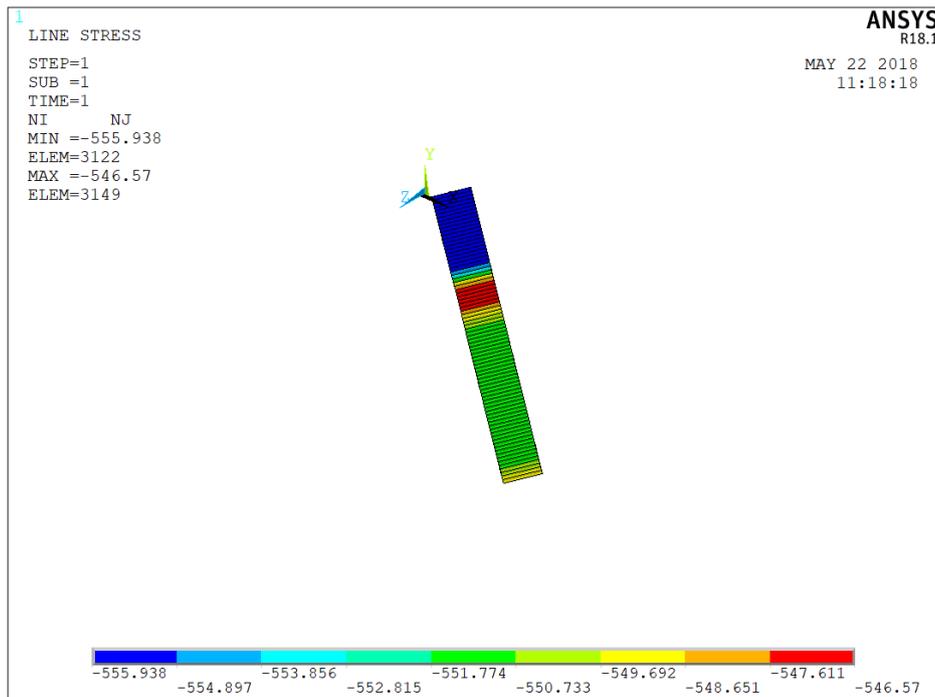


Figura 4.7 Variação do esforço axial ao longo das Estacas 8 e 13 para a COMB 4 (Modelo ISE)

Já as estacas 3 e 18 apresentaram esforço de tração na base igual a 232,28 kN no Modelo ISE, com redução de 90,79 kN ou 28% em relação ao Modelo Convencional (MC). Na Fig. 4.8 pode-se observar a variação do esforço axial ao longo das estacas no Modelo ISE, nota-se que no topo das mesmas o esforço no Modelo ISE é menor do que aquele encontrado no Modelo Convencional (MC), sendo 236,5 kN e 323,28 kN respectivamente.

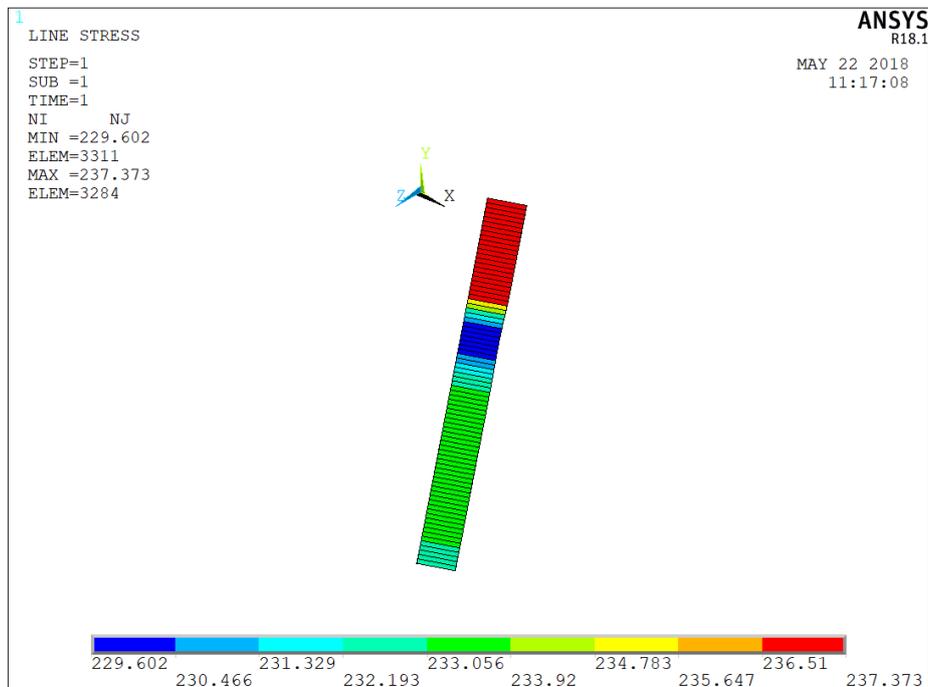


Figura 4.8 Variação do esforço axial ao longo das Estacas 3 e 18 para a COMB 4 (Modelo ISE)

4.5 Resultados COMB 5

Para essa análise foram considerados apenas os carregamentos de peso próprio e sobrecarga acidental da estrutura. Como o Modelo Convencional (MC) utilizado não apresentava os resultados para esse carregamento, os mesmos foram obtidos pelo Modelo Convencional (ANSYS) e posteriormente os resultados foram comparados com o Modelo ISE (ANSYS). A Tab. 4.5 e a Fig. 4.9 apresentam os resultados obtidos.

O objetivo dessa análise é avaliar a influência do carregamento vertical nos esforços axiais das estacas para os dois modelos computacionais. Em relação aos resultados obtidos percebe-se que com o Modelo ISE (ANSYS) os esforços axiais foram redistribuídos atingindo uma uniformização na reação das estacas.

O maior esforço de compressão nas estacas para o Modelo ISE (ANSYS) foi de 160,80 kN, enquanto no Modelo Convencional (ANSYS) o maior valor era de 177,82 kN o que representa uma redução de 17,02 kN.

Tabela 4.5 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 5

| Estaca | Modelo ISE | Modelo | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|------------|----------------------|----------------|----------------------|
| | (ANSYS) | Convencional (ANSYS) | | |
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -160,75 | -157,80 | 2,95 | 1,87% |
| 2 | -159,03 | -153,71 | 5,32 | 3,46% |
| 3 | -158,29 | -177,82 | 19,53 | -10,98% |
| 4 | -159,05 | -161,10 | 2,05 | -1,27% |
| 5 | -160,80 | -163,03 | 2,23 | -1,37% |
| 6 | -159,75 | -157,45 | 2,30 | 1,46% |
| 7 | -157,89 | -176,40 | 18,51 | -10,49% |
| 8 | -157,43 | -141,00 | 16,43 | 11,65% |
| 9 | -158,61 | -142,56 | 16,05 | 11,26% |
| 10 | -159,81 | -162,72 | 2,91 | -1,79% |
| 11 | -159,75 | -157,45 | 2,30 | 1,46% |
| 12 | -157,89 | -176,40 | 18,51 | -10,49% |
| 13 | -157,43 | -141,00 | 16,43 | 11,65% |
| 14 | -158,61 | -142,56 | 16,05 | 11,26% |
| 15 | -159,81 | -162,72 | 2,91 | -1,79% |
| 16 | -160,75 | -157,80 | 2,95 | 1,87% |
| 17 | -159,03 | -153,71 | 5,32 | 3,46% |
| 18 | -158,29 | -177,82 | 19,53 | -10,98% |
| 19 | -159,05 | -161,10 | 2,05 | -1,27% |
| 20 | -160,80 | -163,03 | 2,23 | -1,37% |

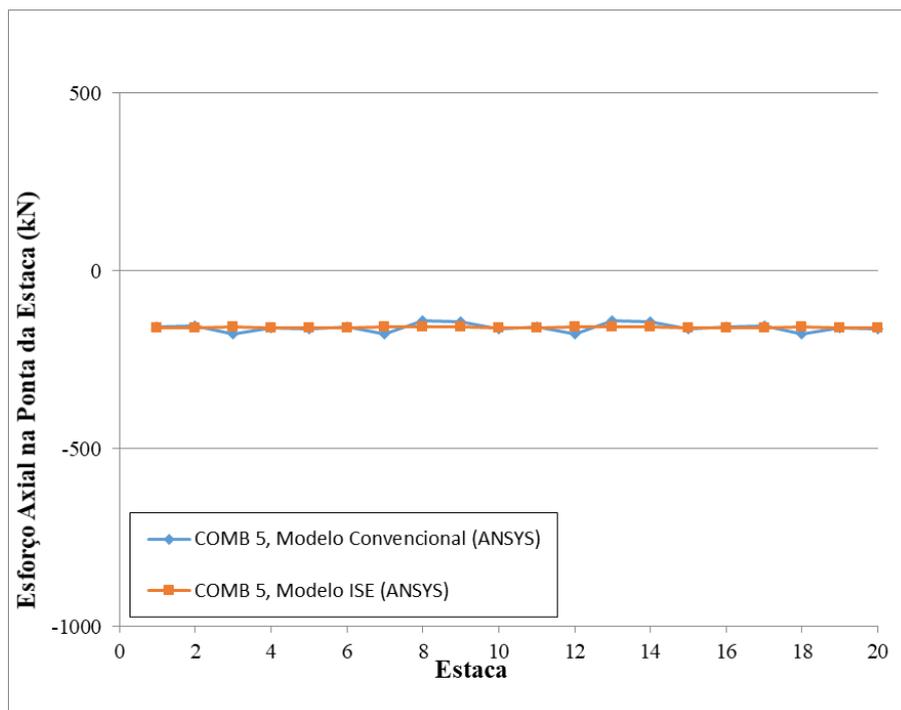


Figura 4.9 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 5

4.6 Resultados COMB 6

Para essa análise foi considerado apenas o carregamento de peso próprio da estrutura. Como o Modelo Convencional (MC) utilizado não apresentava os resultados para esse carregamento, os mesmos foram obtidos pelo Modelo Convencional (ANSYS), os resultados foram comparados com o Modelo ISE (ANSYS). A Tab. 4.6 e a Fig. 4.10 apresentam os resultados obtidos.

Os resultados obtidos nessa análise foram semelhantes aos resultados da COMB 5. No Modelo ISE (ANSYS) os esforços axiais nas estacas foram redistribuídos tendendo ao mesmo valor de reação nas estacas. O maior valor de esforço de compressão no Modelo Convencional (ANSYS) foi de 162,88 kN, enquanto no Modelo ISE (ANSYS) foi de 147,29 kN, ou seja, uma redução de 15,59 kN.

Os resultados encontrados para as COMB 5 e COMB 6 foram semelhantes devido ao fato de que os carregamentos atuantes são exclusivamente verticais e no modelo ISE são consideradas apenas molas horizontais de forma que não ocorre transferência de carregamento vertical ao longo da estaca, e sim a sua redistribuição apenas nos apoios da estrutura. Como já mencionado anteriormente, para carregamentos predominantemente horizontais os recalques verticais nos apoios da estrutura tendem a ser reduzidos quando comparados aos recalques horizontais, o que levou a não ser consideradas as molas verticais ao longo das estacas.

Tabela 4.6 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 6

| Estaca | Modelo ISE (ANSYS) | Modelo Convencional (ANSYS) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|--------------------|-----------------------------|----------------|----------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -147,25 | -144,54 | 2,71 | 1,88% |
| 2 | -145,68 | -140,80 | 4,88 | 3,47% |
| 3 | -144,99 | -162,88 | 17,89 | -10,98% |
| 4 | -145,70 | -147,57 | 1,87 | -1,27% |
| 5 | -147,29 | -149,33 | 2,04 | -1,37% |
| 6 | -146,34 | -144,22 | 2,11 | 1,47% |
| 7 | -144,63 | -161,59 | 16,96 | -10,50% |
| 8 | -144,21 | -129,16 | 15,05 | 11,65% |
| 9 | -145,29 | -130,59 | 14,70 | 11,26% |
| 10 | -146,39 | -149,06 | 2,67 | -1,79% |
| 11 | -146,34 | -144,22 | 2,11 | 1,47% |
| 12 | -144,63 | -161,60 | 16,96 | -10,50% |
| 13 | -144,21 | -129,16 | 15,05 | 11,65% |
| 14 | -145,29 | -130,59 | 14,70 | 11,26% |
| 15 | -146,39 | -149,06 | 2,67 | -1,79% |
| 16 | -147,25 | -144,54 | 2,71 | 1,88% |
| 17 | -145,68 | -140,80 | 4,88 | 3,47% |
| 18 | -144,99 | -162,88 | 17,89 | -10,98% |
| 19 | -145,70 | -147,57 | 1,87 | -1,27% |
| 20 | -147,29 | -149,33 | 2,04 | -1,37% |

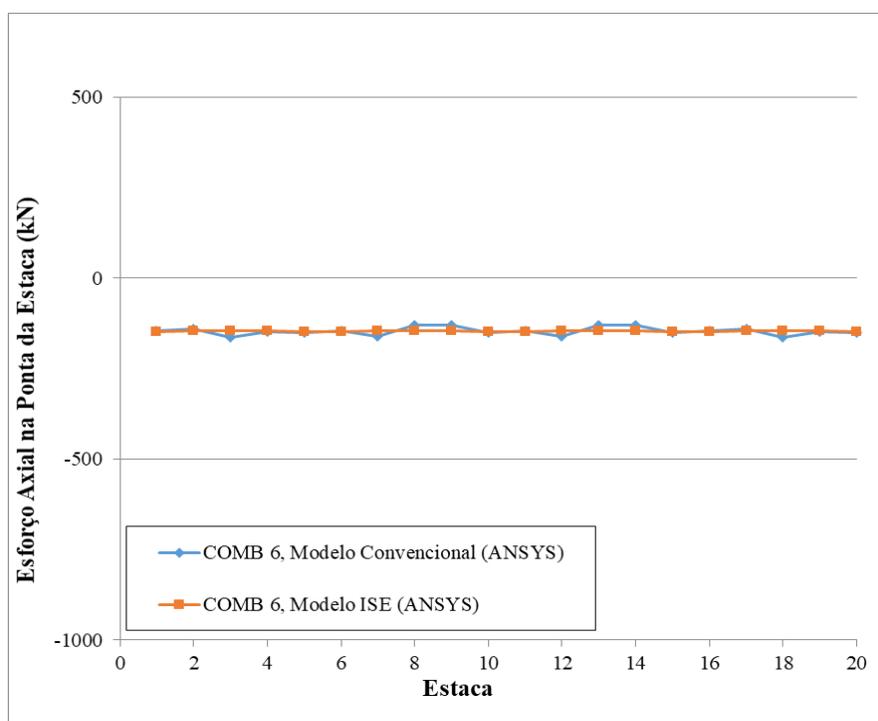


Figura 4.10 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 6

4.7 Resultados COMB 7

Para essa combinação de carregamento são consideradas as forças de amarração atuantes na estrutura. Na Tab. 4.7 são apresentados os resultados para todas as estacas, e a Fig. 4.11 apresenta a comparação entre os resultados obtidos no Modelo Convencional (ANSYS) e no Modelo ISE (ANSYS). Os resultados para esse carregamento também não constavam no Modelo Convencional (MC) utilizado.

Tabela 4.7 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 7

| Estaca | Modelo ISE (ANSYS) | Modelo Convencional (ANSYS) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|--------------------|-----------------------------|----------------|----------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -538,86 | -493,29 | 45,58 | 9,24% |
| 2 | -555,95 | -371,83 | 184,11 | 49,51% |
| 3 | -210,72 | 89,97 | 300,69 | -334,20% |
| 4 | -572,35 | -656,17 | 83,82 | -12,77% |
| 5 | -572,04 | -703,79 | 131,75 | -18,72% |
| 6 | -790,70 | -1084,35 | 293,64 | -27,08% |
| 7 | -446,77 | -287,14 | 159,63 | 55,59% |
| 8 | 675,31 | 971,29 | 295,98 | -30,47% |
| 9 | 694,63 | 974,50 | 279,87 | -28,72% |
| 10 | -830,44 | -1299,76 | 469,32 | -36,11% |
| 11 | 736,59 | 1020,57 | 283,98 | -27,83% |
| 12 | -670,82 | -847,06 | 176,24 | -20,81% |
| 13 | 410,74 | 329,12 | 81,63 | 24,80% |
| 14 | 420,73 | 327,95 | 92,78 | 28,29% |
| 15 | 875,64 | 1243,49 | 367,85 | -29,58% |
| 16 | 487,82 | 430,60 | 57,22 | 13,29% |
| 17 | 534,85 | 628,66 | 93,82 | -14,92% |
| 18 | -871,88 | -1508,39 | 636,51 | -42,20% |
| 19 | 602,60 | 600,92 | 1,68 | 0,28% |
| 20 | 624,50 | 650,60 | 26,10 | -4,01% |

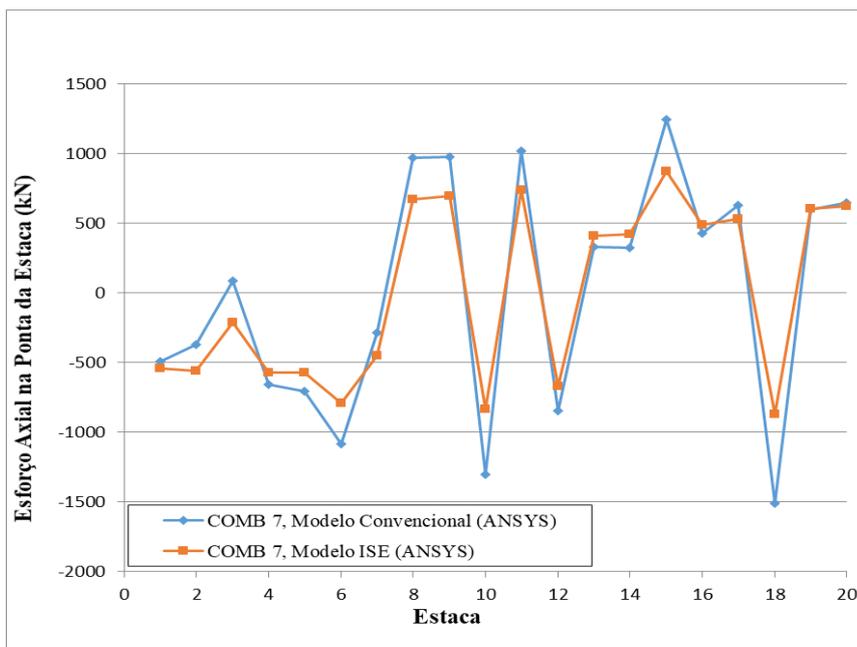


Figura 4.11 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 7

De acordo com os dados obtidos observa-se que as estacas mais solicitadas, quanto à tração e compressão na base, em ambos os modelos, são as estacas 15 e 18, respectivamente.

No Modelo Convencional (ANSYS), a estaca 15 apresenta solicitação de tração na base igual a 1243,49 kN, já no Modelo ISE (ANSYS) a mesma apresenta um valor de solicitação igual a 875,64 kN que corresponde a uma redução de 367,85 kN, ou seja, 29,58%. Na Fig. 4.12 pode-se observar a variação do esforço axial ao longo da estaca no Modelo ISE, da qual nota-se que no topo da estaca o esforço para o Modelo ISE corresponde à 890,6 kN já para o Modelo Convencional (ANSYS) o valor é de 1243,49 kN.

Já a estaca 18 apresenta no Modelo Convencional (ANSYS) um valor de compressão na base igual a 1508,39 kN e no Modelo ISE (ANSYS) esse valor é reduzido para 871,88 kN com 636,51 kN de variação ou 42,20%. Na Fig. 4.13 observa-se a variação do esforço axial ao longo da estaca, sendo que para o topo da mesma a solicitação de compressão no Modelo ISE é de 879,15 kN, enquanto no Modelo Convencional (MC) esse valor é de 1508,39 kN.

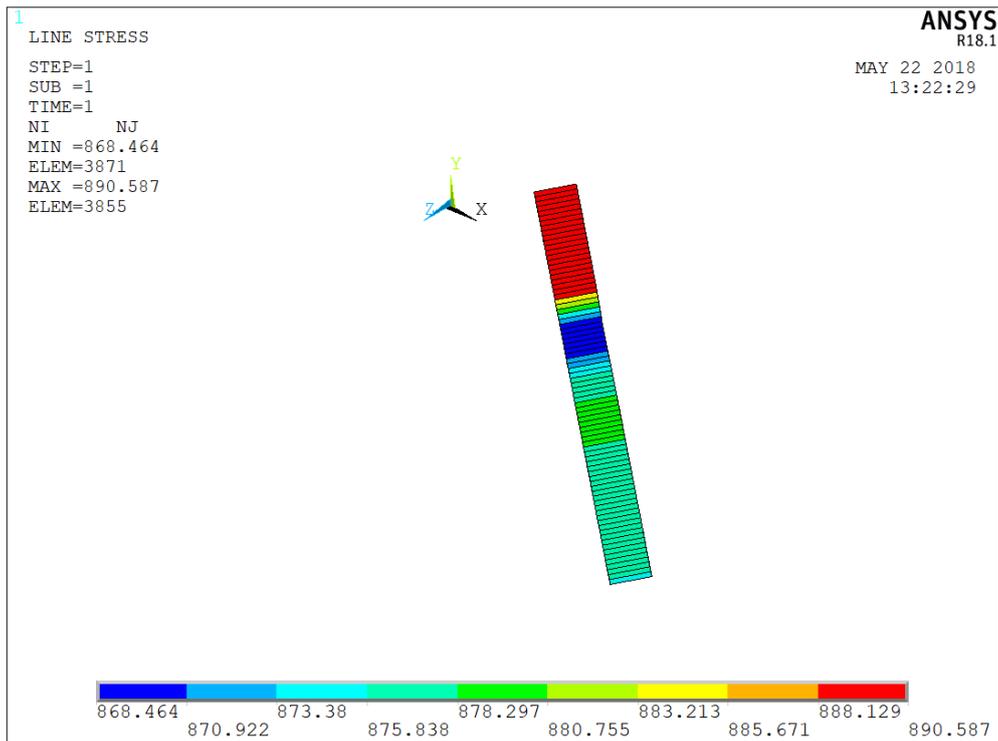


Figura 4.12 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 15 para a COMB 7 (Modelo ISE)

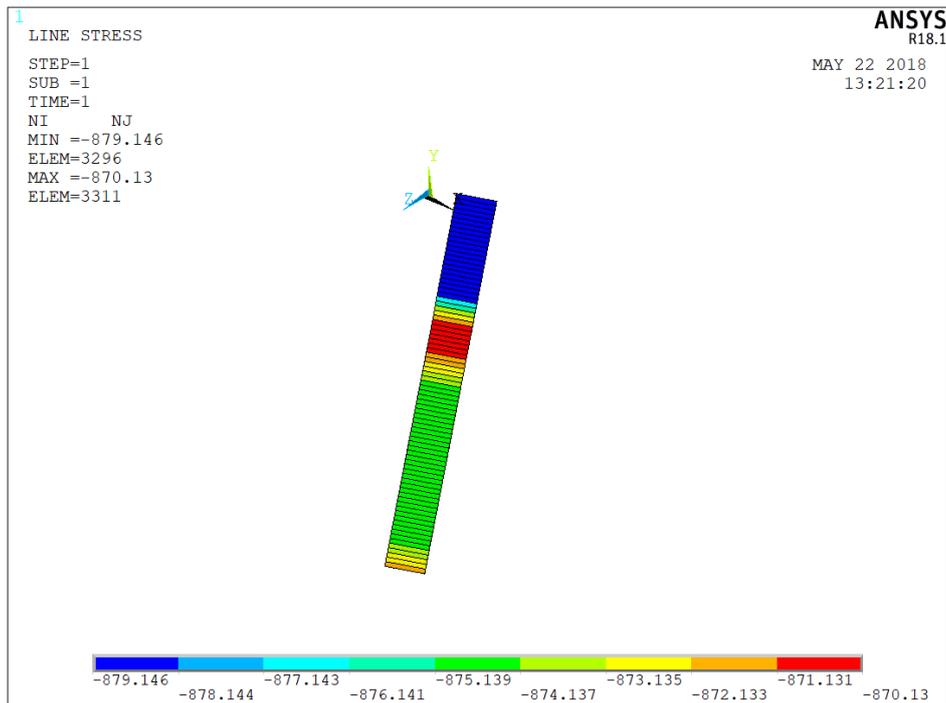


Figura 4.13 Variação do esforço axial ao longo da Estaca 18 para a COMB 7 (Modelo ISE)

O maior aumento no esforço da base da estaca em valor absoluto ocorreu na estaca 2, o esforço de compressão no Modelo Convencional (ANSYS) foi de 371,83 kN e no Modelo ISE (ANSYS) passou para 555,95 kN, o que representa um aumento de 184,11 kN ou 49,51%.

De forma geral, com o Modelo ISE, sete estacas tiveram um aumento em seu esforço axial e doze apresentaram uma redução nos esforços. A única estaca que sofreu inversão de esforços na base

foi a Estaca 3 que passou de um valor de tração igual a 89,97 kN para um valor de compressão igual a 210,72 kN, porém esse valor trata-se do menor esforço de compressão obtido no Modelo ISE (ANSYS).

4.8 Resultados COMB 8

Para essa combinação de carregamento é considerada a força de impacto atuante no dolfim

. Na Tab. 4.8 são apresentados os resultados de cada estaca, e a Fig. 4.14 apresenta a comparação entre os resultados obtidos no Modelo Convencional (ANSYS) e no Modelo ISE (ANSYS). Os resultados desse carregamento também não constavam no Modelo Convencional (MC) utilizado.

Tabela 4.8 Resultados das reações axiais obtidos no Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (ANSYS) para a COMB 8

| Estaca | Modelo ISE (ANSYS) | Modelo Convencional (ANSYS) | Diferença (kN) | Diferença Percentual |
|--------|--------------------|-----------------------------|----------------|----------------------|
| | P (kN) | P (kN) | | |
| 1 | -71,19 | -72,31 | 1,12 | -2% |
| 2 | -38,50 | -141,17 | 102,67 | -73% |
| 3 | 390,79 | 515,58 | 124,79 | -24% |
| 4 | 34,86 | 68,21 | 33,36 | -49% |
| 5 | 70,63 | 114,69 | 44,06 | -38% |
| 6 | -71,03 | -72,28 | 1,25 | -2% |
| 7 | 356,00 | 362,32 | 6,32 | -2% |
| 8 | -391,71 | -472,00 | 80,29 | -17% |
| 9 | -355,06 | -424,27 | 69,21 | -16% |
| 10 | 74,24 | 116,16 | 41,92 | -36% |
| 11 | -71,03 | -72,28 | 1,25 | -2% |
| 12 | 356,00 | 362,32 | 6,32 | -2% |
| 13 | -391,71 | -472,00 | 80,29 | -17% |
| 14 | -355,06 | -424,27 | 69,21 | -16% |
| 15 | 74,24 | 116,16 | 41,92 | -36% |
| 16 | -71,19 | -72,31 | 1,12 | -2% |
| 17 | -38,50 | -141,17 | 102,67 | -73% |
| 18 | 390,79 | 515,58 | 124,79 | -24% |
| 19 | 34,86 | 68,21 | 33,36 | -49% |
| 20 | 70,63 | 114,69 | 44,06 | -38% |

Para essa análise as estacas mais solicitadas em ambos os modelos foram as estacas 3 e 18 para o esforço de tração, e as estacas 8 e 13 para o esforço de compressão. No Modelo Convencional (ANSYS) os esforços das primeiras apresentaram valor igual a 515,58 kN, enquanto que no Modelo ISE (ANSYS) os esforços passaram a ser igual a 390,79 kN com redução de 124,79 kN, ou seja,

variação de 24%. Para as últimas o valor obtido no Modelo Convencional (ANSYS) foi de 472,00 kN, enquanto que no Modelo ISE (ANSYS) esse valor passou para 391,71 com redução de 80,29 kN ou 17%.

Percebe-se que no Modelo ISE (ANSYS) os esforços em todas as estacas diminuíram em relação aos resultados do Modelo Convencional (ANSYS), tanto para os esforços de tração como para os de compressão. Em geral a diferença foi mais significativa nas estacas com maior esforço axial.

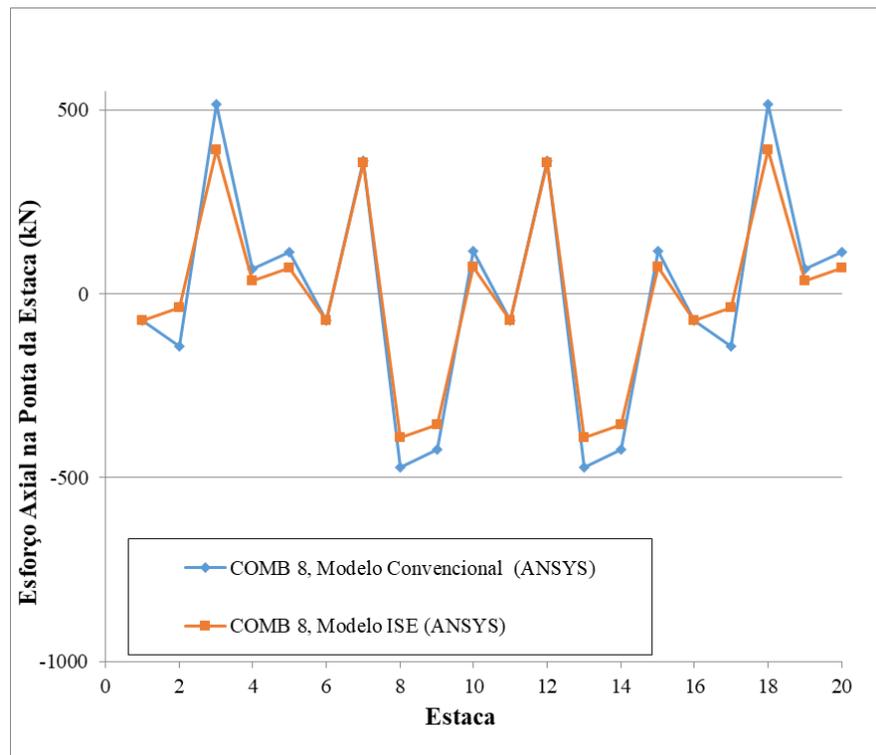


Figura 4.14 Comparação dos resultados das reações axiais entre Modelo ISE (ANSYS) e Modelo Convencional (MC) para a COMB 8

5. CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos, pode-se comprovar a variação nos esforços das fundações da estrutura portuária analisada nesse trabalho. Foram observadas as reações axiais das estacas de um dolfim de amarração e atracação, primeiramente considerando um modelo convencional de projeto e posteriormente um modelo com ISE. Dentro desse estudo, foram analisados vários cenários de carregamento a fim de verificar a influência de cada um nos resultados do modelo que considera a ISE.

Os cenários de carregamento com maior variação nos esforços axiais das estacas, comparando o modelo convencional de projeto e o modelo que considera a ISE, são as COMB 1, COMB 2 e COMB 7.

Na COMB 1, em que são considerados os carregamentos de peso próprio e as forças atuantes nos cabeços de amarração do dolfim, percebeu-se que na maioria das estacas o esforço axial na base das mesmas foi reduzido com o modelo ISE, e que isso ocorreu de forma mais significativa nas estacas mais carregadas. Em relação ao esforço de compressão, a estaca 18 apresentou um valor igual a 1579,34 kN para o modelo convencional de projeto, e valor igual a 1016,87 kN para o modelo que considera a ISE, ou seja, uma redução de 562,47 kN ou 35,61% na sua solicitação. Já em relação ao esforço de tração na estaca mais solicitada, respectivamente a estaca 15, o valor passou de 1128,52 kN para 729,25 kN com redução de 399,27 kN ou 35,38%.

Na COMB 2, em que são considerados os carregamentos de peso próprio, amarração e sobrecarga acidental, os resultados obtidos foram semelhantes ao da COMB 1. Isso se deve ao fato da sobrecarga acidental não apresentar um valor elevado, de forma que não ocorrem alterações significativa nas reações das estacas. Verificou-se também a variação no esforço axial ao longo das estacas mais solicitadas, da qual concluiu-se que para a estaca com maior esforço de compressão a solicitação no topo continua sendo menor no Modelo ISE do que aquela prevista no MC da estrutura, sendo para o Modelo ISE igual a 1037,87 kN e no Modelo Convencional (MC) igual a 1587,35 kN.

Na COMB 7, em que são considerados os carregamentos referentes as forças atuantes nos cabeços de amarração do dolfim, também foram observadas reduções nas solicitações da base das estacas. A estaca 15 apresentou esforço de tração igual a 1243,49 kN no modelo convencional de projeto, já no modelo ISE apresentou um valor de solicitação igual a 875,64 kN, que corresponde a uma redução de 367,85 kN ou 29,58%. A estaca 18 apresentou valor de compressão igual a 1508,39 kN no modelo convencional de projeto, já e no modelo ISE esse valor foi reduzido para 871,88 kN, com 636,51 kN ou 42,20% de variação. Também verificou-se para essa solicitação a variação dos esforços no topo das estacas mais solicitadas, sendo que para a estaca 18 com esforço de compressão

o valor no Modelo ISE foi de 879,15 kN e para o Modelo Convencional (MC) foi 1508,4 kN, que corresponde a uma diferença significativa. Já para a estaca 15 com solicitação de tração, o esforço no topo da estaca foi de 890,6 kN no Modelo ISE enquanto que no Modelo Convencional (MC) foi de 1243,5 kN.

As combinações de carregamento que apresentaram a menor variação nos esforços, em relação ao modelo convencional de projeto e o modelo que considera a ISE, foram as COMB 5 e COMB 6.

Na COMB 5, foi considerado apenas o carregamento de peso próprio da estrutura. Com os resultados, observou-se que com o modelo que considera a ISE os esforços axiais foram redistribuídos nas estacas, atingindo uma uniformização nas reações. Isso se deve ao fato do carregamento considerado ser vertical e não estar sendo considerado o deslocamento das estacas nesse sentido, dessa forma as ações do carregamento são distribuídas uniformemente entre os elementos da fundação.

Na COMB 6, foram considerados apenas os carregamentos de peso próprio e sobrecarga da estrutura. Os resultados obtidos nessa análise foram semelhantes aos resultados da COMB 5. No modelo que considera a ISE os esforços axiais nas estacas foram redistribuídos tendendo ao mesmo valor de reação nas estacas.

As COMB 3, COMB 4 e COMB 8 apresentaram variações menores nos esforços axiais das estacas, quando comparado o modelo convencional de projeto com o modelo que considera a ISE.

Na COMB 3, em que são considerados os carregamentos de peso próprio e atracação do dolfim, de forma geral as reações axiais nas estacas diminuíram quando considerado o modelo ISE, porém a diferença absoluta nos valores não ultrapassou a ordem de 90 kN, o que significa uma variação baixa quando comparados aos resultados da COMB 1, por exemplo.

Na COMB 4, em que são considerados os carregamentos de peso próprio, as forças de atracação e a sobrecarga acidental do dolfim, também se observou, de forma geral, uma redução nos esforços axiais das estacas, porém esses valores não apresentam diferenças significativas. Foi avaliada também a diferença na solicitação do topo das estacas mais carregadas, sendo que para o maior esforço de compressão os valores encontrados em ambos os modelos foram semelhantes, sendo respectivamente 555,94 kN para o Modelo ISE e 599,27 kN para o Modelo Convencional (MC) nas estacas 8 e 13. Já para a maior solicitação de tração no topo o valor encontrado no Modelo ISE foi de 236,5 kN e no Modelo Convencional (MC) 323,28 kN para as estacas 3 e 18.

Da análise global dos resultados observou-se que os esforços axiais nas bases das estacas diminuíram quando considerada a ISE, sendo que para alguns tipos de carregamento essa variação foi mais significativa do que para outros. Da mesma forma quando verificadas as solicitações no topo das estacas mais carregadas para as principais combinações, percebeu-se que a solicitação também diminuiu. Dessa forma conclui-se que a metodologia convencional de projeto para o tipo de estrutura

analisada nesse trabalho continua sendo válida, pois fornece resultados conservativos, ou seja, estão a favor da segurança, com solicitações mais elevadas sendo consideradas no projeto. Em contrapartida, para o caso em estudo a consideração da ISE resultou em solicitações menores nos elementos mais carregados da fundação, o que pode trazer vantagens econômicas ao projeto. Importante destacar que, para considerar a ISE em um caso concreto é necessário obter valores fiáveis para os parâmetros do solo, já que esse tipo de análise é muito sensível em relação a esses parâmetros.

Com objetivo de contribuir com estudos relacionados à consideração da ISE em projetos de obras portuárias, algumas sugestões para trabalhos futuros podem ser concluídas, tais como a consideração dos efeitos dos deslocamentos verticais nos elementos de fundação dessas estruturas, a aplicação da ISE em outros tipos de obras portuárias, a utilização de outras metodologias na determinação dos coeficientes de rigidez das molas e o estudo do comportamento da ISE em obras portuárias considerando modelos não lineares.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, C. S., 2007. **Interação solo-estrutura de fundações offshore do tipo estaca**. Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil, Universidade federal do Rio de Janeiro.
- ANTONIAZZI, J. P., 2011. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria.
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Engenharia Portuária**. 2ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2009.
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Obras e gestão de portos e costas: a técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental**. 2ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2009.
- ALONSO, D. F. M., 2015. **Efeito da deformabilidade do solo de fundação na interação via-estrutura num viaduto ferroviário**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade do Porto.
- ARAÚJO, A. C., PRADO, A. A., SALES, M. M. Efeito da interação solo-estrutura em edifícios sobre estacas. COBRAMSEG, Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade, ABMS, 2010.
- ARAÚJO, C. R. S., CARVALHO, E. M. L., DANZINGER, B. R. Estudo das fundações de um caso de obra em estaca raiz envolvendo a interação solo x estrutura. **ENGEVISTA**, v. 14, n. 1, p. 104-123, 2012.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- BAHIA, G. A. D., 2015. **Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil

e Ambiental, Universidade de Brasília.

BEZIH, K., CHATEAUNEUF, A., KALLA, M., BACCONNET, C. Effect of soil-structure interaction on the reliability of reinforced concrete bridges. **Ain Shams Engineering Journal**, v. 6, p. 755-766, 2015.

BURLAND, J. B., BROMS, B. B., MELLO, V. F. B. Behavior of Foundations and Structures. **IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. V. II, p. 495-546, 1977.

CABRAL, F. E. S., 2016. **Análise da estabilidade e da interação solo-estrutura aplicada a estacas de um píer**. Projeto de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

CHAMECKI, S., 1955. Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. **Boletim técnico do Departamento Nacional de obras de saneamento. Ministério da Viação e Obras Públicas**, agosto, p. 05-29.

CASTRO, F. M. O., 2013. **Análise não linear de plataformas fixas offshore do tipo jaqueta de aço: estudo e aplicação do método Quasi-Estático Pushover**. Dissertação de Mestrado em Projeto de Estruturas, Universidade federal do Rio de Janeiro.

CHORE, H.S, R.K. Ingle & V. A. Sawant. **Parametric study of laterally loaded pile groups using simplified F.E. models**. Coupled Systems Mechanics, Vol. 1, No. 1 (2012) 1-7.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CRESPO, V. A.S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Curso de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2004.

CHRISTAN, P., 2012. **Estudo da Interação Solo-Estaca Sujeito a Carregamento Horizontal em Ambientes Submersos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

DUTTA, S. C., ROY, R., A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system. **Computers and Structures**, v. 80, p. 1579-1594, 2002.

FERNANDES, F. A., NEVES, R. A., NASCIMENTO, N. A. Avaliação da influência da interação

solo-estrutura na estabilidade global de edifícios de concreto armado. **Cobramseg, IV CBMR e III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia**. V. 2. p. 919-924, 2006.

GAYTHWAITE, J. W. **Design of Marine Facilities for the Berthing, Mooring and Repair of Vessels**. Reston, Virginia, ASCE Press, 2004.

GUSMÃO, A. D., 1990. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Tese de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

IWAMOTO R. K., 2000 **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de São Carlos.

KIM, N.-H., SANKAR, B. V. **Introdução à Análise e ao Projeto em Elementos Finitos**. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

MAIA, P. C. A., BARROS, R. A., SABOYA, F. A. Estimativa da curva carga recalque das fundações de edifício através de modelagem numérica da estrutura e medidas de recalque. **X Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, INFOGEO**. V. 2, p. 11-17, 2005.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010.

MEYERHOF, G. G. Some Recent foundation research and its application to desing. **The Structural Engineering**, v. 31, p. 151-167, 1953.

MOHAMMAD D. S. Review of static soil-framed structure interaction. **Interaction and Multiscale Mechanics**, vl. 6, n. 1, p. 51-81, march 2013.

MOROSINI, G. M., NAVIA, J. P. B., CUNHA, J. M. B., 2014. **Aplicação da interação solo-estrutura na análise de um edifício com fundações profundas – estudo de caso**. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia de Produção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

MOTA, M. M. C., 2009. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas,

Universidade de São Paulo.

PALMER, L.A., THOMPSON, J.B. The Earth Pressure and Deflection Along The Embedded Lengths of Piles Subject to Lateral Thrust. **International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering**, v. 5, n. 2, p. 156- 161, 1948.

PAVAN R. C., COSTELLA M. F., GUARNIERI G. Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 7, n. 2, p. 260-285, abril 2014.

PORTO S/A. Revista de logística e comércio exterior. **Portal eletrônico: < <http://portossa.com/> >**
Acessado em janeiro de 2017.

RAMOS, A. P., 2016. **Análise probabilística dos esforços nas fundações de um cais de contêineres.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande.

REIS, J. H. C., 2000. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

REIS, J. H. C., AOKI, N. Aplicação do método das aproximações sucessivas para solução de problemas em interação solo estrutura de edifícios. **V Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, INFOGEO.** P. 405-410, 2005.

RAMOS A. P., LIMA J. P. S., RIBEIRO B. Z., REAL M. V. Estudo probabilístico das cargas nas estacas de dolphins de amarração e atracação. **Engevista**, v. 19, n. 2, p. 459-481, maio 2017.

ROSA, L. M. P., CARVALHO, E. M. L, DANZIGER, B. R. Soil x Structure Interaction – a case history analysis involving structural damage. **III European Conference on Computational Mechanics Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering.** P. 5-8, 2006.

SAMPA N. C., 2012. **Redistribuição das cargas na fundação devido ao recalque dos apoios e suas consequências.** Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina.

SANTANA, C. M.; GUIMARÃES, G. V. M.; JANNUZI, G. M. F.; DANZIGER, F. A. B. Provas de

carga em estacas carregadas transversalmente no Dique Seco do Estaleiro Rio Grande. **XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, 2014.**

SANTOS, Jaime A. **Fundações por estacas ações horizontais.** Elementos Teóricos. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Mestrado em Engenharia Civil. Obras Geotécnicas. Lisboa, 2008.

SILVA, S. E., FRANÇA, W. P. F., AYALA, R. J. L. Estado da arte da interação solo-estrutura e sua influência nos recalques do solo. **Periódico Científico Outras Palavras**, v. 11, n. 2, 2015.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Géotechnique**, v. 5, n. 4, p. 297-326, Londres, 1955.

TSINKER, G. P. **Port Engineering – Planning, construction, maintenance and security.** New Jersey: John Wiley & Sons, 2004.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** Sao Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VIEGAS C. H. H., 2015 **Análise dos esforços em estacas de um cais de contêineres de paramento aberto. Rio Grande.** Dissertação de Mestrado, curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica. Universidade Federal do Rio Grande.

WINKLER, E., 1867. **Die Lehre Von der Elasticitaet und Festigkeit.** Prag, Dominucus.