



Adriana Torres Lopes

# O EFEITO DA FUNDAÇÃO NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA JACKET QUANDO SUJEITA À COLISÃO

THE EFFECT OF THE FOUNDATION ON DYNAMIC BEHAVIOR OF A JACKET  
SUBJECTED TO COLLISION

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,  
orientada pelo Professora Doutora Maria Constança Simões Rigueiro e pelo Professor Doutor João Pedro Simões Cândido Martins.

Coimbra, 7 de Setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Adriana Torres Lopes

# **O EFEITO DA FUNDAÇÃO NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA JACKET QUANDO SUJEITA À COLISÃO**

## **THE EFFECT OF THE FOUNDATION ON DYNAMIC BEHAVIOR OF A JACKET SUBJECTED TO COLLISION**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,  
orientada pelo Professora Doutora Maria Constança Simões Rigueiro e pelo Professor Doutor João Pedro Simões Cândido Martins.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.  
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer  
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões  
que possa conter.

Coimbra, 7 de Setembro de 2018

## **AGRADECIMENTOS**

À Professora Doutora Maria Constança Rigueiro, minha orientadora, pela dedicação e tempo disponibilizado para me orientar neste trabalho, mostrando-se sempre disponível para sugestões e esclarecimentos de dúvidas. Um sincero agradecimento por otimizar a qualidade do trabalho desenvolvido.

Ao Professor Doutor João Pedro Martins, também meu orientador, um agradecimento pela revisão técnica e linguística do documento, pelas sugestões e pelo rigor científico.

Aos amigos e familiares, um enorme agradecimento por todo o apoio durante estes longos anos e por me proporcionarem um percurso académico inesquecível.

## RESUMO

O impacto de navios em estruturas offshore deve ser considerado aquando o dimensionamento deste tipo de estruturas. A ocorrência deste evento está associada a ações acidentais a que, de acordo com as normas Norsok N-003 e N-004, as estruturas devem resistir e o dano causado não deve induzir ao colapso progressivo da mesma. Desde há três décadas que estas normas utilizam como cenário de colisão um navio com 5000 ton à velocidade de 2m/s. Segundo diversos autores, é expectável que a revisão da norma Norsok N-003 inclua cenários mais gravosos para o impacto, nomeadamente navios mais pesados cuja colisão pode ocorrer a velocidades superiores. Por outro lado, as normas consideram curvas força/deslocamento para o impacto com navios cujas configurações já não existem.

O estudo aqui proposto irá desenvolver-se em duas fases, inicialmente será efetuado um levantamento dos trabalhos desenvolvidos no âmbito do dimensionamento de estruturas offshore sujeitas à colisão de navios. Posteriormente utilizando um software, em que o comportamento não linear é considerado, é avaliado o comportamento do elemento tubular e da jacket, face ao tipo de condição de apoio que esta possui, simulando a colisão do navio. São estudados dois modelos de jacket, um considerado encastrado na base e outro com estacas na sua fundação. Serão testados nos dois modelos diferentes condições de impacto, nomeadamente 10 MJ e 50 MJ, valor preconizado pela norma e o valor proposto por diversos autores e apresentado nova versão da DNV, respetivamente.

## **ABSTRACT**

When dimensioning offshore structures, one must consider the impact of cargo ships against the platforms. Such incidents are usually the result of accidental impact which the platforms must withstand without incurring damages that lead to the gradual collapse of the structures, as established by Norsok N-003 and N-004. For over three decades these norms have been based on a scenario involving a 5000 ton ship at a speed of 2m/s. According to various sources, it is expected that revised Norsok N-003 norms will include more severe impact scenarios, namely heavier ships colliding at higher speeds. On the other hand, the norms take into account force/displacement curves of colliding ships that no longer meet those configurations.

The study proposed herein will be carried out in two phases: the first phase will involve a review of studies on the dimensioning of offshore structures subject to ship impact. Subsequently, using software that will account for non-linear behaviour, the study will evaluate the behaviour of the jacket and the tubular element relative to the type of supporting conditions in place, to simulate the ship's impact. Two jacket models will be analysed, one considered to be clamped into the base and the other with piles on the foundation. The two models will be subjected to different impact conditions, namely the value predicted by the 10 MJ norm and the value of 50 MJ, proposed by various authors.

---

## ÍNDICE

|  |     |
|--|-----|
| AGRADECIMENTOS .....   | i   |
| RESUMO .....   | ii  |
| ABSTRACT .....   | iii |
| 1. INTRODUÇÃO .....  | 1   |
| 1.1 Enquadramento .....  | 1   |
| 1.2 Estruturas offshore .....  | 2   |
| 1.2.1 Plataformas do tipo jacket .....   | 3   |
| 1.3 Objetivos do trabalho desenvolvido .....   | 4   |
| 1.4 Organização da dissertação .....   | 5   |
| 2. AÇÕES ACIDENTAIS EM ESTRUTURAS OFFSHORE.....  | 7   |
| 2.1 Introdução .....   | 7   |
| 2.2 Colisão de navios .....  | 7   |
| 2.3 Apresentação da norma.....   | 8   |
| 2.3.1 Introdução .....   | 8   |
| 2.3.2 Princípios de dimensionamento.....   | 9   |
| 2.3.3 Interação entre o navio e a plataforma.....                                      | 10  |
| 2.3.4 Critério de compacidade para elementos tubulares .....                           | 11  |
| 2.3.5 Relações força-deformação para elementos tubulares com “local denting” .....     | 13  |
| 2.3.6 Relação força-deformação .....   | 15  |
| 2.3.7 Modelação da lei do material .....   | 17  |
| 2.4 Análise do comportamento global da estrutura .....                                 | 18  |
| 2.4.1 Energia dissipada.....   | 18  |
| 2.4.2 Respostas estática e dinâmica em colisões barco-plataforma .....                 | 19  |
| 2.4.3 Interação estrutura-fundação-solo .....  | 20  |
| 2.5 Comportamento de elementos tubulares sujeitos ao impacto .....                     | 22  |
| 2.5.1 Resistência à indentação local de elementos tubulares .....                      | 22  |
| 2.5.2 Resistência residual de flexão em elementos tubulares com deformação local ..... | 26  |
| 2.5.3 Transição do “local denting” para flexão global do elemento.....                 | 28  |
| 2.5.4 Efeitos de membrana e flexão em tubos .....                                      | 28  |

---

|  |    |
|--|----|
| 3. MODELO NUMÉRICO .....   | 31 |
| 3.1 Introdução .....   | 31 |
| 3.2 Descrição do software.....   | 31 |
| 3.2.1 Software <i>Sesam Genie</i> .....  | 31 |
| 3.2.2 Software <i>Usfos</i> .....  | 32 |
| 3.3 Modelação e calibração do impacto num elemento tubular.....                    | 36 |
| 3.3.1 Geometria e condições de fronteira .....                                     | 36 |
| 3.3.2 Propriedades do material .....   | 37 |
| 3.3.3 Comparação de resultados .....   | 37 |
| 4. CASO DE ESTUDO .....  | 41 |
| 4.1 Introdução .....   | 41 |
| 4.2 Descrição do caso de estudo .....  | 41 |
| 4.2.1 Características geométricas .....  | 43 |
| 4.2.2 Características do material.....   | 44 |
| 4.3 Perfil geotécnico do solo.....   | 44 |
| 4.4 Modelo numérico.....   | 45 |
| 4.4.1 Jacket encastrada na base .....  | 45 |
| 4.4.2 Jacket com estacas .....   | 47 |
| 5. COLISÃO DE UM NAVIO NA ESTRUTURA .....  | 54 |
| 5.1 Introdução .....   | 54 |
| 5.2 Análise do impacto no elemento de acordo com as normas .....                   | 55 |
| 5.3 Análise do impacto na jacket encastrada na base .....                          | 62 |
| 5.3.1 Introdução.....  | 62 |
| 5.3.2 Força transversal no elemento versus indentação no elemento.....             | 62 |
| 5.3.3 Força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura ..... | 64 |
| 5.4 Análise do impacto na jacket com estacas.....                                  | 67 |
| 5.4.1 Introdução.....  | 67 |
| 5.4.2 Força transversal no elemento versus indentação no elemento.....             | 68 |
| 5.4.3 Força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura ..... | 70 |
| 5.5 Comparação de resultados e conclusões .....                                    | 73 |
| 5.5.1 Força transversal no elemento versus indentação no elemento.....             | 73 |

---

---

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 5.5.2 | Força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura..... | 75 |
| 5.6   | Conclusões .....  | 76 |
| 6.    | CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....                                 | 77 |
| 6.1   | Conclusões .....  | 77 |
| 6.2   | Trabalhos futuros .....   | 78 |
| 7.    | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....  | 79 |



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento

As estruturas offshore estão sujeitas a diversas ações, as quais se encontram devidamente apresentadas nas normas “Norsok N-003 - Actions and action effects” e “Norsok N-004 - Design of steel structures” (Standards Norway, 2007 e Standards Norway, 2004).

As normas apresentam um conjunto de ações a ter em conta na fase de dimensionamento. As ações permanentes, que se dividem em ações gerais (peso próprio da estrutura e do equipamento permanente) e pressão hidrostática. As ações variáveis são outra tipologia apresentada pelas normas, onde são incluídos os pesos próprios das pessoas, dos helicópteros, dos barcos salvavidas, dos tanques entre outros objetos instalados na estrutura. Outro tipo de ação indicado pela norma são as ações ambientais, onde se contemplam os efeitos das ondas e correntes marinhas, do vento, neve e gelo, sismo e por fim as deformações decorrentes da variação da temperatura e dos assentamentos das fundações. Por último apresentam-se as ações acidentais que contemplam: a ação do fogo e explosão e as ações de impacto. As ações de impacto encontram-se ainda divididas em queda de objetos, impacto de helicóptero e impacto de navios.

A ação de impacto de navio toma maior relevância neste trabalho. No anexo A da norma Norsok N-004 encontra-se a explicação detalhada da aplicação desta ação. De forma sucinta, a norma indica um valor de energia de impacto de 10 MJ, que deve ser tido em conta aquando do dimensionamento. Este valor de energia está associado à colisão de um navio de 5000 ton, circulando a uma velocidade de 2m/s (Standards Norway, 2004).

As normas referem que a estrutura pode sofrer danos causados por essas ações, no entanto esse dano não deve causar colapso da mesma (Standards Norway, 2004). O colapso de uma estrutura desta dimensão pode causar perdas de vidas humanas e também grandes consequências ambientais e económicas.

A colisão ocorre, na maioria das vezes, devido à usual utilização da plataforma. O número de ocorrências de colisões do barco nas estruturas offshore tem vindo a crescer, devido ao aumento do volume de tráfego de navios, por outro lado a configuração, a velocidade e a massa destes também aumentou, o que leva a um aumento de energia de colisão. A norma Norsok N-004 (Standards Norway, 2004) não acompanhou essa evolução mantendo desde 2004 o valor de energia de impacto de 10 MJ (Yu e Amadahl, 2018). Vários autores apontam que a norma deve

---

ser revista e atualizada, preconizando uma energia de impacto superior de 50 MJ, justificando este aumento com as alterações ocorridas nos navios (Yu e Amadahl, 2018).

Neste trabalho foi realizado um estudo com simulações de colisão de navios numa estrutura offshore fixa. Este estudo foi efetuado considerando dois valores de energia (o valor de 10 MJ indicado pela norma e o valor de 50 MJ, proposto por Yu e Amadahl (2018) para a nova versão da DNV (DNV-RP-C204, 2010)), e para duas condições de fronteira da jacket. Para tal desenvolveu-se um modelo de elementos finitos de estrutura recorrendo aos programas “Genie” e “Usfos”. Num dos modelos numéricos a estrutura foi considerada encastrada na base e no outro foram introduzidas estacas na sua base. Com esta combinação de “valores de energia/tipo de fundação”, pretende-se analisar como a relação estrutura-solo-fundação interfere no comportamento da estrutura.

## 1.2 Estruturas offshore

A extração do petróleo da natureza pode ser feita a partir de plataformas situadas: onshore e offshore. As plataformas onshore estão situadas em solo firme enquanto que as estruturas offshore estão situadas em alto-mar (Manco, 2013). A falta de reservas em terra levou à extração em alto-mar, o que determinou que a estrutura para além de servir para captação de petróleo garantisse guarida aos trabalhadores e a toda o equipamento necessário para a captação (Wikipédia@, 2017).

As estruturas offshore podem dividir-se em fixas e flutuantes. Sendo que as últimas, não estando diretamente apoiadas no fundo do mar, são de fácil instalação e de menor custo, pois permite a mobilidade para diferentes zonas de extração e a captação de petróleo em locais mais profundos. No entanto, as plataformas fixas ainda são o tipo de estrutura mais utilizado. Estas estruturas são maioritariamente compostas por elementos tubulares, o tipo de secção mais utilizado para as diferentes áreas da estrutura, a torre (jacket) e o “topside structure” (zona da plataforma que fica acima da do nível de água) (Manco, 2013).

As plataformas fixas podem ainda dividir-se em três grupos: as “jacket”, as de gravidade e as “jack-ups” (autoelevatórias) (Manco, 2013). As estruturas tipo “jacket” merecem especial atenção neste trabalho, uma vez que é sobre elas que recai este estudo, e por isso no subcapítulo seguinte é apresentado um pequeno resumo das suas características. Relativamente às plataformas de gravidade estas são constituídas por betão, e servem-se do seu peso próprio para assegurar a estabilidade e se manterem apoiadas no fundo do mar, daí advém o seu nome (Oliveira, 2016).

As plataformas jacket e jack-up são construídas “onshore” e depois rebocadas até ao local de exploração através da utilização de flutuadores. Nas jack-up o convés contém apoios com sistema de elevação, que permitem que após a localização exata da plataforma, esses elementos possam descer e apoiar-se no fundo mar. Este sistema de apoio pode ser de dois tipos: elementos cilíndricos de betão ou treliças metálicas (Oliveira, 2016).



Figura 1-1 – Exemplo de estrutura offshore: plataforma Bouri Field (Wikipédia@, 2016).

### 1.2.1 Plataformas do tipo jacket

As plataformas petrolíferas do tipo *jacket* foram as primeiras a serem utilizadas e atualmente são as mais comuns. Estas estruturas não possuem a capacidade de armazenamento de petróleo ou gás natural, sendo utilizadas como apoio à perfuração. A divisão da plataforma pode ser feita em duas partes, a torre (*jacket*) que se apresenta na zona inferior da estrutura e se caracteriza por ser um sistema treliçado tridimensional, onde assenta o convés (*deck*). O convés representa a parte superior da estrutura e é aqui que se encontram todas as máquinas de extração, módulos de geração de energia, bem como as instalações que abrigam o pessoal (Tesouro, 2010). Na maior parte dos casos a plataforma é fixa ao solo a partir de estacas que estão integradas na *jacket*. Este tipo de plataforma é utilizado até profundidades na ordem dos 400 m (Oliveira, 2016). A parte treliçada que constitui a torre é definida por elementos tubulares em aço. Neste trabalho é dado maior atenção aos elementos tubulares, uma vez que são nestes elementos que ocorre a colisão dos navios.

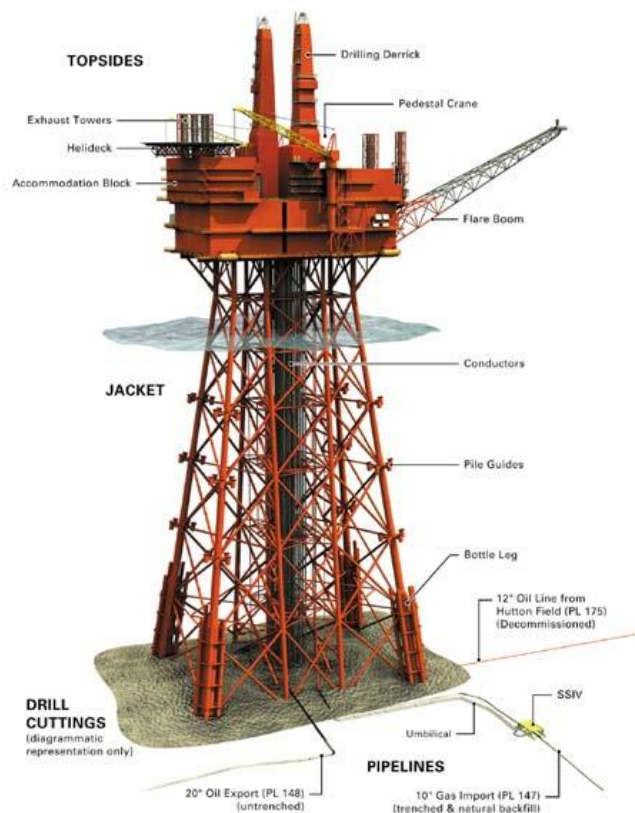


Figura 1-2 – Esquema de uma plataforma tipo jacket: convés (“topside”) na zona superior e jacket treliçada submersa (zona inferior) (Offshore Technology@, 2018).

### 1.3 Objetivos do trabalho desenvolvido

Este trabalho possui três objetivos principais. O primeiro passa por fazer uma avaliação dos estudos já desenvolvidos na área. Analisam-se artigos e documentos que fazem referência ao dimensionamento da estrutura onde a verificação à colisão de navios foi tida em conta. São também referidos trabalhos que analisam a interação estrutura-solo-fundação, pois pretende-se compreender como esta interação influencia o comportamento da estrutura quando sujeita à colisão.

O segundo objetivo é a utilização de um software desenvolvido para a análise de estruturas offshore, cujo o funcionamento se baseia em pressupostos diferentes dos demais softwares de métodos de elementos finitos.

O terceiro objetivo deste estudo passa por analisar o comportamento de uma estrutura offshore fixa, quando sujeita à colisão do navio, em que consideram diferentes condições de impacto e

fundação. Assim são desenvolvidos dois modelos de elementos finitos da jacket, um deles encastrado na base e outro com estacas na sua fundação. Em cada um dos modelos são testados dois valores de energia de impacto (valor indicado pela norma e um novo valor referenciado). Com este estudo pretende-se analisar o comportamento da estrutura em termos de indentação, deslocamento e absorção de energia, face às diferentes condições de colisão e ao tipo de fundação em causa. As principais conclusões que se pretendem obter são relacionadas com a compreensão do comportamento da estrutura face ao impacto e   interação estrutura-solo-fundação.

#### **1.4 Organização da dissertação**

Este trabalho divide-se em 6 capítulos principais, que pretendem organizar o conteúdo de forma mais clara e acessível.

No capítulo 1 – “Introdução” realiza-se um enquadramento do tema, onde se apresenta os vários tipos de estrutura offshore existentes e a organização da tese.

No capítulo 2 – “Ações acidentais em estruturas offshore” faz-se um resumo da relevância da consideração das a es acidentais no dimensionamento das estruturas offshore, onde se realiza o enquadramento regulamentar com a apresentação detalhada das normas. Também neste capítulo são analisados trabalhos desenvolvidos por outros autores, com o objetivo de reunir conhecimento acerca do tema e perceber o estado de desenvolvimento atual em que se encontra o tema apresentado neste trabalho.

No capítulo 3 – “Modelo numérico” apresentam-se os softwares utilizados para a análise da estrutura, onde se efetua a simulação da colisão do navio na estrutura, e ainda a modelação e calibração do impacto que ocorre num elemento tubular. Para a calibração recorre-se   análise de um elemento tubular metálico sujeito ao impacto. Este estudo está presente em diferentes autores, Qvale (2012) e Manco (2015b), por exemplo, no entanto utiliza-se aqui o estudo efetuado por Manco (2015b). Desta forma os resultados obtidos no programa “Genie” e “Usfos” são comparados com os obtidos por Manco (2015b) recorrendo ao software “Abaqus”.

No capítulo 4 – “Caso de estudo” é apresentado a estrutura real e os modelos numéricos que servem de base para as análises efetuadas no presente trabalho (geometria e material). Como se

poderá observar são apresentados dois modelos numéricos com a mesma estrutura, diferindo no tipo de fundação que possuem, sendo que uma se considera encastrada e a outra com estacas. Também aqui se expõe o perfil geotécnico do solo com as respectivas características geotécnicas.

O capítulo 5 – “Colisão de um navio na estrutura” pode dividir-se em 3 partes. Numa delas realiza-se a análise da resistência do elemento tubular ao impacto segundo as normas. Numa segunda parte são apresentados e analisados os resultados obtidos no software, onde se simula o impacto do navio na estrutura. Para simular este impacto usa-se como base os dois modelos numéricos apresentados no capítulo 3 (encastrada e com estacas). Por último efetuasse uma comparação de resultados, onde se compara os resultados obtidos na jacket encastrada na base e com estacas.

Por último surge o capítulo 6 – “Conclusões e desenvolvimentos futuros” onde se reúnem as principais ideias e conclusões retiradas deste estudo. Também se apresentam alguns tópicos relacionados com o tema abordado neste trabalho, mas que não foram explorados, os quais podem ser devidamente analisados em futuras pesquisas.

## 2. AÇÕES ACIDENTAIS EM ESTRUTURAS OFFSHORE

### 2.1 Introdução

No dimensionamento da estrutura, segundo as normas Norsok N-003 e N-004 (Standards Norway, 2007 e Standards Norway, 2004), é necessário ter em conta diversas ações acidentais: colisão de navio, queda de objetos, fogo e explosões. A consideração destas ações no dimensionamento da estrutura offshore serve essencialmente para garantir que na ocorrência deste acidente as zonas de abrigo e de saída de emergência se mantêm seguras, e ainda que a capacidade de carga global da estrutura se conserva (Standards Norway, 2004).

Naturalmente estes fenómenos são de difícil quantificação, quer ao nível de intensidade, como de frequência e magnitude. Desta forma é necessário ter em conta que os métodos definidos na norma para cada um destes eventos são aproximados e aquando da sua aplicação implicam alguma “sensibilidade” por parte do projetista (Standards Norway, 2004).

### 2.2 Colisão de navios

Esta ação acidental é analisada com maior detalhe neste subcapítulo, uma vez que faz parte integrante do estudo efetuado neste trabalho.

A colisão dos navios na jacket pode dar-se numa “leg” ou num braço da zona treliçada, e é caracterizada pela energia de impacto (cinética). Desta forma a energia de impacto depende da massa do navio e da velocidade de circulação deste no instante do impacto. Após a colisão, parte da energia permanece como cinética e outra parte transforma-se em energia de deformação. Esta energia de deformação pode afetar o barco, a estrutura ou ambos. Os efeitos do impacto na estrutura podem ser estudados recorrendo a uma análise dinâmica não-linear ou recorrendo a ponderações energéticas, com métodos simplificativos elasto-plásticos (DNV-RP-C204, 2010).

A dissipação da energia cinética pode ser analisada no âmbito de três níveis: ao nível da secção transversal (deformação local), ao nível da componente/subestrutura (deformação do elemento) ou na estrutura (deformação da estrutura) (DNV-RP-C204, 2010).

De acordo com as normas Norsok standard N-003 e N-004 e os estudos efetuados por autores (Rigueiro *et al* (2017) e Qvale (2012)) é possível referir que a energia de dissipação que ocorre

nas secções transversais e nos elementos/subestrutura deve ser analisada sob regime elasto-plástico. O efeito de membrana que é desenvolvido num elemento, quando sujeito à colisão, também deve ser tido em conta, atendendo às suas características geométricas. Por fim, na análise da estrutura é observado que, o seu comportamento, se pode determinar em regime elástico. A figura 2-1 apresenta um resumo das diversas formas de dissipação de energia de deformação aqui relatadas.

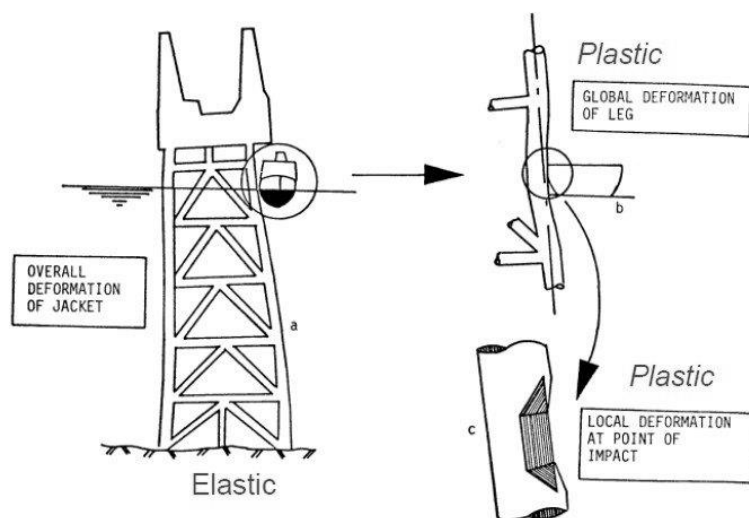


Figura 2-1 – Modos de deformação (Manco, 2015a).

## 2.3 Apresentação da norma

### 2.3.1 Introdução

O dimensionamento das estruturas offshore deve ser efetuado seguindo a “Norsok Standard N-003” (Standards Norway, 2007) e “Norsok Standard N-004” (Standards Norway, 2004), referentes a “Ações e efeitos das ações” e “Dimensionamento da estrutura metálica”, respetivamente.

Estas normas foram desenvolvidas pela indústria norueguesa de petróleo e pretendem servir de referência às entidades reguladoras e projetistas. O objetivo principal destes regulamentos é garantir a segurança da estrutura e promover uma boa relação custo-eficiência para a captação e operações relacionadas com a exploração de petróleo (Standards Norway, 2004).



Existem ainda as sociedades de classificação (entidades não-governamentais) que têm como cargo verificar se o dimensionamento das estruturas offshore e a sua construção seguem as orientações dadas nas normas, efetuando inspeções periódicas à estrutura (Manco, 2013).

No caso deste trabalho a sociedade de classificação seguida é a DNV (Det Norske Veritas) sediada na Noruega. A DNV possui um documento (DNV-RP-C204: Design against accidental loads) revisto em outubro de 2010 que contém princípios de dimensionamento tendo em conta as ações acidentais. Os princípios presentes neste documento têm por base a “Norsok Standard N-004”, que possui no anexo A (“Design against accidental actions”) um capítulo referente a colisões de barcos.

Nos capítulos seguintes são apresentados os itens considerados mais pertinentes para a verificação da segurança de elementos tubulares sujeito à colisão, que consta na norma. Não são apresentadas todas as equações necessárias à verificação da segurança pois tal é apresentado devidamente nas normas.

### **2.3.2 Princípios de dimensionamento**

A avaliação da segurança das estruturas offshore sujeitas à colisão de navios é baseada na energia cinética dissipada no navio e na estrutura no momento do impacto. Dependendo da rigidez da estrutura e do navio, a energia cinética pode ser dissipada sob a deformação da estrutura, do navio ou em ambos.

A “Norsok Standard N-004” (Standards Norway, 2004) define três princípios para o dimensionamento, os quais se baseiam na distribuição da energia de deformação (figura 2-2). Estes três princípios são caracterizados e designados por:

- Dimensionamento dúctil (“ductility design”): aquele para o qual a estrutura dissipa a maior parte da energia, passando assim por grandes deformações plásticas, levando à formação de rótulas plásticas nos seus elementos. Para esta situação deverá verificar a probabilidade da ocorrência do colapso progressivo da estrutura (Standards Norway, 2004).
  
- Dimensionamento partilhado (“shared design”): a dissipação de energia ocorre em ambos, na estrutura e no navio. Desta forma o barco e a estrutura sofrem deformações consideráveis. Como a dissipação de energia é partilhada pelos dois sistemas esta metodologia é difícil de quantificar recorrendo a métodos simples (Standards Norway, 2004).

- Dimensionamento resistente (“strength design”), onde a estrutura apresenta resistência suficiente para resistir ao impacto sem sofrer qualquer deformação. Isto significa que o barco dissipa a maior parte de energia deformando-se (Standards Norway, 2004).

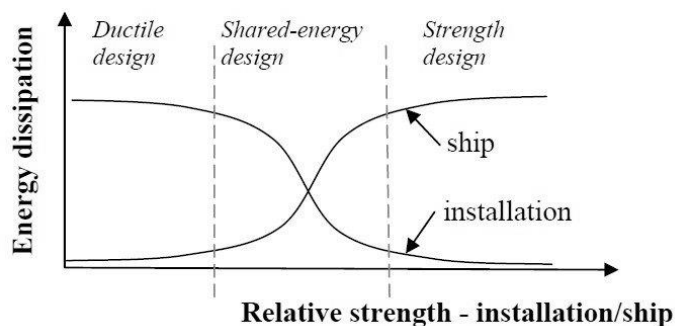


Figura 2-2 – Caracterização dos três tipos de dimensionamento de acordo com a dissipação de energia (Standards Norway, 2004).

Em termos práticos, o dimensionamento dúctil ou o partilhado, são aqueles que se utilizam mais frequentemente. O dimensionamento resistente resulta numa solução mais conservativa com maior quantidade de aço, determinada na verificação aos diferentes estados limites últimos (Standards Norway, 2004).

### 2.3.3 Interação entre o navio e a plataforma

Há varias dezenas de anos que a situação para a verificação da colisão de navios em estruturas offshore tem sido a mesma, isto é, um navio com a massa de 5 ton à velocidade de 2m/s. Esta condição leva à consideração de energia de impacto de 10 MJ, se não for considerada massa adicional (Standards Norway, 2007). A resposta da estrutura e do navio pode ser representada pelas curvas força/deformação apresentadas na figura 2-3.

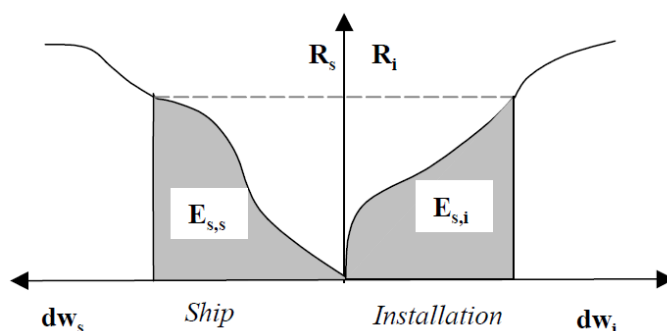


Figura 2-3 – Dissipação da energia de deformação no barco e na plataforma (Standards Norway, 2004).

A área abaixo de cada curva corresponde à energia de deformação dissipada pelo barco e pela estrutura. Estas curvas são determinadas com o comportamento da estrutura e do navio quando sujeitos à ação da colisão (Standards Norway, 2004). Quanto mais resistente for a estrutura e o navio, menos deformação ocorre e vice-versa para a situação da plataforma e navio serem flexíveis. Quando se observam iguais energias para o navio e estrutura então estamos presentes a situação de idênticas rigidezes (“shared design”).

A energia total será dada pela soma das áreas abaixo das curvas.

$$E_s = E_{s,s} + E_{s,i} = \int_0^{w_{s,max}} R_s dw_s + \int_0^{w_{i,max}} R_i dw_i \quad (2.1)$$

### 2.3.4 Critério de compacidade para elementos tubulares

Recorrendo à Norsok (Standards Norway, 2004), é possível realizar uma estimativa da dissipação de energia ocorrida no barco durante o impacto. Esta metodologia é aplicada a barcos com configurações mais simples e com limitação de peso (2000-5000 tons), e ainda a elementos metálicos com diâmetros do tubo menores ou iguais a 1,25 m. A energia dissipada no barco depende da resistência plástica do elemento à flexão,  $R_0$ , apresentada na equação (2.2) (Standards Norway, 2004).

$$R_0 = \frac{4c_1 * M_p}{L} \quad (2.2)$$

Sendo  $c_1=2$  para vigas encastradas e  $c_1=1$  para vigas simplesmente apoiadas. Conforme se pode observar, se  $c_1=2$  estamos na presença do valor de carga de rotura de uma viga quando sujeita a uma força concentrada a meio vão.

Desta forma a norma apresenta a dissipação de energia dependendo do local onde ocorre o impacto e a resistência plástica do elemento à flexão.

Tabela 2-1 – Dissipação de energia no barco versus resistência do braço (Standards Norway, 2004).

| Local de contacto               | Energia dissipada na proa (resistência do elemento $R_0$ ) |        |        |         |
|---------------------------------|--|--------|--------|---------|
|                                 | > 3 MN   | > 6 MN | > 8 MN | > 10 MN |
| Acima do bulbo                  | 1 MJ   | 4 MJ   | 7 MJ   | 11 MJ   |
| Primeiro convés                 | 0 MJ   | 2 MJ   | 4 MJ   | 17 MJ   |
| Primeiro convés - braço oblíquo | 0 MJ   | 2 MJ   | 4 MJ   | 17 MJ   |
| Entre proa/primeiro convés      | 1 MJ   | 5 MJ   | 10 MJ  | 15 MJ   |
| Localização arbitrária          | 0 MJ   | 2 MJ   | 4 MJ   | 11 MJ   |

Quando o valor da energia se encontra na zona mais à esquerda da tabela pode afirmar-se que estamos presentes um dimensionamento dúctil. Em contrapartida quando os valores de energia se situam mais à direita da tabela estamos presentes de um dimensionamento resistente.

Para se poder utilizar os valores presentes na tabela 2-1 é necessário verificar a seguinte condição:

$$f_y t^{0.5} D^{0.5} = \frac{2}{3} * factor \quad (2.3)$$

Em que “t” e “D” designam a espessura e o diâmetro do tubo onde ocorre impacto, respetivamente, e o “factor” representa o valor retirado da tabela (em MN). A equação (2.3) é normalmente designada pelo critério de compacidade a verificar de modo a evitar deformação local excessiva do tubo antes do desenvolvimento do mecanismo de colapso. Se o dimensionamento deste elemento verificar a condição de compacidade, é necessário verificar a

capacidade resistente das secções dos nós e da estrutura adjacente, pois o elemento apresenta capacidade resistente para o desenvolvimento de comportamento à flexão e de rótulas plásticas.

### 2.3.5 Relações força-deformação para elementos tubulares com “local denting”

A deformação local ( ou “local denting”) está associada à dissipação de energia. A figura 2.4 representa um esquema da deformação ao nível da secção transversal, sendo que “ $w_d$ ” representa a profundidade da indentação (Standards Norway, 2004).

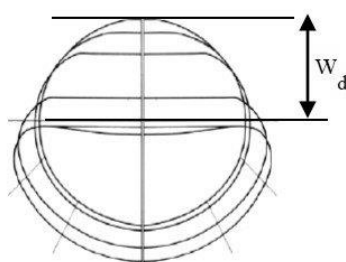


Figura 2-4 – Deformação da secção transversal (Storheim e Amdahl, 2014).

Segundo Li *et al* (2013), o “local denting” depende da velocidade de impacto, da forma do navio e também da direção do impacto, isto é, se se trata de uma colisão frontal ou lateral. Como é expetável um impacto frontal origina uma força de colisão superior ao impacto lateral (Manco, 2015b).

Para o caso em que o navio colide lateralmente na estrutura é proposto um modelo de linhas de cedência que pode ser visualizado na figura 2-5. Este modelo é definido por uma superfície deformada que tem em conta a formação de linhas de cedência e tensões de tração devido ao alongamento do elemento (Manco, 2015b).

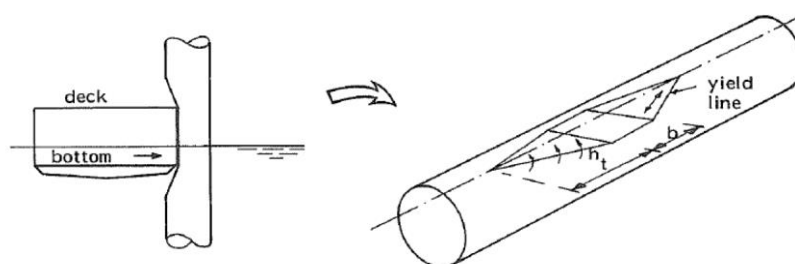


Figura 2-5 – Mecanismo plástico para uma colisão lateral de um navio (Manco, 2015b).

O colapso do elemento caracteriza-se por ocorrer sob a forma de mecanismo de três rótulas e ocorre quando a força  $R$  (“denting force”) é superior à resistência plástica de flexão do elemento,  $R_0$  (Manco, 2015b). A norma refere ainda que o efeito do “local denting” para a dissipação de energia não deve ser contabilizado em elementos pequenos (braços), isto porque a contribuição é muito pequena.

A relação entre a resistência dos elementos tubulares e a deformação pode ser dada a partir do gráfico apresentado na figura 2-6, o qual tem como base a equação (2.4).

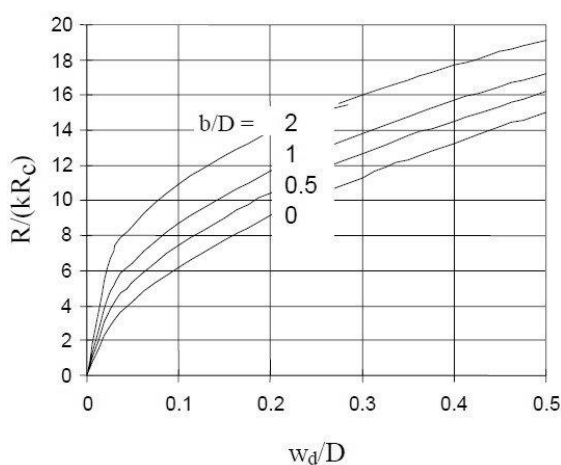


Figura 2-6 – Curvas de resistência com “local denting” (Standards Norway, 2004).

$$\frac{R}{R_c} = kc_1 \left[ \frac{w_d}{D} \right]^{c_2} \quad (2.4)$$

Em que “ $R_c$ ”, dado pela equação (2.5), representa o factor característico de resistência, “ $w_d$ ” a profundidade da indentação, “ $D$ ” e “ $t$ ” designam o diâmetro e espessura da secção transversal (respetivamente).

$$R_c = f_y \frac{t^2}{4} \sqrt{\frac{D}{t}} \quad (2.5)$$

A norma ainda refere que estas curvas não devem ser utilizadas nos casos em que a profundidade de indentação resultante do impacto é pequena, uma vez que conduz a resultados imprecisos. Desta forma é aconselhável a sua utilização apenas para relações  $w_d/D \geq 0,05$ .

### 2.3.6 Relação força-deformação

Quando sujeita ao impacto a resposta do elemento é inicialmente regida pela flexão, que é afetada e interage com o desenvolvimento do “local denting”. A norma refere ainda que se o “local denting” se verificar do lado comprimido do elemento a capacidade de flexão pode sofrer um decréscimo. Há medida que o elemento se vai deformando, surgem forças de membrana, que levam a um incremento da capacidade de carga do elemento em questão, conforme se pode observar na figura 2-7 (Standards Norway, 2004).

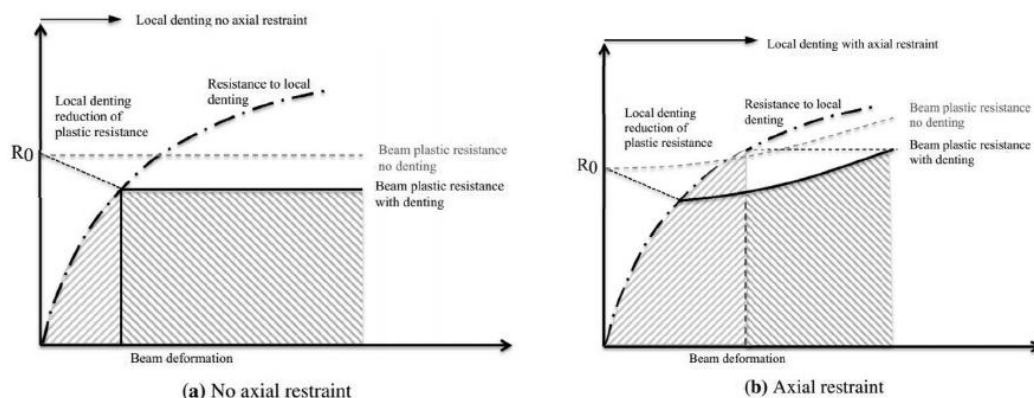


Figura 2-7 – Relação resistência plástica/deformação para elementos: a) sem restrição axial; b) com restrição axial (Storheim, M. e Amdahl, J., 2014).

Estes efeitos são limitados pela tensão de cedência e pela rigidez das ligações. Quanto à capacidade de dissipação de energia, esta encontra-se limitada pela rutura das ligações ou pela tensão última do elemento (Standards Norway, 2004).

Como se pode compreender, ter em conta todos estes fatores numa única análise, torna-se muito complexo. Assim habitualmente é realizado o estudo da deformação local e da deformação do elemento em separado. Depois é realizado um estudo em que se considera a interação entre o elemento e a estrutura (Manco, 2015b). Para tal, a norma propõe o cálculo de uma rigidez axial elástica equivalente (visualizar figura 2-8):

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_{node}} + \frac{l}{2EA} \quad (2.6)$$

O parâmetro  $k_{node}$  representa a rigidez axial do nó e deve ser calculada introduzindo cargas unitárias com a direção axial dos elementos, nos seus extremos. Para tal considera-se que o elemento foi retirado.

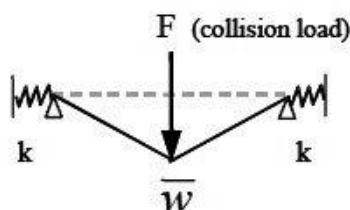


Figura 2-8 – Rigidez axial elástica equivalente (Standards Norway, 2004).

Para a determinação da relação força-deformação plástica a “Norsok N-004” apresenta para o caso de elementos tubulares com flexibilidade axial o gráfico da figura 2-9. Esta situação também considera que a colisão ocorre a meio vão do elemento.

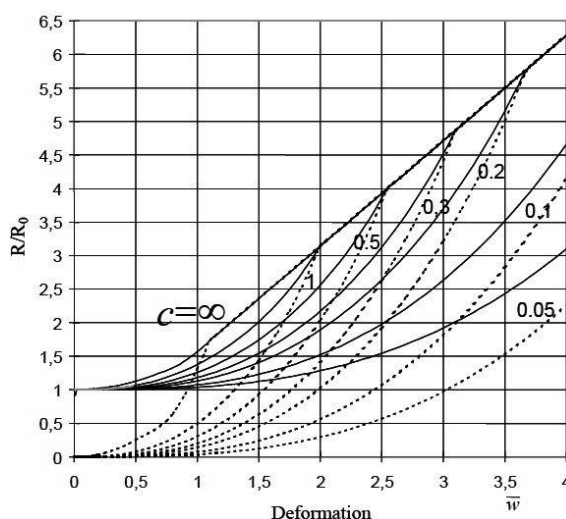


Figura 2-9 – Relação força-deformação para viga tubular com flexibilidade axial (Standards Norway, 2004).

Para recorrer ao gráfico acima exposto é necessário determinar o valor de alguns parâmetros da resistência plástica,  $R_0$ . Esta é determinada a partir da equação (2.2). Quanto à deformação



adimensional ( $\bar{w}$ ) pode ser determinado seguindo as equações presentes na Norsok N-004 (Standards Norway, 2004).

### 2.3.7 Modelação da lei do material

De acordo com a Norsok N-004 (Standards Norway, 2004), quando está em causa o impacto do navio deve ser considerado um comportamento elasto-plástico com endurecimento linear para a lei material constituinte da estrutura. Esta lei material resulta da simplificação do típico comportamento tensão-deformação, com a evolução do dano até à rutura, como se pode visualizar na figura 2-10.

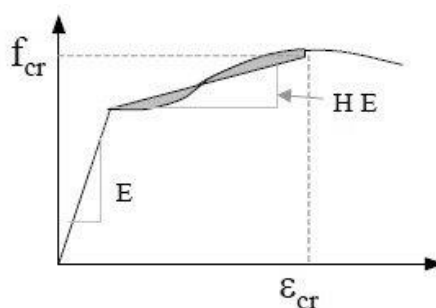


Figura 2-10 – Definição da lei do material, com evidência para os parâmetros H e  $\epsilon_{cr}$  (DNV-RP-C204, 2010).

Os parâmetros de caracterização da lei do material, H (fator de rigidez plástica adimensional) e  $\epsilon_{cr}$  (deformação crítica de rutura), são indicados pela norma e dependem do tipo de aço utilizado na estrutura. A Norsok N-004 (Standards Norway, 2004), possui uma tabela com valores propostos de “H” e “ $\epsilon_{cr}$ ” para os diferentes tipos de aço (tabela A.3-4 da referida norma), os quais se apresentam na tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Valores propostos para “H” e “ $\epsilon_{cr}$ ” para os diferentes tipos de aço (Standards Norway, 2004).

| Aço   | $\epsilon_{cr}$ | H      |
|-------|-----------------|--------|
| S 235 | 20%             | 0,0022 |
| S 355 | 15%             | 0,0034 |
| S 460 | 10%             | 0,0034 |

## **2.4 Análise do comportamento global da estrutura**

A análise da resposta global da estrutura ao impacto de um navio trata-se de uma tarefa complexa devido aos inúmeros fatores que tem de ser considerados, tais como a resposta local do elemento e global da estrutura, a dissipação de energia, a resposta estática e dinâmica em colisões barco-plataforma e o comportamento das fundações (Yu e Amadahl, 2018). Nos subcapítulos seguintes serão analisados alguns dos fatores que influenciam a resposta global da estrutura, de acordo com as abordagens efetuadas por diversos autores.

### **2.4.1 Energia dissipada**

A energia total deve ser dissipada a partir da deformação da estrutura e do navio (dimensionamento partilhado). Os elementos que se encontram na vizinhança do tubo que sofre o impacto deformam e absorvem energia.

Elementos tubulares sujeitos a compressão axial, durante a colisão, deformam e dissipam energia, particularmente quando o impacto ocorre na zona das ligações do tubo (Yu e Amadahl, 2018).

A análise do comportamento de plataformas tipo jacket, sujeitas ao impacto de navios mostram que este tipo de estrutura possui grande resistência (Yu e Amadahl, 2018).

A absorção da energia de impacto durante a colisão dá-se parcialmente através dos deslocamentos e vibrações da estrutura, da dissipação hidrodinâmica e da deformação plástica. Parte da energia impacto pode permanecer após a colisão devido às suas características, tais como o ângulo de impacto e a posição relativa (Yu e Amadahl, 2018).

A análise da dinâmica externa e dos mecanismos internos são elementos fundamentais para a interpretação do impacto do navio em estruturas offshore. O estudo da dinâmica externa passa por analisar antes, durante e após a colisão, os deslocamentos globais do barco e da estrutura, possibilitando a previsão da energia absorvida nos dois corpos. Na análise dos mecanismos internos é estudada a energia absorvida pelos dois corpos, a qual é dissipada através da deformação do navio e da estrutura. Os modelos que servem de base para as análises dinâmicas externas apresentam resultados bastante precisos na previsão da dissipação de energia após o primeiro impacto. Em impactos de longas durações a precisão destes modelos tende a diminuir,

incapacitando a análise de impactos secundários causados por movimentos periódicos (Yu e Amadahl, 2018).

Travanca e Hao (2015) testaram três modelos jacket sujeitos ao impacto de navio, definidos com elementos “shell”. Concluíram que em plataformas de elevadas dimensões a energia elástica de deformação é importante, pois esta apresenta valores consideráveis, quando a colisão ocorre em elementos e ligações tubulares com grande rigidez no ponto de impacto.

Rigueiro *et al* (2107) na análise do comportamento da estrutura ao impacto do navio, estuda a influência da rigidez do barco na dissipação de energia. Os autores desenvolveram dois modelos do navio no software “Abaqus”, um rígido e um flexível, para simular o impacto com um elemento tubular constituinte de uma jacket. Nos dois casos os barcos circulam à mesma velocidade e possuem a mesma massa (2 m/s e 5000 ton), preconizando uma energia de impacto de 10 MJ. O barco flexível pretende simular uma situação de dimensionamento partilhado e o barco rígido uma situação de dimensionamento dúctil. No modelo do barco rígido não existe libertação de energia de deformação. No modelo de barco flexível verifica-se que este é capaz de dissipar  $\frac{1}{4}$  da energia libertada pelo elemento tubular, reduzindo o dano causado no tubo. Em ambas as situações a energia dissipada pela restante estrutura é maior que soma da energia dissipada pelo tubo e pelo navio. Concluíram também que na situação em que se considera o dimensionamento partilhado, o dano na estrutura é reduzido (Rigueiro *et al*, 2107).

#### **2.4.2 Respostas estática e dinâmica em colisões barco-plataforma**

As colisões entre as estruturas offshore e o barco são de difícil definição, no entanto ao longo dos anos foram desenvolvidas várias aproximações simplificadas para a resposta da estrutura e do navio. Muitas equações simplificadas foram consideradas capazes de definir o comportamento estrutural quando o elemento tubular que sofre o impacto ou os elementos adjacentes a este falham (Yu e Amadahl, 2018).

Os efeitos dinâmicos da colisão do barco com a estrutura podem dividir-se em duas partes: o efeito local e o efeito global (Yu e Amadahl, 2018). O efeito local é caracterizado pela inércia dos elementos adjacentes ao tubo impactado e por uma taxa de deformação do material bastante sensível. Os efeitos locais desenvolvem-se no período em que ocorre o impacto, isto é, durante a fase em que o barco possui velocidade (Yu e Amadahl, 2018).

Quanto ao efeito dinâmico global, este diz respeito aos deslocamentos globais da estrutura. Este fenómeno toma maior relevância quando se tratam de estruturas jack-ups, uma vez que durante a colisão a zona do convés sofre uma aceleração. Como se trata de uma zona da estrutura que possui uma grande inércia, a resposta do convés dá-se numa fase mais retardada, comparativamente à resposta do elemento que sofre o impacto (Yu e Amadahl, 2018).

Os fatores que mais influenciam os efeitos dinâmicos são: a resistência do elemento tubular ao impacto do navio, a resistência dos elementos que transmitem as forças necessárias para a aceleração do convés e a duração do impacto em comparação com o período fundamental da estrutura (Amdahl e Eberg, 1993).

### **2.4.3 Interação estrutura-fundação-solo**

Vários autores analisaram a influência da interação estrutura-fundação-solo no comportamento da estrutura. A maior parte dos estudos relaciona vários tipos de fundações, com deslocamentos obtidos na estrutura, com os assentamentos do solo, demonstrando que a consideração da interação estrutura-solo no comportamento da estrutura é importante.

Kavitha *et al* (2016) efetuam estudos paramétricos relativos ao comportamento estrutural do sistema solo-estaca, sendo que um dos parâmetros em causa se trata do módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ). Assim analisa a influência do módulo de elasticidade do solo na resposta da estrutura, mais especificamente o deslocamento no topo da estaca. Considera uma estaca constituída por um tubo de diâmetro de 1,5 m, com um comprimento de 3 m, suportando uma massa de 2 toneladas colocada no topo desta. O comportamento da estaca é testado em solos com diversos valores de  $E_s$ . O gráfico apresentado na figura 2-11 mostra os resultados obtidos nesse estudo.

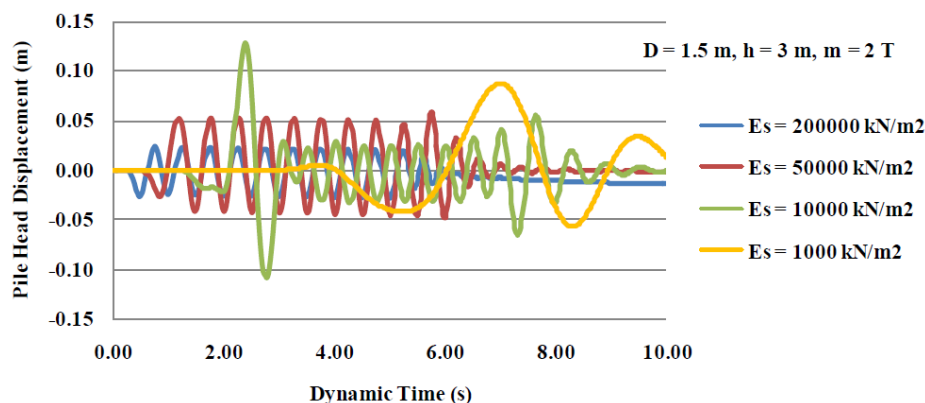


Figura 2-11 - Variação do deslocamento do topo da estaca para diferente valores do módulo de elasticidade do solo (Kavitha *et al*, 2016).

Como podemos ver para o solo com maior módulo de elasticidade (linha azul do gráfico:  $E_s=200000 \text{ kN/m}^2$ ) tem-se menores deslocamentos no topo da estaca. Por outro lado, para solos com módulo de elasticidade menores (linha amarela do gráfico:  $E_s=1000 \text{ kN/m}^2$ ), os deslocamentos obtidos são maiores.

Kausel *et al* (1991) apresenta um conjunto de estudos relativos a aspetos práticos da interação solo-estrutura quando sujeita a uma ação dinâmica. Um deles compara o assentamento de uma ponte para quatro métodos de análise de interação solo-estrutura. Em qualquer dos casos o autor conclui que o amortecimento aumenta para os modos de vibração superiores, isto devido à dissipação de energia que ocorre na fundação. Devido à maior dissipação de energia na fundação, a estrutura deforma menos. Daí a importância de se realizar uma análise da interação estrutura-fundação-solo.

El-hifnawy (1984) estuda teorias estáticas e dinâmicas relativas aos efeitos da interação solo-estrutura. Essas teorias têm como base de estudo estruturas rígidas e flexíveis com vários tipos de fundações. Uma das conclusões retiradas destes estudos é o facto da frequência natural não amortecida da estrutura reduzir o seu valor devido à flexibilidade do solo. Provando desta forma que a fundação confere maior flexibilidade à estrutura devido à energia que se dissipa no solo. O amortecimento induzido pela fundação pode explicar a redução da resposta estrutural a ações dinâmicas (vento, sismo, entre outras).

O trabalho apresentado por Chore *et al* (2010) trata da relação solo-estrutura, SSI (“Soil-Structure Interaction”). O autor realiza estudo paramétrico onde avalia variáveis como o diâmetro da estaca, o espaçamento entre estacas, o tipo de ligação da estaca, entre outros. Nesta análise conclui que a consideração da SSI aumenta de forma significativa os valores de momento máximo positivo e negativo que a estaca suporta. Quando se trata do momento positivo existe um aumento de 15% e para o momento negativo um aumento de 27%. Chore *et al* (2010) afirmam ainda que quanto maior o número de estacas, menor é o deslocamento sofrido pela estrutura.

Lu *et al* (2003) apresentam um estudo onde analisa a influência da interação solo-estrutura em edifícios altos. Conclui que a consideração da SSI tem grande influência no valor máximo de deslocamento atingido pela estrutura, nomeadamente quando se trata do deslocamento sentido na zona mais inferior da estrutura. O autor afirma que o efeito da SSI toma ainda maior importância quando se tratam de estruturas mais rígidas.

## **2.5 Comportamento de elementos tubulares sujeitos ao impacto**

Yu e Amadahl (2018) avaliam no seu estudo a resposta dos elementos tubulares sujeitos ao impacto. Concluíram que os elementos que entram em contacto direto com o barco durante a colisão passam por três estados: o “local denting”, a flexão global do elemento e o desenvolvimento de tensões de membrana, sendo que os três estados interagem entre si. Estes três estados de deformação são influenciados pelas características dos tubos, como o tipo de material, as dimensões, as condições de fronteira, afetam o comportamento da estrutura. Por exemplo, para elementos tubulares curtos com relação  $d/t$  grande, o comportamento que mais se evidencia é o “local denting”, enquanto que para elementos tubulares longos com relação  $d/t$  pequeno, o comportamento dominante é a flexão global do elemento (Yu e Amadahl, 2018).

Nos subcapítulos seguintes são analisados os três diferentes comportamentos dos elementos tubulares quando sujeitos ao impacto e a transição entre estes estados. Esta análise é desenvolvida tendo por base o trabalho desenvolvido por diversos autores.

### **2.5.1 Resistência à indentação local de elementos tubulares**

Existem várias hipóteses de modelos de secções transversais tubulares com “local denting” desenvolvidas por diversos autores. Yu e Amadahl (2018) reúnem um conjunto de propostas de

seções transversais deformadas representativas do “local denting”. A figura 2-12 apresenta quatro exemplos dessas propostas.

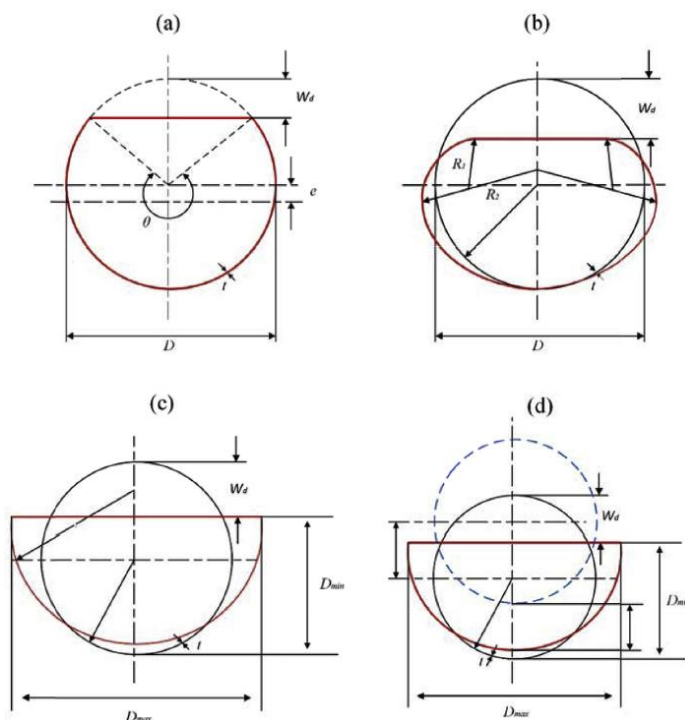


Figura 2-12 – Modelos representativos da secção transversal com “local denting” (Yu e Amadahl, 2018).

Analisando a figura 2-12 a) podemos concluir que nesta proposta apenas a zona de contacto com o barco se deforma, tornando-se plana, enquanto que a restante secção não se altera. Quanto à figura 2-12 b) a zona de contacto com o navio torna-se plana e a restante secção também deforma, apresentando arcos com diferentes diâmetros. A figura 2-12 c) representa a secção com deformação plana na zona de contacto e a restante secção do tubo apresenta um arco com raio diferente do original. Por fim a proposta presente na figura 2-12 d) é usada frequentemente para avaliar a deformação local e global do elemento, uma vez que para além de contemplar o “local denting” também combina o efeito do “local denting” com a flexão do elemento. Pode observar-se que a secção apresenta uma parte deformada plana, a restante secção apresenta um arco com diâmetro diferente do original e ocorre uma translação da secção relativamente à sua posição original (Yu e Amadahl, 2018). Zhu *et al* (2018) desenvolveram um caso de estudo com um tubo encastrado nas extremidades sujeito ao impacto de objetos. Concluíram que o tubo ao longo do seu comprimento foi alterando a sua secção transversal, isto é, durante o impacto passa de circular a oval e só depois para o “local denting”.

Vários autores apresentam diferentes fórmulas para a resistência dos tubos deformados, todas verificadas por modelos numéricos ou resultados experimentais. Em algumas dessas fórmulas surge como variável, a largura de contacto do indentador (B), difícil de prever, uma vez que muitas vezes se desconhece a forma do barco. Nestes casos deve considerar-se o impacto como uma carga concentrada (B=0) (Yu e Amdahl, 2018).

A fórmula presente em Norsok N-004 (Standards Norway, 2004), para a resistência dos tubos deformados foi desenvolvida por Amdahl (1980), e apresenta-se na equação (2.4) (equivalente à equação 2.7). Baseia-se numa análise plásticas de linhas de cedência de um modelo em que a superfície deformada é plana. O efeito da variável B foi definido de acordo com resultados experimentais.

$$\frac{R}{R_c} = \left( 22 + 1,2 \frac{B}{D} \right) * \frac{w_d^{1,925}}{D^{3,5+\frac{B}{D}}} * \sqrt{\frac{4}{3} \left( 1 - \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right)^3 \right)} \quad (2.7)$$

Yu e Amdahl (2018) afirmam que a fórmula apresentada por Norsok N-004 (Standards Norway, 2004) (equação 2.7) tende a subestimar a resistência do tubo deformado para o caso em que B toma valores grandes. Quanto maior for a espessura do tubo, maior será a subestimação do valor da resistência.

A proposta mais recente para a avaliação da resistência para tubos com indentação provém de Yu e Amdahl (2018) e tem em conta a distribuição de carga ao longo de “B” (equação 2.8).

$$R = 16 \left\{ \sqrt{\frac{2\pi D w_d}{3 t D}} * \sqrt{1 - \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right)^3} + \frac{B}{D} \right\} \frac{1}{4} \sigma_y t^2 \quad (2.8)$$

Os modelos que contêm elementos tubulares com “local denting” e consideram o impacto como uma carga concentrada (B=0), apresentam resultados bastantes seguros (Yu e Amdahl, 2018).

Manco (2015a) desenvolve um trabalho acerca das ações acidentais em estruturas offshore, no qual analisa as relações força-deformação para elementos tubulares com “local denting”. Um



dos fatores que influênciam a indentação é o facto do impacto acontecer frontalmente ou lateralmente. Como é expectável um impacto frontal origina uma força de colisão superior ao impacto lateral (Manco, 2015a).

Qvale (2012) no seu estudo paramétrico efetua uma análise onde observa a resistência à indentação local. O autor conclui que as curvas de dimensionamento recomendadas pela “Norsok standard N-004” (Standards Norway, 2004) devem ser aplicadas de forma cautelosa. Esta afirmação deve-se aos resultados obtidos em estudos paramétricos que efetuou. Para tubos com espessuras superiores (50, 60 e 70 mm) as curvas não se adequam, uma vez que são demasiado conservativas. Para a definição das curvas de dimensionamento a “Norsok standard N-004” assume que o barco é perfeitamente rígido, o que segundo Qvale (2012), para tubos com espessura mais pequena é adequado. No entanto quando se aplicam as curvas a tubos de espessuras superiores esta suposição deixa de ser válida. Para colunas com espessuras superiores a colisão resulta num comportamento do tubo mais rígido, em que a força de contato é distribuída ao longo do tubo, e desta forma o barco sofre mais deformações. A figura 2.13 apresenta um esquema comparativo das deformações das secções transversais para as diferentes espessuras apresentadas anteriormente quando sujeita ao impacto do navio.

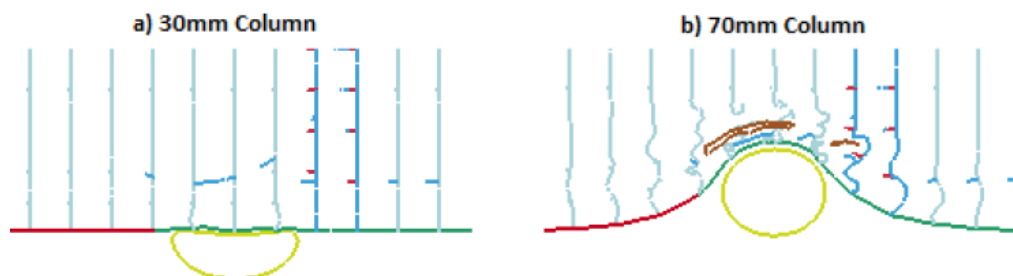


Figura 2-13 – Secção transversal para “local denting” (Qvale, 2012).

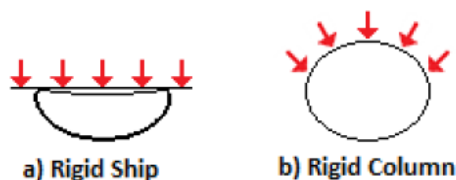


Figura 2-14 – Distribuição da força de impacto (Qvale, 2012).

Segundo Qvale (2012), as curvas Norsok tornam-se conservativas, essencialmente, devido a três fatores. Pelo facto de não terem em consideração o aumento da área de contato durante a

colisão, por não considerarem o aumento da tensão o tubo e por não considerar o efeito do endurecimento por deformação.

Rigueiro *et al* (2015) também efetua estudos nesta área, afirmando que quando o elemento tubular é sujeito à colisão do navio e desenvolve um “local denting” sofre uma diminuição na sua resistência à flexão. A relação para força/deformação apresentada na equação (2.7), também se encontra na norma Norsok N-004 (Standards Norway, 2004) sob a forma de gráfico, presente na figura 2-6. O autor refere que os parâmetros que dão origem a estas curvas não têm em conta a encurvadura do elemento.

### 2.5.2 Resistência residual de flexão em elementos tubulares com deformação local

Um tubo encastrado nas suas extremidades deforma-se segundo um mecanismo de 3 rótulas quando a carga de impacto é superior à sua resistência plástica do elemento à flexão ( $R_0$ ). Muitas vezes, a capacidade de flexão máxima pode não ser atingida nas seções transversais das extremidades e na região de contacto. Na zona dos apoios, a zona posterior ao impacto sofre compressão e deformação local, enquanto que a zona frontal sofre grandes alongamentos e pode sofrer fraturas. Devido à indentação local ocorre uma redução na secção e surge uma excentricidade do eixo neutro na zona danificada. A combinação destes dois fatores leva a uma perda considerável da capacidade de carga do elemento tubular (Yu e Amadahl, 2018). Segundo os autores a resistência efetiva máxima de um tubo encastrado nas suas extremidades a um impacto lateral é dada pela equação (2.9).

$$R_{0,eff} = \frac{4M_p}{L} (\gamma_1 + \gamma_2) \quad (2.9)$$

A equação (2.9) foi desenvolvida tendo em conta o dano existente na zona dos apoios do tubo e o desenvolvimento da região de contacto.  $\gamma_1$  e  $\gamma_2$  são os coeficientes da resistência efetiva à flexão das seções transversais nos apoios e da zona de contacto, respetivamente (Yu e Amadahl, 2018).

A “Norsok standard N-004” apresenta uma fórmula (equação 2.10) para a determinação da resistência residual à flexão de uma secção transversal com “local denting” ( $M_{res}$ ). Esta equação tem em conta o momento resistente plástico da secção ( $M_p$ ). O modelo base para a determinação

desta fórmula assume, de forma conservativa, que a parte plana resultante da colisão se torna não efectiva (Yu e Amadahl, 2018).

$$\frac{M_{res}}{M_p} = \cos \frac{\theta}{2} - \frac{1}{2} \sin \theta \quad (2.10)$$

$$M_p = f_y D^2 t = \left[ \frac{1}{6} * (D^3 - (D - 2t)^3) \right] * f_y \quad (2.11)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left( 1 - 2 \frac{w_d}{D} \right) \quad (2.12)$$

O módulo plástico relativo da secção  $M_{p,red} / M_p$  relaciona-se com profundidade de indentação relativa ( $w_d/D$ ) partindo do gráfico presente na figura 2-15.

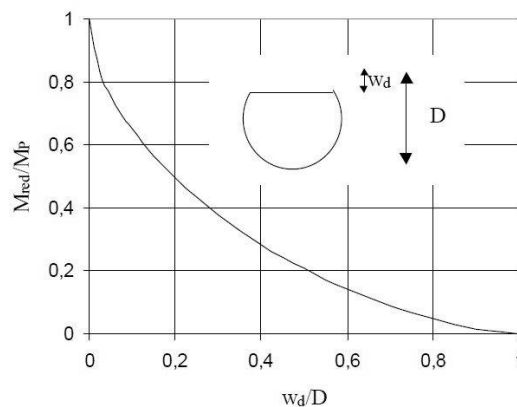


Figura 2-15 – Redução da resistência à flexão devido ao “local denting” (Standards Norway, 2004).

Segundo Yu e Amadahl (2018) os valores que resultam da aplicação da equação (2.10) são conservativos, uma vez que o modelo que lhe deu origem não tem em conta a formação do “local denting”.

### 2.5.3 Transição do “local denting” para flexão global do elemento

O elemento sofre inicialmente o “local denting” na zona de contacto, com o aumento contínuo desta deformação local o valor da carga de flexão plástica de colapso do elemento diminui. O rácio de transição de indentação ( $w_{d,tran}/D$ ) caracteriza a iniciação da flexão global do tubo (Yu e Amadahl, 2018).

Vários autores desenvolveram expressões para a determinação de  $w_{d,tran}/D$ , nomeadamente Yu e Amadahl (2018). As equações apresentadas pelos autores consideram o efeito das cargas distribuídas ao longo da largura de contacto, B. A equação (2.13) e (2.14) contém as expressões propostas para rácio de transição de indentação.

$$\frac{R_0}{2R_c} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{w_{d,tran}}{D}} - \sqrt{\frac{w_{d,tran}}{D} - \left(\frac{w_{d,tran}}{D}\right)^2} \right) = \quad (2.13)$$

$$= \left( 22 + 1,2 \frac{B}{D} \right) \left( \frac{w_{d,tran}}{D} \right)^{\frac{1,925}{3,5 + \frac{B}{D}}}$$

$$\frac{R_0}{R_c} = 32 \sqrt{\frac{D}{t}} * \frac{D}{L - B} \quad (2.14)$$

Com base nas dimensões do tubo e na largura B, o rácio ajuda a compreender qual o padrão de deformação que mais se acentua no elemento (“local denting”, flexão do elemento ou combinação entre “local denting” e flexão). A transição do “local denting” para a flexão não é fácil de detetar. A flexão global do elemento inicia-se quando o tubo atinge uma indentação de transição, o que não significa que o “local denting” tenha atingido o seu máximo. Desta forma, o “local denting” pode continuar a crescer, mesmo quando o elemento já se encontra em flexão, daí surgir o padrão que combina estas duas deformações (Yu e Amadahl, 2018).

### 2.5.4 Efeitos de membrana e flexão em tubos

Os tubos iniciam o seu processo de flexão global e deflexão lateral quando atingem uma determinada indentação de transição. O aumento da deflexão lateral desencadeia o crescimento das forças de membrana no elemento no caso de o tubo ser encastrado nas suas extremidades.

As forças de membrana tornam-se dominantes até se atingir a fratura, isto se os elementos adjacentes ao tubo e as ligações tiverem resistência ao impacto (Yu e Amadahl, 2018).

Yu e Amadahl (2018) reúnem um conjunto de expressões associadas à resistência lateral do elemento tubular. Uma delas baseia-se num modelo de tubo onde se considera a flexibilidade axial e rotacional dos apoios e a interação entre o momento fletor e as forças de membrana. O efeito do “local denting” neste modelo não é considerado. Os resultados mostram que nos casos em que os deslocamentos laterais transversais são grandes, a rigidez axial nos apoios toma grande importância no desenvolvimento das forças de membrana nos tubos.

Na nova versão da DNV (DNV-RP-C204, 2010) a influência da rigidez axial é tida em conta na determinação da resistência do elemento tubular à deflexão lateral. Assim as expressões apresentadas pela norma são desenvolvidas para tubos com flexibilidade axial finita e com rotações fixas nos apoios. As expressões apresentam-se nas equações (2.18) e (2.19).

$$\frac{R}{R_0} = \left[ \begin{array}{l} 1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^{\frac{\pi}{2}} + \frac{\pi}{2} \left(\frac{N}{N_p}\right) \left(\frac{w_b}{D}\right); \frac{N}{N_p} \leq 1 \\ \frac{\pi w_b}{2 D}; \frac{N}{N_p} > 1 \end{array} \right] \quad (2.18)$$

Em que o desenvolvimento de forças axiais com deflexão lateral ( $N/N_p$ ) é dado pela equação (2.19) e “c” designa a rigidez adimensional.

$$\frac{N}{N_p} = \frac{w_b}{D} - \frac{1}{c} \left(1 - e^{-c \frac{w_b}{D}}\right); \frac{N}{N_p} \leq 1 \quad (2.19)$$

Manco (2015a) afirma que com o desenvolvimento de forças de membrana para grandes deslocamentos, a resistência do elemento aumenta significativamente com o aumento da deformação. O gráfico presente na figura 2-16 apresenta uma relação carregamento-deformação aproximada onde se evidencia o efeito das forças de membrana.

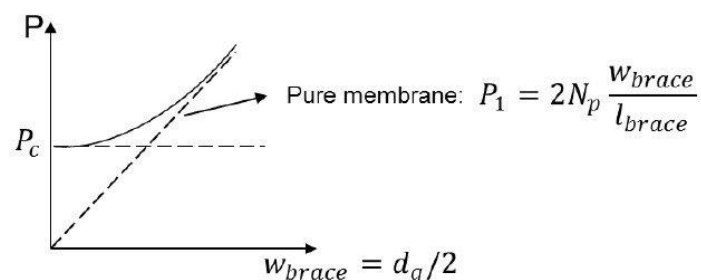


Figura 2 16 – Relação carregamento-deformação aproximada para uma colisão do navio num elemento da jacket (Manco, 2015a).

O momento plástico resistente, dado por  $P_c=8Mp/l$ , não tem em conta o efeito das forças de membrana. Para grandes deformações a contribuição da flexão desaparece e a resistência do elemento passa a ser dominada pelas forças de membrana (Manco, 2015a).

Manco (2015a) efetua um estudo paramétrico, para um tubo encastrado nas extremidades e com rigidez axial, sujeita ao impacto do navio com carregamento axial. As tensões negativas (compressão) provenientes do carregamento axial, devido ao desenvolvimento do deslocamento transversal, passam a positivas (forças de membranas). O autor refere ainda que a rigidez do elemento tubular das extremidades possui grande influência no desenvolvimento forças de membrana, uma vez que se trata de umas das causas principais que originam este fenómeno (Manco, 2015a).

### **3. MODELO NUMÉRICO**

#### **3.1 Introdução**

No presente trabalho são desenvolvidos dois modelos de uma jacket onde é testada a sua resistência ao impacto de um navio. Neste capítulo são apresentados os softwares utilizados para essa análise, onde se explica de forma sucinta, o funcionamento destes. Os dois softwares utilizados são desenvolvidos pela DNV (Det Norske Veritas), empresa autónoma e independente que assegura e faz a gestão de risco das estruturas associadas ao sector marítimo, óleo, gás e energias renováveis (DNV-RP-C204, 2010). No caso mais específico das estruturas offshore a DNV tem como função verificar se o dimensionamento e construção destas cumprem as normas exigidas pelo dono de obra. Os dois softwares utilizados são o “Sesam GeniE” e o “Usfos”, os quais permitem a importação e exportação de ficheiros mutuamente. O “Sesam GeniE” é inicialmente utilizado para a construção dos modelos, sendo que a simulação do impacto do barco sob a estrutura é efetuada no “Usfos”. Dado a necessidade de avaliar o funcionamento, o modelo é construído no “Sesam GeniE”, depois é exportado para o “Usfos”, onde é realizado a análise da estrutura.

Também neste capítulo é efetuada a modelação e calibração do impacto num elemento tubular. Esta calibração serve para efetuar a validação dos modelos numéricos da jacket desenvolvidos no “Usfos”. Assim um modelo de elemento tubular desenvolvido por Manco (2015b) (em “Abaqus”) é replicado nos softwares “Sesam GeniE” e o “Usfos”. Os resultados obtidos são comparados com os de Manco (2015b).

#### **3.2 Descrição do software**

##### **3.2.1 Software *Sesam Genie***

O software escolhido para modelar as estruturas analisadas é o “Sesam Genie”. Esta ferramenta, desenvolvida pela DNV, é capaz de realizar o dimensionamento e análise de estruturas offshore e marítimas. Este software permite a introdução de cargas, avaliação da resistência e estabilidade da estrutura. O “Sesam Genie” permite fazer a avaliação durante todo o ciclo de vida das estruturas, a avaliação de possíveis modificações e reparos na estrutura após a sua construção, a segurança das saídas de emergência e até o desmantelamento da estrutura. Este software permite a introdução de ações ambientais (realizando análises hidrodinâmicas e da ação do vento) e a simulação do transporte e manuseamento de unidades pontuais de e para a

estrutura (Sesam GeniE User's Manual, 2014). No caso do presente trabalho, as potencialidades do software "Sesam GeniE" não são totalmente exploradas, uma vez que esta ferramenta é apenas utilizada para a elaboração do modelo da jacket. Neste caso a modelação é realizada partindo da importação de um ficheiro "AutoCAD", onde de seguida são definidos o tipo de material e as ações aplicadas à estrutura. Como se pretende efetuar uma análise simples no "Sesam Genie", apenas para a deteção de erros estruturais, somente se introduz o peso próprio da estrutura e dos equipamentos presentes no convés. Após a realização da análise é exportado do software um ficheiro que contém o modelo e as informações estruturais mais relevantes (geometria, material e cargas aplicadas). Este ficheiro é um documento de texto com terminação ".FEM" e que permite a transmissão de informação direta para o "Ufpos". A figura 3-1 ilustra o ambiente gráfico do software "Sesam GeniE".

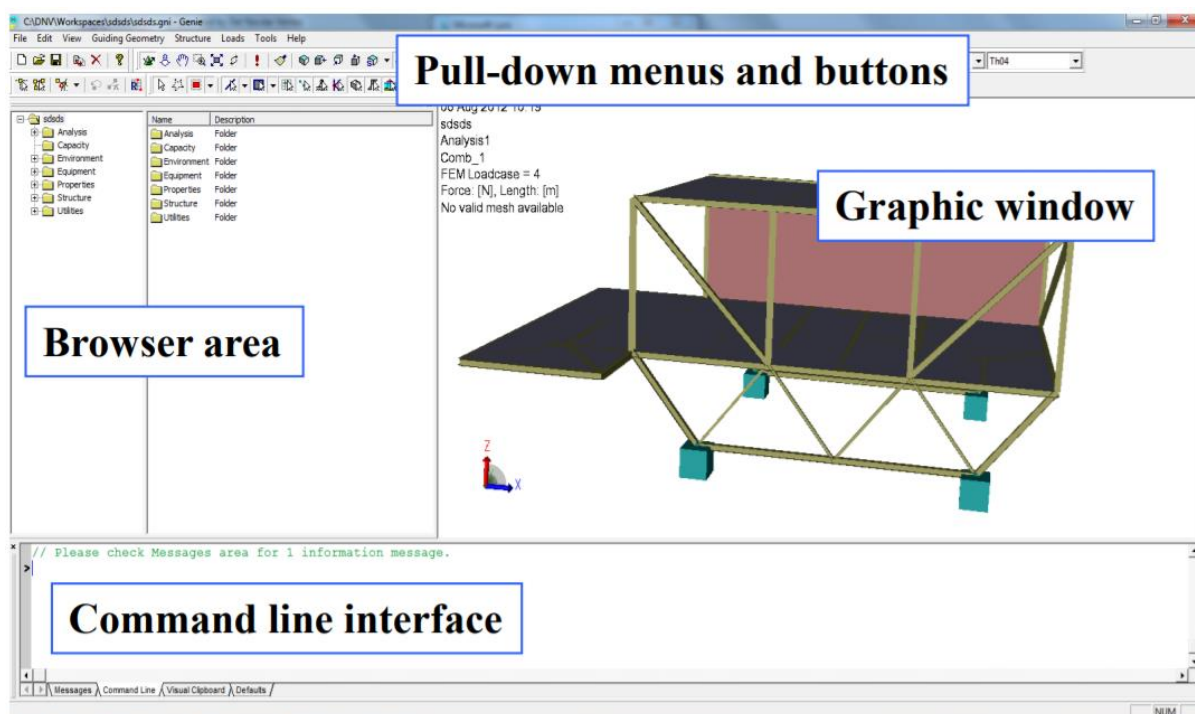


Figura 3-1- Exemplo da interface gráfica do "Sesam GeniE" (Sesam User's Manual, 2015).

### 3.2.2 Software *Ufpos*

O programa "Ufpos" (Non-linear static and dynamic analysis of space frame structures) é uma ferramenta que permite o dimensionamento de barcos, estruturas offshore flutuantes e fixas e estruturas marinhas. Este software permite a análise do comportamento do colapso e pós-colapso da estrutura, incluindo o descarregamento global, do elemento e a redistribuição de



---

forças. Em estruturas offshore, o “Usfos” permite a análise de estruturas com material e geometria não linear, a avaliação de elementos/estruturas com deformação, avaliação da resistência das ligações, análise de quedas de objetos e simulação do impacto de ondas e navios nos elementos/estruturas. O programa efetua as análises tendo por base uma malha de elementos finitos grossa, uma vez que apenas requer um elemento finito por elemento, o que não compromete a viabilidade dos resultados. Para a simulação da não-linearidade material o software introduz rótulas plásticas a meio vão e nas extremidades dos elementos. No caso da análise de impacto de barcos o software tem conta o princípio de dimensionamento da estrutura, por forma a contabilizar corretamente a distribuição da energia de deformação. O “Usfos” tem em conta as várias fases de deformação pelas quais o elemento/estrutura passa durante o impacto, nomeadamente o “local denting”, a flexão do elemento e a deformação global da estrutura. Na fase de desenvolvimento do “local denting” o software contabiliza a redução da secção e o respetivo momento plástico, a interação da força axial na resistência do tubo indentado e a dissipação de energia ocorrida pela formação do “local denting” (Usfos User’s Manual, 2015a).

Segundo Yu e Amdahl (2018), o “Usfos” segue o método “ISUM” (Idealized Structural Unit Method) proposto por Ueda e Rashed (1984) e Ueda *et al* (1985). O método preconiza a divisão da estrutura segundo as maiores “unidades estruturais”. Alguns projetistas, numa fase inicial de dimensionamento, recorrem ao “ISUM”, por se tratar de um método simplificado de análise plástica. Este método permite obter previsões de resistência e da resposta global da estrutura de forma rápida e com resultados de qualidade, com tempo computacional substancialmente reduzido (Yu e Amdahl, 2018).

No entanto, o “Usfos” não fornece informações pormenorizadas acerca da indentação e não tem em conta, na interação navio-estrutura, o aumento da área de contacto aquando do impacto do navio (Yu e Amdahl, 2018).

O software “Usfos” é utilizado neste trabalho com os objetivos principais de analisar a capacidade e o comportamento do elemento tubular e da jacket para a situação de colisão do barco na estrutura e comparar as potencialidades deste com as de outros, como o “Abaqus”, já utilizado para iguais condições de carregamento. Para melhor compreender o funcionamento deste software foi seguido o Usfos User’s Manual (2015b). Este manual possui uma série de indicações, nomeadamente a forma como se realizam as análises numéricas. A base para a realização deste tipo de análise passa pela configuração de dois campos na secção “USFOS Analysis Control”: o “model” e o “control” (figura 3-3). Nestes dois campos devem ser introduzidos ficheiros tipo “FEM”, criados a partir de documento de texto e com terminação “.FEM”.

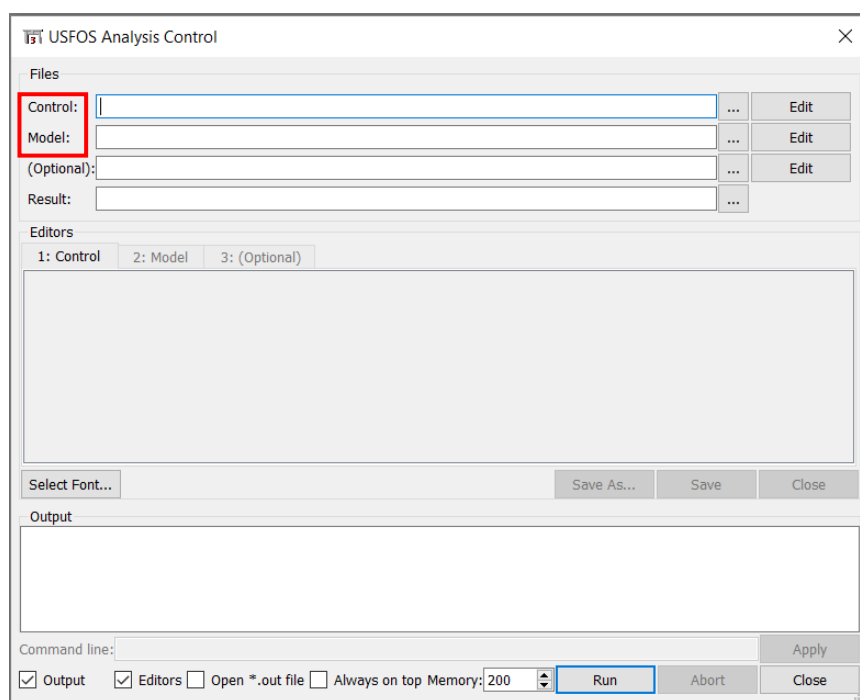


Figura 3-2 – Print da secção “USFOS Analysis Control”, onde é possível visualizar-se os dois campos de preenchimento obrigatório: “control” e “model”.

No campo “control” deve ser inserido um ficheiro que contenha informação, nomeadamente as funções mínimas obrigatórias exigidas pelo programa e ainda as funções de análise extra, que neste caso são relativas ao impacto do barco e à fundação (quando existem) (Usfos User’s Manual, 2015b).

As funções obrigatórias são relativas à caracterização e lei do material (“MISOIEP”), à definição do nó sobre o qual se pretende avaliar o deslocamento (“CNODES”) e à caracterização do carregamento (“CUSFOS”) (Usfos User’s Manual, 2015b).

As funções extras inseridas no ficheiro relativas à análise do impacto do barco são a “BIMPACT” e “MSHIP”. Na primeira função são definidas a energia de impacto e a caracterização da absorção de energia por parte da estrutura, isto é, o tipo de dimensionamento em causa (entre outros parâmetros). Na segunda função é definido o tipo de material constituinte do barco e ainda alguma informação adicional relativa à indentação local que o barco sofre (Usfos User’s Manual, 2015b).

Para a caracterização da fundação é necessário a inserção de diversas funções extras: “PILE”, “PILEGEO”, “SOILCHAR” e “API\_SOIL”. A “PILEGEO” define a geometria da estaca e é associada à função “PILE”, onde são definidos os seus nós extremos, o tipo de material e a geometria. Na função “SOILCHAR” são definidas as várias camadas do perfil geotécnico, onde cada uma delas é relacionada com a função “API\_SOIL”. Na “API\_SOIL” é caracterizado cada tipo de solo (associado a cada camada), ou seja, são inseridos os parâmetros da areia ou da argila em questão. É com base nos parâmetros inseridos na “API\_SOIL” que o programa define a resistência do solo (Usfos User´s Manual, 2015b).

Quanto ao campo “model”, aqui deve introduzir-se um ficheiro do mesmo tipo (.FEM), que contém informação detalhada de todas as barras ou constituintes da estrutura. Este ficheiro é importado do software “Sesame GeniE”. Apesar da importação se poder efetuar diretamente, este ficheiro de texto pode ser alterado, nomeadamente no que diz respeito às condições de apoio associadas a cada nó que compõem a estrutura (Usfos User´s Manual, 2015b).

Na figura 3-4 é apresentado um exemplo de ambiente gráfico do software “Usfos”, resultante da inserção dos respectivos ficheiros no campo “Control” e “Model, como foi anteriormente explicado.

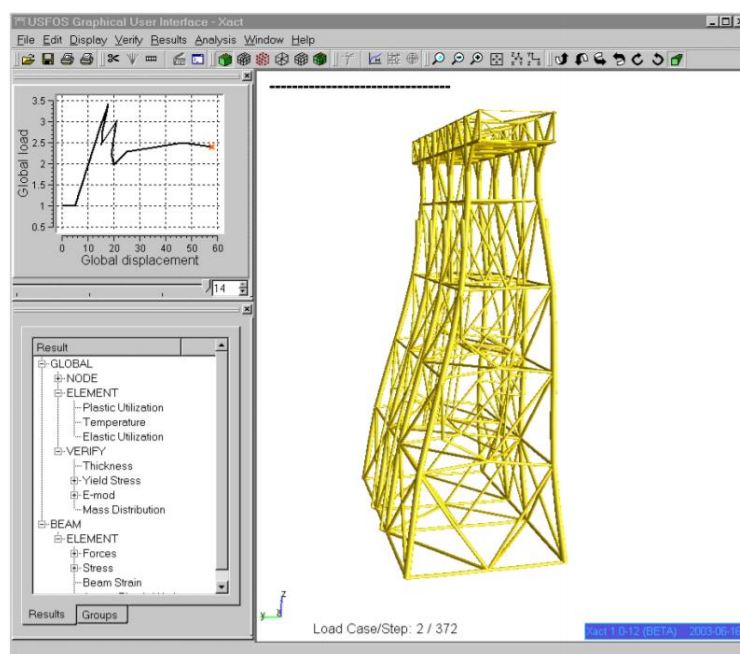


Figura 3-3 – Exemplo do ambiente gráfico do software “Usfos” (Usfos User´s Manual - Version 2.6).

### 3.3 Modelação e calibração do impacto num elemento tubular

Neste subcapítulo pretende-se fazer a modelação e calibração dos modelos numéricos que serão criados no software “Usfos”. Para realizar essa validação e calibração pretende-se reproduzir no “Usfos” um modelo igual ao de Manco (2015b) realizado no software “Abaqus” e obter resultados idênticos. Neste processo, é garantido que o procedimento realizado no software é o correto. Manco (2015b) efetua um estudo paramétrico do impacto de um navio num elemento tubular isolado. A energia de impacto testada foi de 10 MJ, associada à colisão de um navio com 5000 ton a uma velocidade de 2 m/s. O tubo não está sujeito a carregamento axial inicial. Manco (2015b) trata o tubo como elemento “shell”, utilizando uma malha do tipo S4R. Trata-se de uma malha linear de quatro nós, frequentemente utilizada para análise de ações dinâmicas, que neste caso foi aplicada 0,1\*0,1 m<sup>2</sup>. As condições de fronteira, as características geométricas, materiais e de impacto utilizadas por Manco (2015b) encontram-se discriminadas nos subcapítulos seguintes.

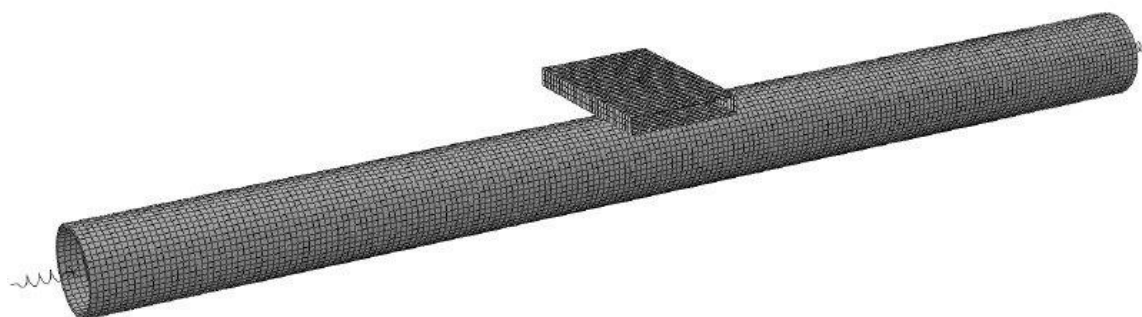


Figura 3-4 – Exemplo do modelo numérico do elemento metálico tubular desenvolvido por Manco (2015b) no software “Abaqus”.

#### 3.3.1 Geometria e condições de fronteira

As propriedades geométricas do tubo utilizado encontram-se discriminados na tabela 3-1. O tubo metálico foi considerado encastrado.

Tabela 3-1- Propriedades geométricas do tubo em estudo.

| Geometria do tubo |      |
|-------------------|------|
| Diâmetro (m)      | 1,5  |
| Espessura (m)     | 0,06 |
| Comprimento (m)   | 20   |

### 3.3.2 Propriedades do material

As propriedades do material constituinte do tubo encontram-se resumidas na tabela 3-2.

Tabela 3-2 – Propriedades do material constituinte do tubo.

| Propriedades do material       |      |
|--------------------------------|------|
| Densidade (kg/m <sup>3</sup> ) | 7800 |
| Módulo de elasticidade (GPa)   | 200  |
| Coefficiente de Poisson        | 0,3  |
| Tensão de cedência (MPa)       | 345  |
| Tensão de rotura (MPa)         | 470  |

No software, para além de indicar as propriedades do material, é ainda necessário referir qual a lei do material utilizada. De acordo com a Norsok N-004 (Standards Norway, 2004), quando está em causa o impacto do navio deve ser considerado um comportamento elasto-plástico com endurecimento linear, tal como já foi referido no subcapítulo 2.3.7.

Os parâmetros de caracterização da lei do material, H (fator de rigidez plástica adimensional) e  $\epsilon_{cr}$  (deformação crítica de rutura), são indicados pela norma. São adotados os valores de 0,0034 para H e de 15% para  $\epsilon_{cr}$ . Estes valores são retirados da tabela 3-4 da Norsok N-004 e inseridos no software “Usfos”, que permite a introdução deste tipo de lei de comportamento material.

### 3.3.3 Comparação de resultados

Seguindo as propriedades apresentadas nas tabelas 3-1 e 3-2 foi criado um modelo do tubo metálico no “Sesam GeniE” e depois exportado para o software “Usfos”. O impacto é considerado a meio vão do elemento tubular ( $z=10$  m), sendo que a força foi aplicada segundo a direção x (visualizar figura 3-5), tal como no estudo efetuado por Manco (2015b).

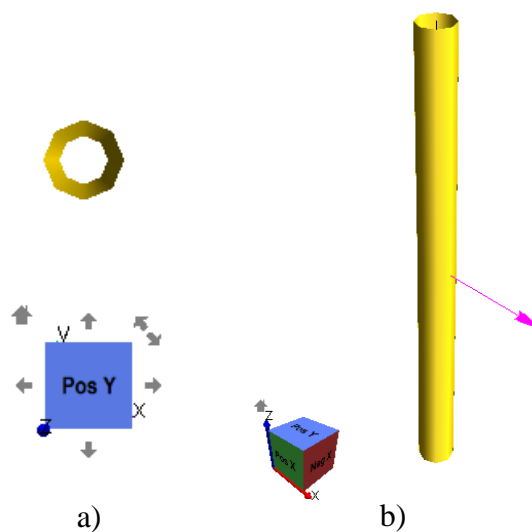


Figura 3-5 – Modelo do tubo no software “Usfos”: a) corte transversal a z; b) uma vista geral do elemento metálico.

Nas condições a especificar no software, considerou-se que a energia de deformação é dissipada no barco e na estrutura. Para o impacto considerado, determinou-se a relação força/indentação do elemento, representada na figura 3-6.

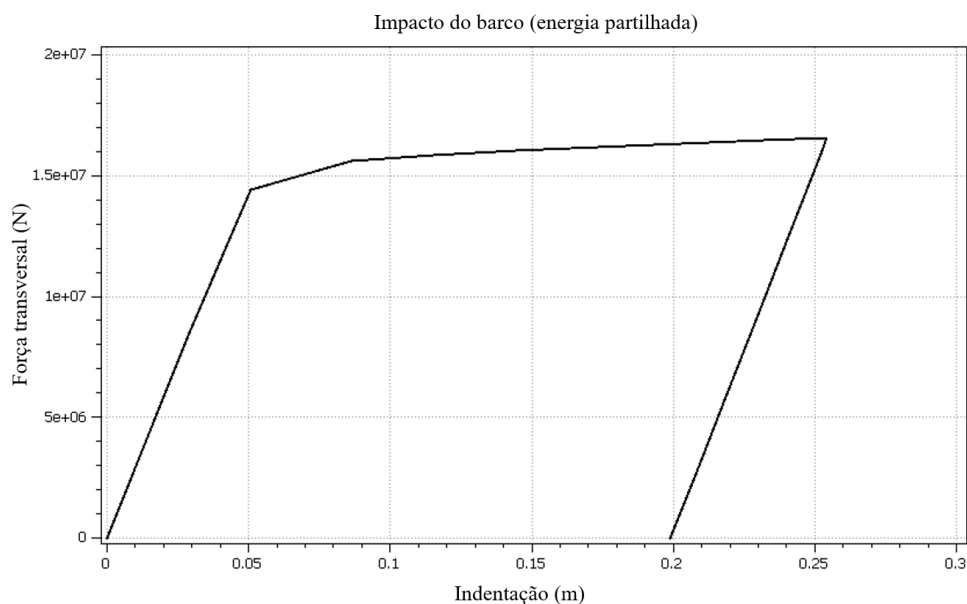


Figura 3-6 – Relação força/indentação para o tubo em aço obtido no “Usfos”.

Como podemos ver pelo gráfico a indentação máxima ocorrida no tubo é de aproximadamente 0,26 m, para uma força resistente de 17 MN.

A compara o de resultados é efetuada com o modelo desenvolvido por Manco (2015b), para as mesmas condi es, conforme apresentado na figura 3-7. O gráfico apresenta diversas curvas, no entanto a linha azul clara (devidamente assinalada na legenda da figura), é aquela que representa os resultados do modelo em estudo. A linha azul clara surge com a seguinte legenda “TF AP0 Ind10 KE10 T6” o que segundo o autor significa: força transversal (TF), com força axial inicial igual a zero (AP0), o indentador com 10% do comprimento do tubo (Ind10), energia de impacto de 10 MJ (KE10) e por último a espessura do tubo de 0,06 m. A indenta o máxima e a força transversal máxima tomam os valores de 0,3 m e 18 MN, respetivamente.

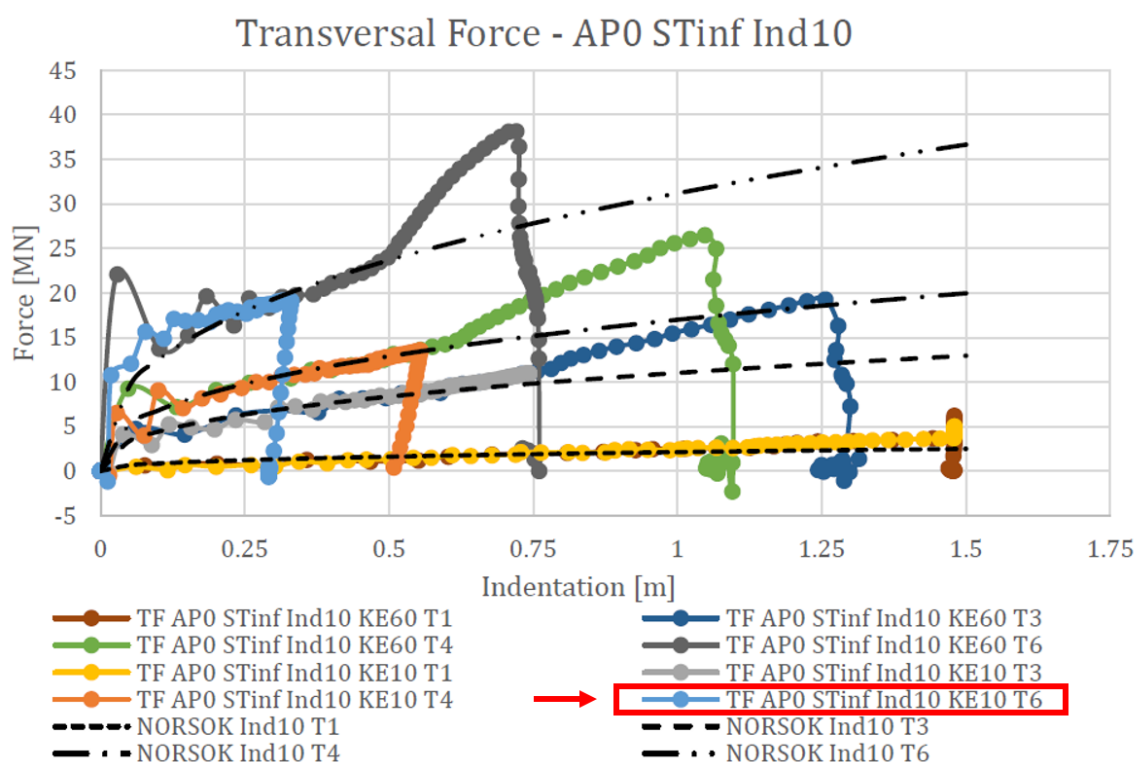


Figura 3-7 – Rela o força/ indenta o retirado de Manco (2015b).

A tabela seguinte apresenta a compara o entre os valores obtidos no estudo de Manco (2015b), e os do presente trabalho (obtidos no “Usfos”), para um tubo de características iguais.

Tabela 3-3 – Comparação de resultados obtidos e respetiva diferença.

|                                  | Comparação de resultados          |                              |               |
|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|---------------|
|                                  | Figura 3-6<br>(presente trabalho) | Figura 3-7<br>(Manco, 2015b) | Diferença (%) |
| Força transversal<br>máxima (MN) | 17                                | 18                           | 5,56          |
| Indentação máxima (m)            | 0,26                              | 0,30                         | 13,33         |

Como podemos ver pela tabela 3-3, em termos de força transversal máxima, a diferença é de 5,56 %. Quanto à indentação máxima, a diferença toma o valor de 13,33 %, o que traduz uma desigualdade aceitável (próximo de 10 %). Esta comparação de resultados permite concluir que o modelo numérico desenvolvido no “Usfos” é válido, podendo efetuar-se as restantes análises.



## **4. CASO DE ESTUDO**

### **4.1 Introdução**

Um dos objetivos principais deste trabalho passa pela avaliação do comportamento de uma jacket, face ao tipo de condição de apoio que possui, sujeito ao impacto de um navio. Para efetuar a análise da resistência ao impacto de um navio e a influência da fundação no comportamento de uma estrutura offshore foram modelados nos softwares “Sesam GeniE” e “Usfos” dois modelos da mesma plataforma.

A estrutura offshore que serve de ponto de partida para este estudo é a plataforma Merluza-1. Num dos modelos considera-se que a estrutura é encastrada na base e no outro considera-se que a estrutura possui estacas na sua fundação. Neste capítulo é apresentada a plataforma Merluza-1, onde se expõem as características geométricas e materiais que constituem os elementos estruturais e as ações aplicadas à estrutura. Estas características e ações são comuns aos dois modelos numéricos desenvolvidos.

O perfil geotécnico do solo é também apresentado, onde é possível visualizar-se as características associadas a cada tipo de solo presente nas diferentes camadas.

Os últimos subcapítulos do “Caso de estudo” são referentes à apresentação dos dois modelos numéricos utilizados. Na apresentação do modelo numérico da jacket encastrada na base é identificada a zona onde ocorre o impacto do navio na estrutura e as energias de impacto testadas. Na apresentação do modelo numérico da jacket com estacas identifica-se a zona onde ocorre o impacto, as energias de impacto e as características geométricas e materiais associadas às estacas. São também explicadas algumas simplificações efetuadas ao nível do perfil geotécnico e a determinação de características de resistência do solo, exigidas pelo software “Usfos”, de forma a realizar a análise numérica contendo as características de fundação.

### **4.2 Descrição do caso de estudo**

O caso de estudo tem como base a plataforma Merluza-1 (PMLZ-1) apresentada nas figura 4-1 e 4-2. Localizada a 180 km da cidade de Santos, na baía de Santos do estado de São Paulo, Brasil. Esta plataforma encontra-se a uma profundidade de cerca de aproximadamente 134 m e

possui uma altura total de 150 m (Rimola, 2010). Encontra-se em funcionamento desde 1993 e é responsável pela captação de gás natural e petróleo. Os materiais captados são depois encaminhados para uma refinaria localizada na cidade de Cubatão (Brasil), através de um gasoduto com aproximadamente 215 Km (Petrobras@, 2018). Trata-se de uma plataforma tipo jacket, em que todos os elementos que a definem são metálicos (Rimola, 2010).



Figura 4-1- Plataforma Merluza-1 (PMLZ-1): convés (Fishing Stories@, 2014).

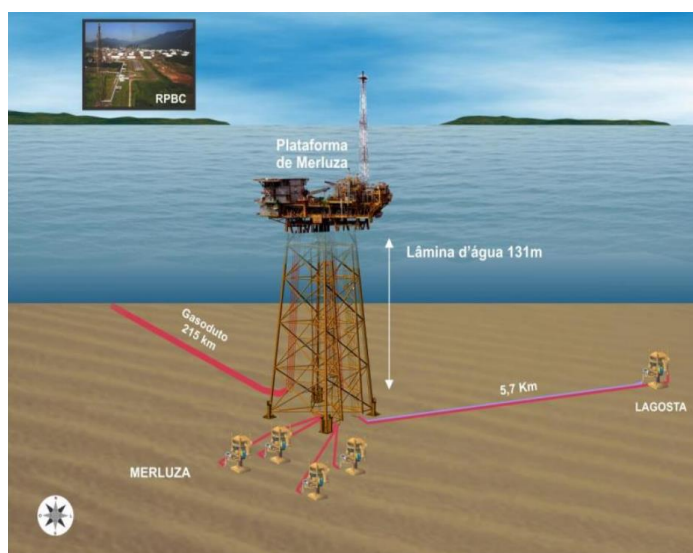


Figura 4-2 - Plataforma Merluza-1 (PMLZ-1): esquema da composição estrutural da plataforma (Petrobras@, 2018).

A estrutura pode dividir-se em três partes: o convés, a jacket (zona treliçada) e as fundações (Oliveira, 2016).

A jacket é constituída por: “legs” principais, “legs” secundárias, contraventamentos, mangas de estacas e “outros” elementos. A figura 4-3 contém a estrutura com os vários tipos de elementos diferenciados por cores.

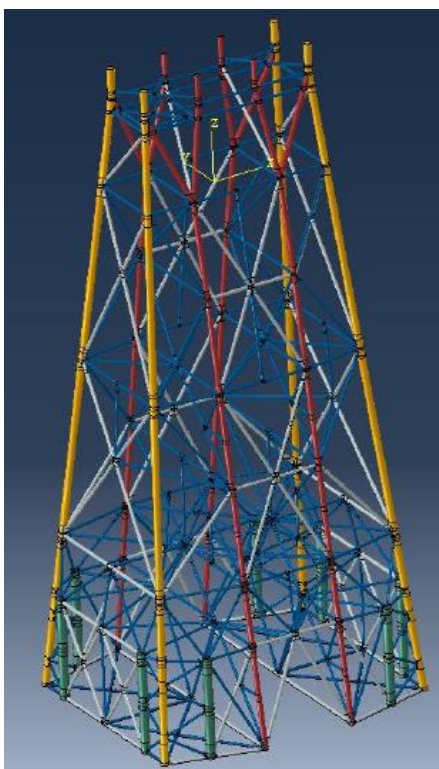


Figura 4-3 – Identificação dos elementos que constituem a jacket (Oliveira, 2016).

Na figura 4-3 podemos identificar: as “legs” principais a amarelo, as “legs” secundárias a vermelho, os contraventamentos a branco, as mangas de estacas a verde e os restantes elementos estruturais a azul.

#### 4.2.1 Características geométricas

A definição do modelo (geometria e características do material) foi efetuada tendo por base o trabalho desenvolvido por Rimola (2010), de referir que foram efetuadas algumas alterações. Essas alterações são mais evidentes na zona treliçada com recurso a elementos tubulares em

vez de seções em I. As alterações efetuadas encontram-se descritas na tabela 4-1, onde D designa o diâmetro externo do elemento. Estas modificações de perfis na zona treliçada seguem o modelo de Oliveira (2016).

Tabela 4-1 – Características dos elementos tubulares usados no modelo.

| Elemento:           | D (m) | Espessura (m) |
|---------------------|-------|---------------|
| “Legs” principais   | 1,676 | 0,032         |
| “Legs” secundárias  | 1,219 | 0,025         |
| Contraventamentos   | 0,800 | 0,025         |
| Mangas de estacas   | 2,134 | 0,055         |
| Restantes elementos | 0,650 | 0,019         |

#### 4.2.2 Características do material

O comportamento do modelo do material adotado para os elementos metálicos constituintes da jacket já foi apresentado no subcapítulo 2.3.7. Assume-se uma lei material elasto-plástico com endurecimento linear. Os parâmetros de caracterização da lei do material, H (fator de rigidez plástica adimensional) e  $\epsilon_{cr}$  (deformação crítica de rutura), dependem do tipo de aço. Assim utilizam-se os valores de 0,0034 para H e de 15% para  $\epsilon_{cr}$ . A tabela 4-2 apresenta o resumo das propriedades do material.

Tabela 4-2 - Propriedades do material dos elementos tubulares da jacket.

| Propriedades do material: aço S355 |      |
|------------------------------------|------|
| Densidade (kg/m <sup>3</sup> )     | 7850 |
| Módulo de elasticidade (GPa)       | 205  |
| Coefficiente de Poisson            | 0,3  |
| Tensão de cedência (MPa)           | 315  |
| Tensão de rotura (MPa)             | 400  |

#### 4.3 Perfil geotécnico do solo

Para efetuar a caracterização do solo recorreu-se aos dados apresentados em Rimola (2010). Este autor apresenta um perfil geotécnico do solo de acordo com os resultados obtidos a partir de três sondagens efetuadas no campo de Merluza. O perfil geotécnico é descrito na tabela 4.3, onde se apresenta o tipo de solo, os parâmetros de resistência e a profundidade a que se

encontram várias camadas. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados em laboratório (Rimola, 2010).

Tabela 4-3 – Descrição do perfil geotécnico do solo.

| Camada | Profundidade (m) | Descrição das camadas | Parâmetros de resistência                    |
|--------|------------------|-----------------------|--|
| 1      | 6,09             | Areia média           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 9$   |
|        |                  |                       | $\Phi \text{ (graus)} = 30$                  |
| 2      | 18,28            | Argila rija           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8$   |
|        |                  |                       | $c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 70,75$        |
| 3      | 21,94            | Areia fina            | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8,9$ |
|        |                  |                       | $\Phi \text{ (graus)} = 30$                  |
| 4      | 24,99            | Argila média          | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8$   |
|        |                  |                       | $c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 80,90$        |
| 5      | 34,13            | Areia média           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8,9$ |
|        |                  |                       | $\Phi \text{ (graus)} = 35$                  |
| 6      | 42,97            | Areia fina            | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8,9$ |
|        |                  |                       | $\Phi \text{ (graus)} = 25$                  |
| 7      | 54,86            | Argila rija           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8$   |
|        |                  |                       | $c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 113,55$       |
| 8      | 67,05            | Argila rija           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8$   |
|        |                  |                       | $c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 138,75$       |
| 9      | 79,24            | Argila rija           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8$   |
|        |                  |                       | $c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 164,20$       |
| 10     | 103              | Argila rija           | $\gamma_{sub} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8$   |
|        |                  |                       | $c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 192,05$       |

Quanto aos parâmetros associados ao solo, são apresentados: “ $\gamma_{sub}$ ” que representa o peso específico submerso ( $\text{kN/m}^3$ ), “ $c_u$ ” a coesão não drenada ( $\text{kN/m}^2$ ) e “ $\phi$ ” o ângulo de atrito (graus). O perfil geotécnico apresentado é composto por 10 camadas, constituídas por areia ou argila. As primeiras 5 camadas resultam na intercalação de areia e argila. A sexta camada é composta por areia e as últimas 4 camadas são constituídas apenas por argila. As areias presentes nestes substratos são finas e médias, as argilas são sempre classificadas como rijas.

#### 4.4 Modelo numérico

##### 4.4.1 Jacket encastrada na base

Em termos da construção do modelo, foi desenvolvido no software “Sesam GeniE”, uma jacket partindo do modelo apresentado por Rimola (2010). Posteriormente o modelo foi transferido

para o “Usfos”, onde se desenvolve a componente da análise do impacto do barco. De referir que neste trabalho apenas se modela a zona treliçada, sendo que a existência do convés é simulada apenas com a massa equivalente e barras de modo a simular a rigidez. Para tal são considerados “point masses”, onde se consegue simular as acções permanentes e variáveis (o peso próprio do convés e das instalações técnicas). Este peso é distribuído igualmente pelas 8 “legs” principais existentes na jacket. Em cada “leg” principal foi colocado um “point masses” com 2191 ton, como apresentado na figura 4-4.

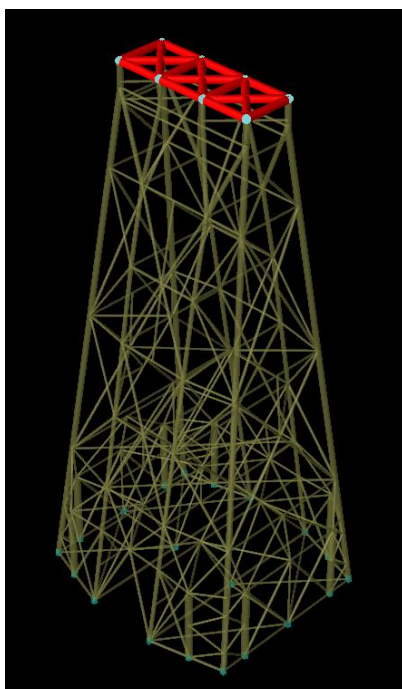


Figura 4-4 – Modelo desenvolvido da jacket no software “Sesam GeniE”: a vermelho surgem as barras constituídas por material sem densidade e os pontos azuis, na zona superior, identificam as “point masses”.

A figura 4-5 apresenta o modelo da jacket no software *Usfos*, onde é possível identificar-se o tubo que é sujeito ao impacto do navio. Como se pode observar pela figura 4-5, o impacto dá-se numa “leg” principal, situada numa zona característica de circulação de barcos. O ponto de aplicação da força de impacto é a meio vão do elemento tubular e coincidente com a direção x. São testadas duas energias de impacto, 10 MJ e de 50 MJ. O valor de 10 MJ é indicado pela Norsok N-004, como a energia de referência que deve ser testada. O valor de 50 MJ surge como valor proposto por Yu e Amadahl (2018) para energia de impacto, a qual se prevê constar na próxima versão da norma “Norsok standard N-004” (Standards Norway, 2004).

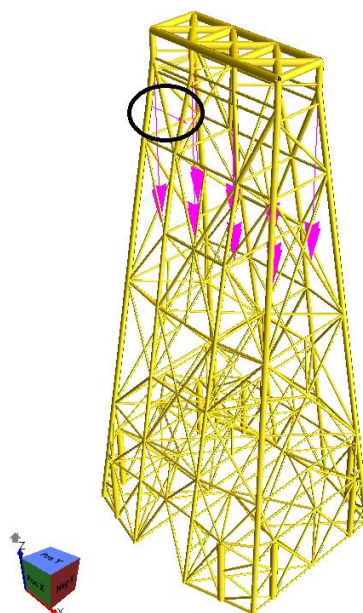


Figura 4-5 – Modelo da jacket encastrada na base no software *Usfos*, com a identificação da zona de impacto.

A tabela 4-4 apresenta as características geométricas do elemento tubular onde é realizado o impacto.

Tabela 4-4 – Propriedades geométricas do tubo constituinte da jacket onde ocorre o impacto.

| Geometria do tubo |       |
|-------------------|-------|
| Diâmetro (m)      | 1,676 |
| Espessura (m)     | 0,032 |
| Comprimento (m)   | 18,5  |

#### 4.4.2 Jacket com estacas

Este modelo é em tudo idêntico ao anterior, a única diferença é que este possui uma fundação constituída por estacas, ao invés de ser considerado encastrado na base. Também este modelo foi desenvolvido no “Sesam GeniE”, com a introdução da simulação do convés e posteriormente exportado para “Usfos”, onde se efetuou a análise do impacto do barco com as duas energias (10 MJ e 50 MJ). Em comparação com o primeiro modelo analisado apresentado, este é aquele que representa a situação mais real. As fundações são compostas por um sistema de estacas tubulares, conforme representa a figura 4-6.

---

As propriedades das estacas (geométricas e materiais) são definidas de acordo com o modelo de Rimola (2010). Os perfis tubulares que constituem as estacas são em aço S355, sendo que desta forma as características do material se encontram apresentadas na tabela 4-2. As propriedades geométricas das estacas encontram-se na tabela 4-5. As estacas mantêm a mesma secção ao longo de todo o seu comprimento e desenvolvem-se até aos 96 m de profundidade (Rimola, 2010).

Tabela 4-5 - Propriedades geométricas do elemento tubular que constitui as estacas.

| Geometria das estacas |       |
|-----------------------|-------|
| Diâmetro (m)          | 2,134 |
| Espessura (m)         | 0,055 |

A figura 4-6 apresenta o modelo da jacket no “Usfos”, onde é possível visualizar-se a jacket com as estacas. Como podemos observar na figura 4-6 ao longo das estacas surgem discos, inseridos pelo “Usfos”, que pretendem representar as características geotécnicas das diferentes camadas de solo existentes no substrato. O tamanho do disco reflete a resistência relativa do solo, a qual é determinada em função dos parâmetros inseridos na função “API\_SOIL”, apresentada anteriormente. A resistência de cada camada de solo é determinada pelo software com base nas curvas P-Y e T-Z, as quais são desenvolvidas automaticamente pelo “Usfos”. A curva P-Y traduz a resistência lateral da estaca e a curva T-Z representa a resistência ao corte da estaca. Estas curvas são desenvolvidas a partir da função “API\_SOIL” (Usfos User’s Manual, 2015b).



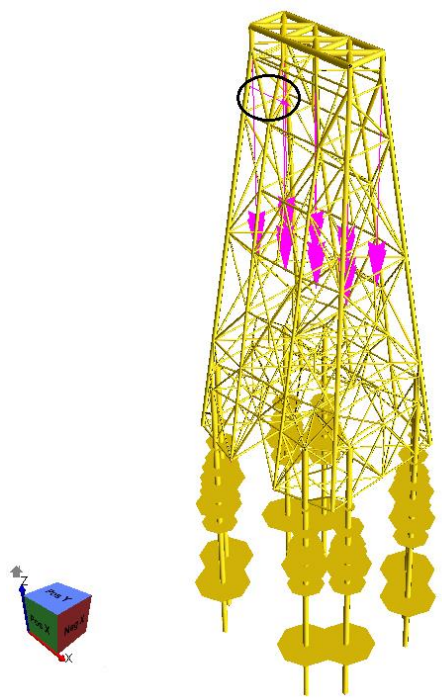


Figura 4-6 - Modelo da jacket com estacas no software *Usfos*, com a identificação da zona de impacto, das forças resultantes das “point masses” e a fundação.

A introdução das camadas do solo no “Usfos” torna-se uma tarefa morosa. A cada camada estão associadas várias funções, referidas no subcapítulo 3.2.2, as quais têm de ser inseridas manualmente. De forma a simplificar a programação destas funções, as últimas 4 camadas de argila rija (tabela 4-3), foram consideradas apenas numa (camada 7). As propriedades geotécnicas desta camada equivalente de argila rija (camada 7), que se estende 42,97 aos 103 m de profundidade, foram determinadas realizando uma média ponderada com os parâmetros de resistência das 4 camadas que lhe deram origem. Na tabela 4-6 apresenta-se um resumo das propriedades geotécnicas associadas a cada uma das camadas, inclusivamente da camada 7.

Tabela 4-6 – Propriedades do solo utilizadas na determinação dos parâmetros a introduzir no software para a definição da fundação.

| Camada | Profundidade (m) | Tipo de solo | Características do solo                   |        |
|--------|------------------|--------------|---|--------|
|        |                  |              | $\gamma_{sub}$ (KN/m <sup>3</sup> )       |        |
| 1      | 6,09             | Areia média  | $\Phi$ (graus)                            | 9      |
| 2      | 18,28            | Argila rija  | $\gamma_{sub}$ (KN/m <sup>3</sup> )       | 8      |
|        |                  |              | $c_u$ (KN/m <sup>2</sup> )                | 70,75  |
| 3      | 21,94            | Areia fina   | $\gamma_{sub}$ (KN/m <sup>3</sup> )       | 8,9    |
|        |                  |              | $\Phi$ (graus)                            | 30     |
| 4      | 24,99            | Argila média | $\gamma_{sub}$ (KN/m <sup>3</sup> )       | 8      |
|        |                  |              | $c_u$ (KN/m <sup>2</sup> )                | 80,9   |
| 5      | 34,13            | Areia média  | $\gamma_{sub}$ (KN/m <sup>3</sup> )       | 8,9    |
|        |                  |              | $\Phi$ (graus)                            | 35     |
| 6      | 42,97            | Areia fina   | $\gamma_{sub}$ (KN/m <sup>3</sup> )       | 8,9    |
|        |                  |              | $\Phi$ (graus)                            | 25     |
| 7      | 103,00           | Argila rija  | $\gamma_{sub}$ médio (KN/m <sup>3</sup> ) | 8      |
|        |                  |              | $c_u$ médio (KN/m <sup>2</sup> )          | 160,02 |

O software exige a introdução e o cálculo de alguns parâmetros do solo que não constam da caracterização apresentada acima, de forma a desenvolver as curvas P-Y e T-Z.

Para a caracterização completa das argilas o software solicita a introdução de mais quatro parâmetros. O primeiro parâmetro a ser determinada é o  $\epsilon_{50}$ , que define a deformação que ocorre num teste laboratorial de compressão não drenada quando se atinge 50% da tensão máxima  $\epsilon_{50}$ . O parâmetro “J” define um coeficiente experimental. O “TResF” representa o rácio residual de adesão solo/estaca. Por fim o “ $Q_p$ Lim” que representa resistência unitária de ponta da estaca.

A primeira constante a ser determinada é a  $\epsilon_{50}$ , a qual é definida de acordo com o valor da coesão não drenada da argila ( $c_u$ ). Este parâmetro é determinado partindo da tabela 4-7.

Tabela 4-7 - Tabela consultada para a determinação de  $\epsilon_{50}$ , em função de  $c_u$  (Find A Pile@, 2013).

| $c_u$ (coesão não drenada KN/m <sup>2</sup> ) | $\epsilon_{50}$ |
|---|-----------------|
| < 12  | 0,02            |
| 12 - 24                                       | 0,02            |
| 24 - 48                                       | 0,01            |
| 48 - 96                                       | 0,006           |
| 96 - 192                                      | 0,005           |
| > 192   | 0,004           |

Quanto a “J”, segundo o manual do software (Usfos User’s Manual, 2015b), este parâmetro pode ser considerado igual 0,25 para todas as argilas que não constituam o solo do Golfo do México.

O valor de “TResF” é retirado do manual “API Recommended Practice 2A-WSD” (American Petroleum Institute, 2000). Este manual é da “American Petroleum Institute” (API) e contém regras para o planejamento, dimensionamento e construção de plataformas offshore fixas. De acordo com “API Recommended Practice 2A-WSD”, para argilas este parâmetro pode tomar valores compreendidos no intervalo de 0,7-0,9. Foi adotado o valor intermédio de 0,8 para o parâmetro “TResF”.

A constante “ $Q_pLim$ ”, que define a resistência unitária de ponta da estaca, é usualmente denominada por “ $q_b$ ”, a qual é determinada de acordo com a seguinte equação (segundo o formulário da disciplina de Fundações do ano letivo 2014/2015).

$$q_b = 9c_u + q \quad (4.1)$$

Como podemos ver pela equação (4.1), “ $q_b$ ” depende da coesão não drenada ( $c_u$ ) e da tensão total vertical “ $q$ ”. O valor de  $c_u$  associada a cada camada de argila está presente na tabela 4-6. A tensão “ $q$ ” resulta da multiplicação do peso volúmico saturado do solo pela espessura da camada.

A tabela seguinte apresenta um resumo dos quatro parâmetros desenvolvidos anteriormente, associados a cada uma das camadas de argila.

Tabela 4-8 – Resumo dos parâmetros calculados para introdução no “Usfos”, associados às camadas de argila.

| Camada: | $\varepsilon_{50}$ | J    | TResF | q (KPa)  | $Q_p\text{Lim} = q_b$ (N/m <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------|------|-------|----------|---|
| 2       | 0,006              | 0,25 | 0,8   | 335,13   | 971880                                    |
| 4       | 0,006              | 0,25 | 0,8   | 459,204  | 1187304                                   |
| 7       | 0,005              | 0,25 | 0,8   | 1879,566 | 3319772,597                               |

Para a caracterização completa das areias o software solicita a introdução de mais três parâmetros. O ângulo de atrito solo/fuste “ $\delta$ ”, o fator de capacidade de carga “ $N_q$ ” e “ $Q_p\text{Lim}$ ”.

Quanto aos parâmetros associados às camadas de areia, o primeiro a ser calculado trata-se do ângulo de atrito solo/fuste (“ $\delta$ ”). Este ângulo pode ser determinado de acordo com a relação ( $\delta/\Phi$ ) indicada por Kulhawy *et al* (1983), presente na tabela 4-9.

Tabela 4-9 - Relação  $\delta/\Phi$  indicada por Kulhawy *et al* (1983), com destaque para a relação relativa a interface areia/aço liso.

| Interface                           | $\delta/\Phi$ |
|-------------------------------------|---------------|
| Areia/betão rugoso (estaca moldada) | 1             |
| Areia/betão liso (estaca cravada)   | 0,8 a 1       |
| Areia/aço rugoso (aço corrugado)    | 0,7 a 0,9     |
| Areia/aço liso                      | 0,5 a 0,7     |
| Areia/madeira                       | 0,8 a 0,9     |

Tratando-se de uma interface areia/aço liso optou-se por considerar que o valor da relação ( $\delta/\Phi$ ) seria igual a 0,6 (valor intermédio). Quanto ao valor de  $\Phi$  associado a cada camada de areia este deve consultado na tabela 4-6.

Para obter o valor de “ $N_q$ ” foi consultado Borges *et al* (2016), que contém valores para este parâmetro de acordo com método de solos coesivos, apresentado pela API. Os valores de “ $N_q$ ”, fator adimensional, devem estar compreendidos entre 8-50. O valor de “ $N_q$ ” pode ser estimado de acordo com o ângulo  $\delta$  (em graus), tal como podemos ver pela tabela 4-10.

Tabela 4-10 – Tabela com valor de “ $N_q$ ” de acordo com o ângulo  $\delta$  (Borges *et al*, 2016).

| $\delta$ (ângulo de atrito solo/ fuste) | $N_q$ |
|---|-------|
| 15°                                     | 8     |
| 20°                                     | 12    |
| 25°                                     | 20    |
| 30°                                     | 40    |
| 35°                                     | 50    |

Por último resta determinar o “ $Q_{pLim}$ ” ou “ $q_b$ ” (resistência unitária de ponta da estaca). Para as areias “ $q_b$ ” deve ser determinado seguindo a equação (4.2) (de acordo com o formulário da disciplina de Fundações do ano letivo 2014/2015).

$$q_b = q * N_q \quad (4.2)$$

As constantes envolvidas na determinação de “ $q_b$ ” já foram anteriormente explicadas. A tabela 4-11 apresenta o resumo dos parâmetros “ $\delta$ ”, “ $N_q$ ” e “ $Q_{pLim}$ ”, associados a cada uma das camadas de areia, os quais foram introduzidos no programa.

Tabela 4-11 - Resumo dos parâmetros calculados para introdução no “Usfos”, associados às camadas de areia.

| Camada: | $\delta$ (graus) | $N_q$ | $q$ (KPa) | $Q_{pLim}$ (N/m <sup>2</sup> ) = $q_b$ |
|---------|------------------|-------|-----------|--|
| 1       | 18               | 10,4  | 54,81     | 570024                                 |
| 3       | 18               | 10,4  | 184,904   | 1923001,6                              |
| 5       | 21               | 13,6  | 290,65    | 3952840                                |
| 6       | 15               | 8     | 369,326   | 2954608                                |

## 5. COLISÃO DE UM NAVIO NA ESTRUTURA

### 5.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se a avaliação da resistência do elemento sujeito ao impacto de acordo com as normas. De acordo com DNV-RP-C204 (2010), a avaliação da resistência do elemento sujeito ao impacto deve ser realizada considerando que o tubo se encontra isolado da estrutura. É apresentado o cálculo dos parâmetros envolvidos na resistência do tubo e é realizada a classificação da secção transversal, conforme o Eurocódigo 3 Parte 1-1 (EN 1993-1-1) (CEN, 2005).

Com a introdução dos dois modelos numéricos (jacket encastrada e com estacas) no software “Usfos”, são realizadas simulações do impacto de um navio na estrutura. O impacto do navio é inserido no programa partindo da definição da energia de impacto. Assim foram efetuadas duas análises por cada modelo numérico apresentado, uma com energia de impacto de 10 MJ e outra com 50 MJ. A energia de impacto de 10 MJ segue as indicações normativas, a qual pretende simular o choque de um barco com massa de 5000 ton a uma velocidade de 2 m/s. Quanto ao valor de 50 MJ, este surge como já foi referido anteriormente, devido há possibilidade exposta por Yu e Amadahl (2018) de ser o novo valor preconizado pela nova versão da norma. Neste estudo comparativo, entre as duas energias, pretende-se perceber o comportamento que o elemento/estrutura desenvolvem quando sujeito a energias de impacto diferentes, nomeadamente avaliar a sua resistência ao valor de 50 MJ. A análise de resultados é efetuada partindo dos gráficos obtidos no “Usfos”. São extraídos 4 gráficos para cada modelo numérico da jacket: força transversal aplicada/indentação para energias de impacto de 10 e 50 MJ; força lateral aplicada/deslocamento do ponto central no topo da estrutura para energias de impacto de 10 e 50 MJ.

Após o estudo de resultados dentro do mesmo modelo com diferentes energias, é realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos para a jacket encastrada e a jacket com estacas. Esta comparação é efetuada com base nos gráficos anteriormente referidos, com o objetivo de analisar a influência do tipo de fundação no comportamento do elemento/estrutura quando é sujeito ao impacto do navio.

## 5.2 Análise do impacto no elemento de acordo com as normas

Neste subcapítulo realiza-se a avaliação da resistência do tubo de acordo com as normas (Standards Norway, 2004 e Standards Norway, 2007). Inicialmente efetuasse a classificação da secção transversal tendo por base a EN 1993-1-1 (CEN, 2005). Para secções tubulares esta norma indica que a classificação da secção transversal deve ser feita relacionando o quociente  $d/t$  com o valor do parâmetro  $\varepsilon$ . O parâmetro  $\varepsilon$  é obtido partindo da equação (5.1) em que  $f_y$  designa a tensão de cedência e toma o valor de 315 MPa.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{315}} = 0,864 \quad (5.1)$$

Assim de seguida apresenta-se a tabela com parâmetros geométricos e coeficiente envolvidos na classificação da secção transversal.

Tabela 5-1 – Valores dos parâmetros necessários para a classificação da secção transversal.

|               |       |
|---------------|-------|
| d (m)         | 1,676 |
| t (m)         | 0,032 |
| $\varepsilon$ | 0,864 |

A classificação preconizada pela norma é efetuada seguindo os cálculos apresentados na tabela 5-2.

Tabela 5-2 – Relações máximas comprimento-espessura para a classificação de secções transversais tubulares apresentadas pela EN 1993-1-1 (CEN, 2005).

|           |                            |
|-----------|----------------------------|
| Classe 1: | $d/t \leq 50\varepsilon^2$ |
| Classe 2: | $d/t \leq 70\varepsilon^2$ |
| Classe 3: | $d/t \leq 90\varepsilon^2$ |

Para o elemento em questão pode-se referir que a secção transversal é de classe 3, uma vez que verifica a seguinte condição:  $d/t \leq 90\varepsilon^2$ .

Diversos autores apresentam propostas para a verificação do critério de compacidade do elemento tubular durante a deformação (Yu, Z. e Amdahl, J., 2018). Um deles tratasse de Sherman (1986), que apresenta as condições apresentadas na equação 5.2 para a conservação a capacidade de flexão durante a deformação, baseada em testes experimentais. Como se pode verificar, estas condições não são verificadas.

$$\frac{D}{t} \leq 35 \text{ e } \frac{L}{D} \leq 22 \rightarrow \frac{1676}{32} = 52,38 \text{ e } \frac{18,42}{32 * 10^{-3}} = 575,63 \quad (5.2)$$

American Petroleum Institute (2000), apresenta a condição presente na equação 5.3 para o limite de capacidade plástica de rotação. Como se pode verificar, como valor de D/t igual 52,38, a condição não é verificada, logo a capacidade de rotação plástica é limitada.

$$\frac{900}{f_y} \leq \frac{D}{t} \leq \frac{15200}{f_y} \rightarrow \frac{900}{f_y} = 26,08 \text{ e } \frac{15200}{f_y} = 44,06 \quad (5.3)$$

Standards Norway (2004) e DNV-RP-C204 (2010) apresentam a equação (2.3) como critério de compacidade, equivalente à equação 5.4. O cumprimento desta equação evita um “local denting” excessivo no elemento, antes da formação do mecanismo plástico de três rótulas. Esta condição não é cumprida.

$$\frac{R_0}{R_c} < 6 \rightarrow \frac{5,34}{0,658} = 8,11 \quad (5.4)$$

O critério apresentado por Cerik *et al* (2016) baseia-se na avaliação do comportamento do tubo ao impacto do navio. Este critério foi desenvolvido tendo por base um conjunto de testes experimentais e simulações do impacto do navio em elementos tubulares. A classificação do impacto é efetuada segundo quatro modos de resposta do tubo, com base na relação  $R_0/R_c$ . Para o modo 1 os autores apresentam a relação  $R_0/R_c < 6,5$ , resultando numa a resposta do elemento ao impacto dominada pela flexão. No entanto esta relação não se verifica, pois  $R_0/R_c = 8,11$ . O modo 2 apresenta a seguinte relação:  $6,5 \leq R_0/R_c \leq 10$ . O segundo modo é assim verificado (6,5



$\leq R_0/R_c = 8,11 \leq 10$ ), conduzindo a uma resposta caracterizada pelo “local denting” e pela flexão do elemento. Neste caso o “local denting” termina logo após a ocorrência do colapso plástico.

Yu, Z. e Amdahl, J. (2018) apresentam um gráfico, apresentado na figura 5-1, que possui a variação do rácio de transição de indentação para flexão global em função das relações L/D e D/t.

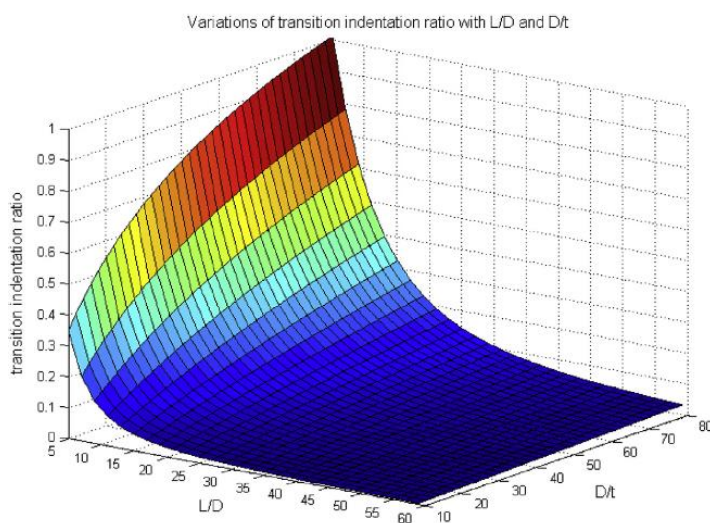


Figura 5-1 – Variação do rácio de indentação de transição (Yu, Z. e Amdahl, J., 2018).

Com base no gráfico e nos valores de  $L/D=10,99$  e  $D/t= 52,375$ , verifica-se que a passagem do “local denting” para a flexão de elemento é efetuada de forma brusca.

Para a determinação da resistência do elemento tubular ao impacto seguiram-se as indicações preconizadas na norma “Norsok standard N-004” (Standards Norway, 2004) e na DNV (DNV-RP-C204, 2010). A determinação da resistência do tubo inicia-se com o cálculo da rigidez “ $k_{node}$ ”, que consiste na rigidez axial de cada nó extremo do tubo. Assim foi inserida a estrutura no software de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016”, onde foi retirado o elemento tubular em estudo, e inserido cargas unitárias no sentido axial nos nós extremos. Na figura 5-2 é visível a inserção dessas cargas unitárias nos nós extremos do elemento removido e ainda a numeração dos nós em estudo.

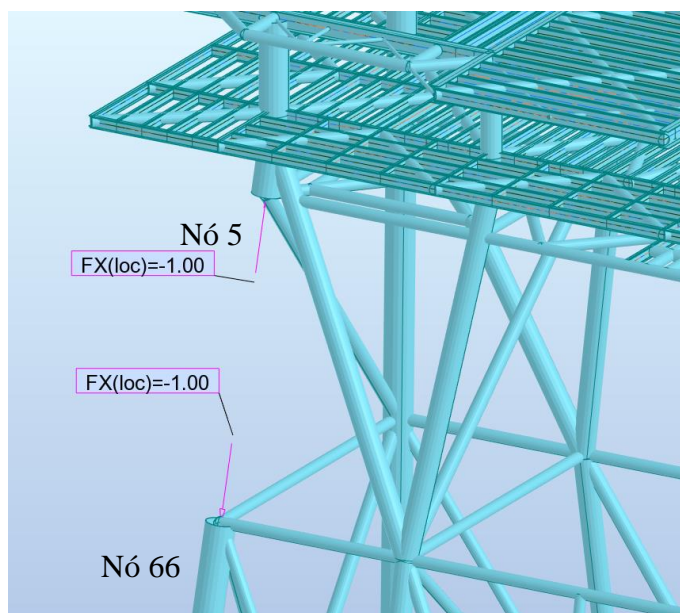


Figura 5-2 – Jacket inserida no software “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016”, com o elemento tubular em estudo retirado.

Partindo das potencialidades do software foi determinado o deslocamento axial sofrido por cada nó e calculada a rigidez associada a cada um deles. A tabela 5-3 apresenta o resumo de cálculo e os resultados obtidos para  $k_{node}$  associado a cada nó.

Tabela 5-3 – Determinação do  $k_{node}$  de cada nó, partindo do deslocamento axial e da força aplicada axial unitária.

|       | Deslocamento axial (m) | $F_{axial}$ aplicada (KN) | $k_{node}$ (KN/m) |
|-------|------------------------|---------------------------|-------------------|
| Nó 5  | 0,00059                | 1                         | 1694,92           |
| Nó 66 | 0,00036                |                           | 2777,78           |

Nesta metodologia simplificada de cálculo a rigidez desigual em cada nó ( $k_{node5} \neq k_{node66}$ ) pode ser representada por duas molas iguais, de rigidez  $K_{node}$ , obtida pela equação (5.5).

$$K_{node} = 2 \left( \frac{1}{k_{node\ 5}} + \frac{1}{k_{node\ 66}} \right)^{-1} = 2 \left( \frac{1}{1694,92} + \frac{1}{2777,78} \right)^{-1} = 2105,06\ kN/m \quad (5.5)$$

O passo seguinte consiste no cálculo da rigidez axial do elemento tubular ( $k_{axial}$ ), sendo que esta é determinada seguindo a formulação dada na equação (5.6). Os dados relativos a este cálculo, bem como o resultado obtido para a rigidez axial apresentam-se na tabela 5-4.

$$k_{axial} = \frac{2EA}{l} \quad (5.6)$$

Tabela 5-4 – Dados necessários e resultado obtido na determinação da rigidez axial do elemento tubular.

|                     |            |
|---------------------|------------|
| E (KPa)             | 205000000  |
| d (m)               | 1,676      |
| t (m)               | 0,032      |
| A (m <sup>2</sup> ) | 0,168      |
| l (m)               | 18,49      |
| $K_{axial}$ (KN/m)  | 3736119,95 |

Com o conhecimento do  $K_{node}$  e do  $k_{axial}$  é então possível calcular a rigidez efetiva das molas (K) que surgem nos extremos do tubo, partindo da equação (2.6), apresentada anteriormente. Assim obteve-se para K o valor de 2104,08 KN/m.

A determinação da rigidez adimensional (“c”) é o próximo cálculo a efetuar-se. De acordo com a DNV (DNV-RP-C204, 2010) esta rigidez deve ser calculada seguindo a equação (5.7). Os resultados para rigidez adimensional encontram-se na tabela 5-5.

$$c = \frac{4c_1 K w_c^2}{f_y A l} = \frac{2Kd}{f_y \pi t l} \quad (5.7)$$

Tabela 5-5 – Resultado obtido e alguns dos dados necessários para a determinação da rigidez adimensional.

|             |         |
|-------------|---------|
| K (KN/m)    | 2104,08 |
| $f_y$ (KPa) | 315000  |
| d (m)       | 1,676   |
| t (m)       | 0,032   |
| l (m)       | 18,49   |
| c           | 0,012   |

A resistência plástica do elemento à flexão (“R<sub>0</sub>”) é calculada seguindo a equação (2.2). Admitiu-se que o tubo se encontra encastrado nas extremidades e desta forma a constante “c<sub>1</sub>” toma o valor de 2. Quanto ao momento plástico (“M<sub>p</sub>”) segue-se a formulação apresentada no exemplo da DNV, que pode ser observada na equação (5.8).

$$M_p = f_y * (d - t)^2 * t \quad (5.8)$$

Seguindo então a equação (2.2) e tendo conhecimento das constantes envolvidas no cálculo, obteve-se para “R<sub>0</sub>” o valor de 11787,38 KN.

De seguida apresentam-se os cálculos para a definição da deformação adimensional ( $\bar{w} = w/d_c$ ), a qual é determinada a equação (5.9).

$$\frac{w}{d_c} = \frac{c_1}{2c_f} * \left( \sqrt{1 + \frac{4c_w c_f \varepsilon_{cr}}{c_1}} - 1 \right) \quad (5.9)$$

Para a aplicação da equação (5.9) é necessário determinar os seguintes parâmetros: “c<sub>w</sub>”, “c<sub>1p</sub>” e “c<sub>f</sub>”, que representam fator deslocamento, fator do comprimento da zona plástica e fator da flexibilidade axial, respetivamente.

$$c_w = \frac{1}{c_1} \left( c_{1p} \left( 1 - \frac{1}{3} c_{1p} \right) + 4 \left( 1 - \frac{W}{W_P} \right) \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}} \right) \left( \frac{kl}{d_c} \right)^2 \quad (5.10)$$

$$c_{1p} = \frac{\left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_y} - 1 \right) \frac{W}{W_P} H}{\left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_y} - 1 \right) \frac{W}{W_P} H + 1} \quad (5.11)$$

$$c_f = \left( \frac{\sqrt{c}}{1 + \sqrt{c}} \right)^2 \quad (5.12)$$

Os valores das constantes “c”, “c<sub>l</sub>”, “ε<sub>cr</sub>” e “H”, já foram anteriormente justificados. Quanto a ε<sub>y</sub> este é igual a f<sub>y</sub>/E, a relação w/w<sub>p</sub> para seções circulares é igual a π/4, k toma o valor de 0,5 pois o impacto ocorre a meio vão do elemento e d<sub>c</sub> toma o valor do diâmetro do tubo, uma vez que se trata de uma secção circular (DNV-RP-C204, 2010). Os valores das constantes descritas anteriormente encontram-se resumidos na tabela 5-6.

Tabela 5-6 – Resumo dos valores das constantes envolvidas no cálculo dos parâmetros “c<sub>w</sub>”, “c<sub>lp</sub>” e “c<sub>f</sub>”.

|                    |        |
|--------------------|--------|
| ε <sub>cr</sub>    | 0,15   |
| ε <sub>y</sub>     | 0,0015 |
| w/w <sub>p</sub>   | π/4    |
| H                  | 0,0034 |
| d <sub>c</sub> (m) | 1,676  |
| k                  | 0,5    |
| k*l/d <sub>c</sub> | 5,5161 |

A tabela 5-7 apresenta o resumo de cálculo dos fatores “c<sub>w</sub>”, “c<sub>lp</sub>” e “c<sub>f</sub>”, da deformação adimensional (w/d<sub>c</sub>) e ainda a estimativa da deformação sofrida pelo tubo (“w”).

Tabela 5-7 - Resumo de cálculo dos fatores “c<sub>w</sub>”, “c<sub>lp</sub>” e “c<sub>f</sub>”, da deformação adimensional (w/d<sub>c</sub>) e estimativa da deformação sofrida pelo tubo (“w”).

|                  |       |
|------------------|-------|
| c <sub>lp</sub>  | 0,205 |
| c <sub>f</sub>   | 0,010 |
| c <sub>w</sub>   | 3,041 |
| w/d <sub>c</sub> | 0,455 |
| w (m)            | 0,763 |

Por fim resta a determinação da resistência do elemento tubular (“R”), a qual é obtida partindo do ábaco presente na figura A.3-7 da “Norsok N-004” (Standards Norway, 2004) e apresentada neste trabalho na figura 2-9, o qual considera o desenvolvimento dos efeitos de flexão e de membrana. Tendo o valor da rigidez adimensional “c” referido na equação 5-7 e da deformação adimensional “w”, conclui-se que a relação R/R<sub>0</sub>=1, logo a resistência do elemento tubular toma o valor de 11787,38 KN.

## 5.3 Análise do impacto na jacket encastrada na base

### 5.3.1 Introdução

Neste subcapítulo analisa-se os efeitos do impacto no elemento tubular e na jacket utilizando o “Usfos” para o modelo da jacket encastrada na base. Para tal inicia-se a análise recorrendo à jacket encastrada na base. São apresentados gráficos que visam dar uma maior visibilidade do comportamento da estrutura, nomeadamente: a força lateral versus indentação no elemento impactado e a força lateral versus deslocamento que ocorre no topo da estrutura. No fim da análise de cada gráfico, os resultados obtidos para o caso da energia de impacto de 10 MJ e 50 MJ, são comparados.

### 5.3.2 Força transversal no elemento versus indentação no elemento

O primeiro gráfico a analisar tratasse da curva que descreve a relação força transversal no elemento (N) aplicada no ponto de impacto versus indentação no elemento (m) para a jacket encastrada na base. A indentação é medida no ponto em que ocorre o impacto, isto é, a meio vão do elemento. O gráfico correspondente a uma energia de impacto de 10 MJ apresenta-se na figura 5-3.

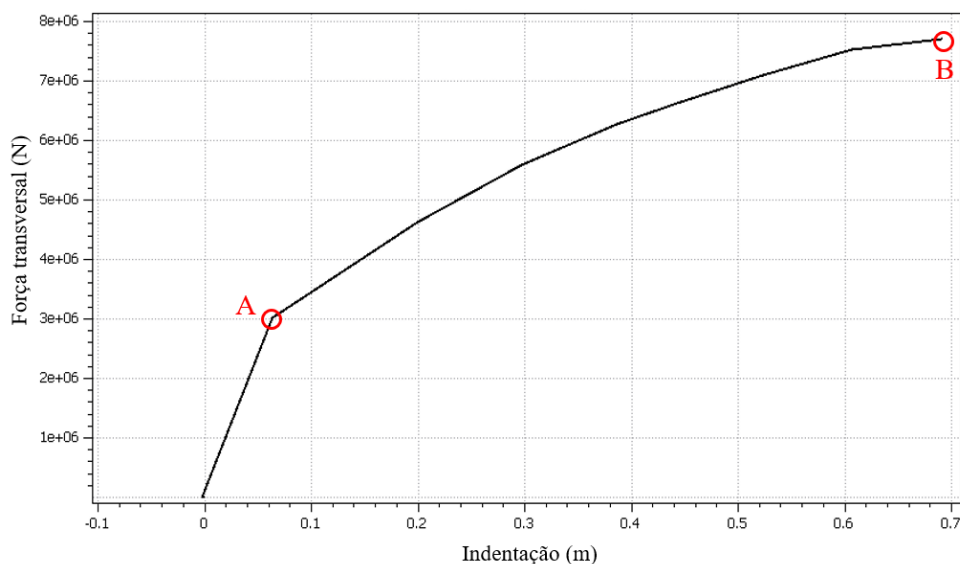


Figura 5-3 – Jacket encastrada na base - energia de impacto de 10 MJ: força transversal aplicada no elemento (N) versus indentação (m).

Como se pode observar pela figura 5-3, a curva possui dois trechos. No primeiro trecho o elemento tubular apresenta uma fase elástica linear (compreendida desde a origem do gráfico

até ao ponto A). A transição da fase elástica para a fase de endurecimento (ponto A) dá-se com uma indentação no elemento de 0,06 m, associada a uma força transversal de 3 MN. O segundo trecho apresenta um comportamento não linear correspondente à fase de endurecimento. O elemento atinge neste trecho uma indentação máxima de 0,69 m para uma força máxima de 7,6 MN (ponto B).

O gráfico que descreve a relação força transversal no elemento (N) aplicada no ponto de impacto versus indentação no elemento (m), para a jacket encastrada na base com a energia de impacto de 50 MJ, apresenta-se na figura 5-4.

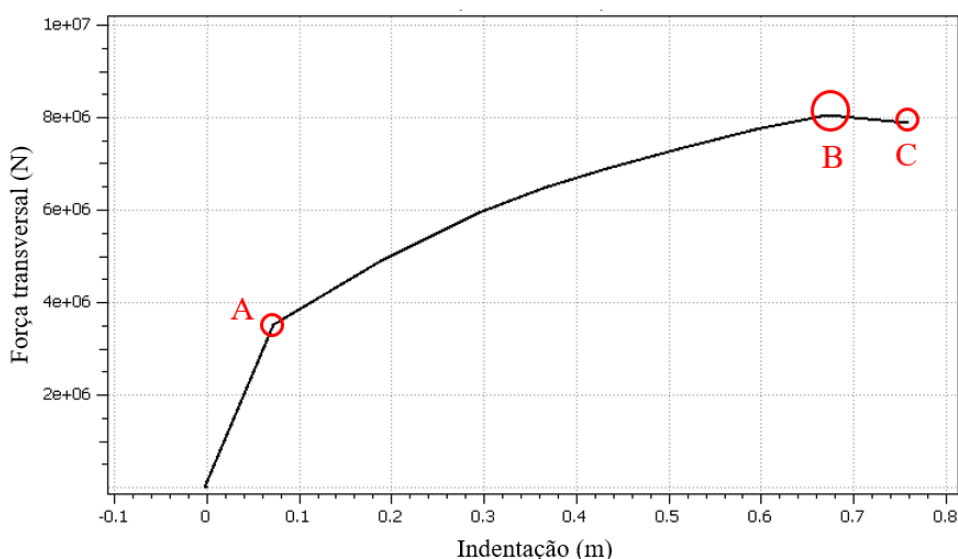


Figura 5-4- Jacket encastrada na base - energia de impacto de 50 MJ: força transversal no elemento (N) versus indentação (m).

Como se pode observar pela figura 5-4, a curva possui três trechos. No primeiro trecho o elemento tubular apresenta uma fase elástica linear (compreendida desde a origem do gráfico até ao ponto A). A transição da fase elástica para a fase de endurecimento (ponto A) dá-se com uma indentação no elemento de 0,07 m, associada a uma força transversal de 3,5 MN. O segundo trecho apresenta um comportamento não linear correspondente à fase de endurecimento. O elemento atinge neste trecho uma indentação de 0,68 m para uma força máxima de 8 MN (ponto B). No último trecho (B-C), a força transversal diminui ligeiramente, mas a indentação continua a aumentar, atingindo o máximo de 0,76 m (ponto C).

Os gráficos presentes na figura 5-3 e 5-4 apresentam um traçado semelhante. Tanto para a energia de impacto de 10 MJ, como para a energia de impacto de 50 MJ, a estrutura apresenta uma primeira fase de comportamento elástico linear, que se desenvolve para uma fase de endurecimento não linear. Os valores máximos obtidos para a força transversal e de indentação, em qualquer fase, são superiores quando a energia de impacto é de 50 MJ. A tabela 5-8 apresenta os valores máximos de indentação e força transversal na fase elástica e de endurecimento, para os dois casos de energia analisados. A diferença relativa de valores, para a força transversal e indentação, entre as duas energias é mais significativa na fase elástica.

Tabela 5-8 – Valores máximos de força transversal e indentação, para as energias de impacto de 10 e 50 MJ, na jacket encastrada na base.

| Energia de impacto | Fase elástica (linear) |                | Fase endurecimento (não linear) |                |
|--------------------|------------------------|----------------|---------------------------------|----------------|
|                    | Força transversal (MN) | Indentação (m) | Força transversal (MN)          | Indentação (m) |
| 10 MJ              | 3                      | 0,06           | 7,6                             | 0,69           |
| 50 MJ              | 3,5                    | 0,07           | 8                               | 0,76           |

### 5.3.3 Força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura

Na figura 5-5 é apresentado o ponto onde ocorre o impacto do navio e o ponto 186, que identifica o nó central no topo da jacket onde é medido o deslocamento.



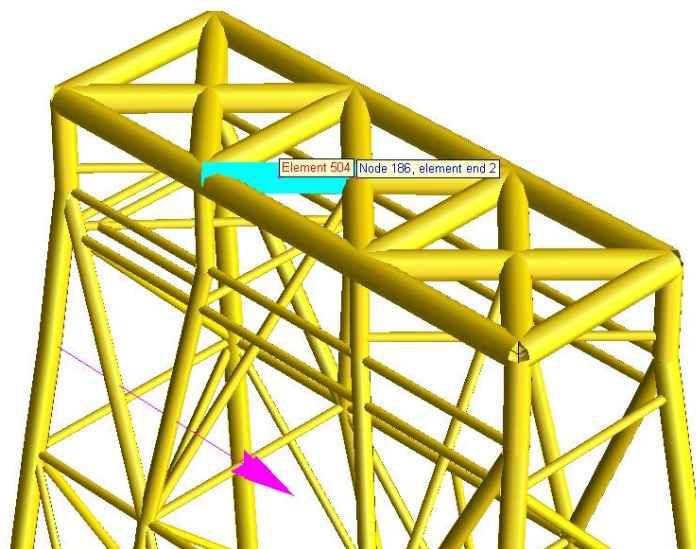


Figura 5-5 – Jacket encastrada: identificação do ponto onde se aplica a força lateral (seta rosa) e do nó 186.

O gráfico presente na figura 5-6 apresenta a relação entre a força transversal no elemento aplicada no ponto de impacto (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m), para a jacket encastrada na base, com uma energia de impacto de 10 MJ.

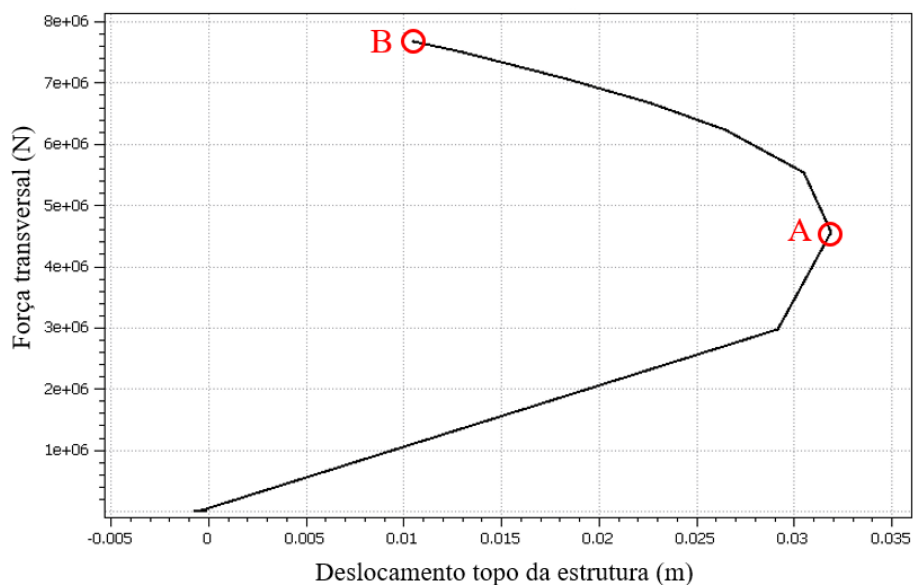


Figura 5-6 - Jacket encastrada na base - energia de impacto de 10 MJ: força transversal no elemento (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m).

Como se pode observar pelo gráfico, no instante inicial da colisão, o ponto 186 sofre um ligeiro recuo. O primeiro trecho do gráfico define um comportamento elástico da estrutura, em que a força transversal aumenta e o deslocamento no topo da estrutura aumenta também. O primeiro trecho termina quando a força transversal atinge os 3 MN e o deslocamento do topo da estrutura 0,029 m. O valor de 3 MN é coincidente com a passagem do comportamento elástico linear para a fase de endurecimento do elemento presente no gráfico da figura 5-3 (força transversal vs indentação). O ponto A apresenta o deslocamento máximo que o topo da estrutura sofre com um deslocamento de 0,032 m e uma força transversal de 4,6 MN. Na fase de endurecimento, particularmente do ponto A ao B, apesar da força transversal continuar a aumentar o deslocamento sofrido pelo topo da estrutura regride. O ponto B apresenta o valor máximo da força transversal de 7,6 MN com um deslocamento residual final de 0,11 m.

O gráfico presente na figura 5-7 apresenta a relação entre a força transversal aplicada no ponto de impacto (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m), para a jacket encastrada na base, com uma energia de impacto de 50 MJ.

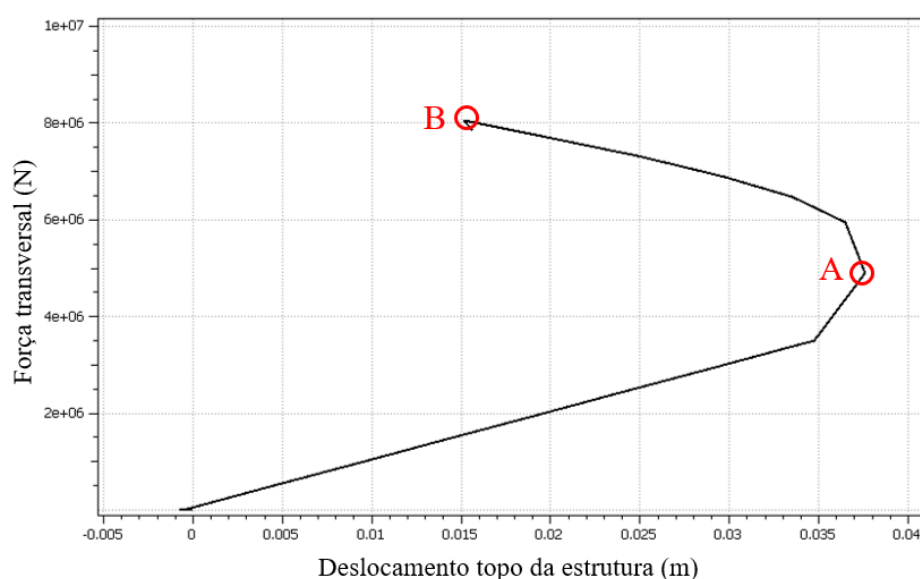


Figura 5-7 Jacket encastrada - energia de impacto de 50 MJ: força transversal no elemento (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m).

Também neste gráfico, no instante inicial da colisão, o ponto 186 sofre um ligeiro recuo. O primeiro trecho do gráfico define um comportamento elástico da estrutura, em que a força transversal aumenta e o deslocamento no topo da estrutura aumenta também. O primeiro trecho

termina quando a força transversal atinge os 3,5 MN e o deslocamento do topo da estrutura 0,035 m, aproximadamente. O valor de 3,5 MN é coincidente com a passagem do comportamento elástico linear para a fase de endurecimento do elemento presente no gráfico da figura 5-4 (força transversal vs indentação), tal como no caso da energia de 10 MJ. O ponto A apresenta o deslocamento máximo que o topo da estrutura sofre com um deslocamento de 0,0375 m e uma força transversal de 5 MN. Na fase de endurecimento, particularmente do ponto A ao B, apesar da força transversal continuar a aumentar o deslocamento sofrido pelo topo da estrutura regride. O ponto B apresenta o valor máximo da força transversal de 8 MN com um deslocamento residual final de aproximadamente 0,15 m.

Os gráficos presentes na figura 5-6 e 5-7 apresentam um traçado semelhante. Os valores máximos obtidos para a força transversal e deslocamento no topo da estrutura são superiores quando a energia de impacto é de 50 MJ. Tanto para a energia de impacto de 10 MJ, como para a energia de impacto de 50 MJ, a estrutura apresenta uma primeira fase de comportamento elástico, representada no primeiro trecho do gráfico, que se desenvolve para uma fase de endurecimento não linear. A tabela 5-9 apresenta os valores máximos de indentação e força transversal que a estrutura atinge na fase de endurecimento, para os dois casos de energia analisados.

Tabela 5-9 - Valores máximos de força transversal e deslocamento para as duas energias de impacto, para a jacket encastrada na base.

| Energia de impacto | Ponto A                |                  | Ponto B                |                  |
|--------------------|------------------------|------------------|------------------------|------------------|
|                    | Força transversal (MN) | Deslocamento (m) | Força transversal (MN) | Deslocamento (m) |
| 10 MJ              | 4,6                    | 0,0320           | 7,6                    | 0,011            |
| 50 MJ              | 5                      | 0,0375           | 8                      | 0,015            |

## 5.4 Análise do impacto na jacket com estacas

### 5.4.1 Introdução

Neste subcapítulo analisa-se os efeitos do impacto no elemento tubular e na jacket utilizando o “Usfos” para o modelo da jacket com estacas na sua fundação, tal como no subcapítulo 5.3. Os gráficos retirados do software, para análise do comportamento da estrutura, são os mesmos: força lateral no elemento versus indentação no elemento impactado e força lateral no elemento versus deslocamento que ocorre no topo da estrutura. Esta análise é efetuada para duas situações

de impacto. No fim da análise de cada gráfico, os resultados obtidos para o caso da energia de impacto de 10 MJ e 50 MJ, são comparados.

#### 5.4.2 Força transversal no elemento versus indentação no elemento

Os gráficos a analisar neste subcapítulo pretendem analisar a curva que descreve a relação força transversal no elemento (N) aplicada no ponto de impacto versus indentação no elemento (m), para a jacket com estacas. O gráfico correspondente a uma energia de impacto de 10 MJ apresenta-se na figura 5-8.

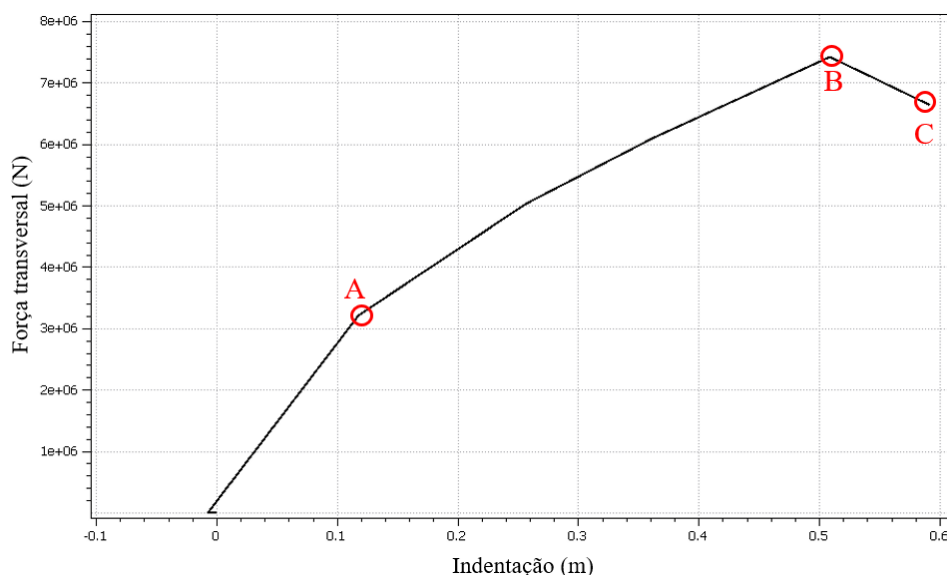


Figura 5-8 – Jacket com estacas - energia de impacto de 10 MJ: força transversal no elemento (N) versus indentação (m).

No primeiro trecho o elemento tubular apresenta uma fase elástica linear (compreendida desde a origem do gráfico até ao ponto A). A transição da fase elástica para a fase de endurecimento (ponto A) dá-se com uma indentação no elemento de 0,12 m, associada a uma força transversal de 3,2 MN. O segundo trecho (curva A-B-C) apresenta um comportamento não linear correspondente à fase de endurecimento. O elemento atinge no ponto B uma força máxima de 7,6 MN com uma indentação de 0,51 m (ponto B). De B para C, verifica-se a diminuição da força transversal, acompanhada por um aumento da indentação, onde esta atinge o seu valor máximo. Em C é visível a indentação máxima de 0,59 m associada a uma força transversal de 6,6 MN.

O gráfico que descreve a relação força transversal no elemento (N) aplicada no ponto de impacto versus indentação no elemento (m), para a jacket com estacas com uma energia de impacto de 50 MJ apresenta-se na figura 5-9.

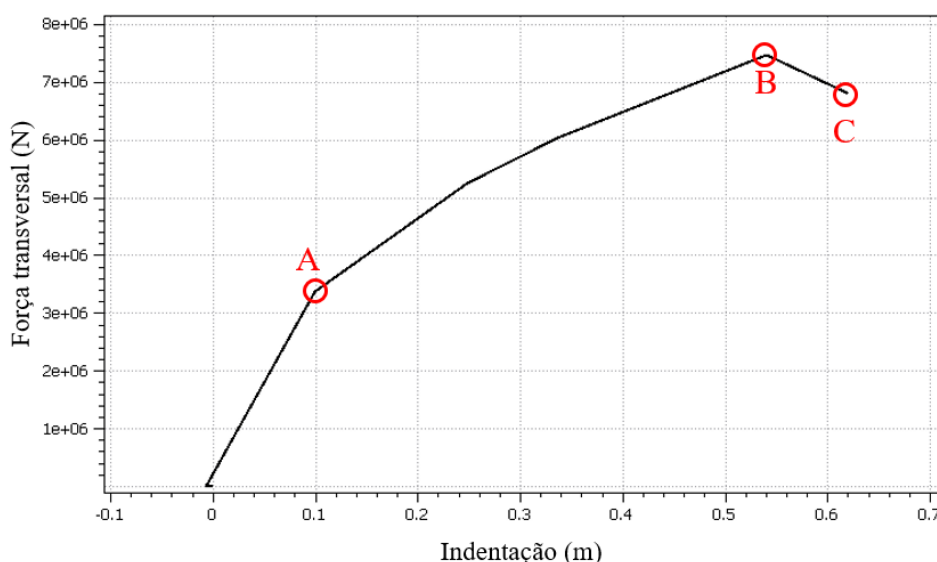


Figura 5-9 – Jacket com estacas - energia de impacto de 50 MJ: força transversal no elemento (N) versus indentação (m).

Como se pode observar pela figura 5-9, a curva possui três trechos. No primeiro trecho o elemento tubular apresenta uma fase elástica linear (compreendida desde a origem do gráfico até ao ponto A). A transição da fase elástica para a fase de endurecimento (ponto A) dá-se com uma indentação no elemento de 0,10 m, associada a uma força transversal de 3,4 MN. O segundo trecho (curva A-B-C) apresenta um comportamento não linear correspondente à fase de endurecimento. O elemento atinge no ponto B uma força máxima de 7,4 MN com uma indentação de 0,54 m (ponto B). De B para C, verifica-se a diminuição da força transversal, acompanhada por um aumento da indentação, onde esta atinge o seu valor máximo. Em C é visível a indentação máxima de 0,62 m associada a uma força transversal de 6,8 MN.

Os gráficos presentes na figura 5-8 e 5-9 apresentam um traçado semelhante. Tanto para a energia de impacto de 10 MJ, como para a energia de impacto de 50 MJ, a estrutura apresenta uma primeira fase de comportamento elástico linear, que se desenvolve para uma fase de endurecimento não linear. A tabela 5-10 apresenta os valores máximos de indentação e força transversal na fase elástica e de endurecimento, para os dois casos de energia analisados. Os

valores máximos obtidos para a força transversal e indentação são em geral superiores quando a energia de impacto é de 50 MJ. Apenas se verifica na indentação da fase elástica um valor superior quando a energia de impacto é de 10 MJ, com uma diferença de 2 cm (valor muito pequeno).

Tabela 5-10 – Valores máximos de força transversal e indentação, para as energias de impacto de 10 e 50 MJ, na jacket com estacas.

| Energia de impacto | Ponto A                |                | Ponto C                |                |
|--------------------|------------------------|----------------|------------------------|----------------|
|                    | Força transversal (MN) | Indentação (m) | Força transversal (MN) | Indentação (m) |
| 10 MJ              | 3,2                    | 0,12           | 7,4                    | 0,59           |
| 50 MJ              | 3,4                    | 0,10           | 7,4                    | 0,62           |

Conforme se pode observar os valores são muito semelhantes, pois apesar de serem superiores para o cenário de energia de 50 MJ, a diferença não é significativa.

#### 5.4.3 Força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura

O ponto onde ocorre o impacto e o ponto em análise no topo da jacket já se encontram identificados na figura 5-5. O gráfico presente na figura 5-10 apresenta a relação entre a força transversal no elemento aplicada no ponto de impacto (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m), para a jacket com estacas, com uma energia de impacto de 10 MJ

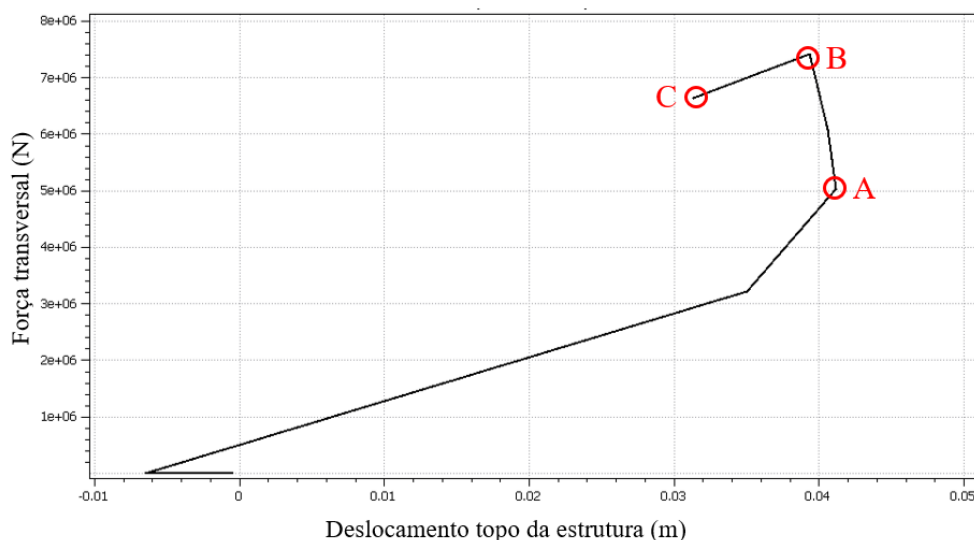


Figura 5-10 - Jacket com estacas - energia de impacto de 10 MJ: força transversal no elemento (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m).

Como se pode observar pelo gráfico, no instante inicial da colisão, o ponto localizado no topo da estrutura sofre um recuo de 6mm. A estrutura recupera esse recuo e até ao ponto A a força transversal aumenta e o deslocamento no topo da estrutura aumenta também. O primeiro trecho termina quando a força transversal atinge os 3,2 MN e o deslocamento do topo da estrutura 0,035 m. O valor de 3,2 MN é coincidente com a passagem do comportamento elástico linear para a fase de endurecimento do elemento presente no gráfico da figura 5-8 (força transversal vs indentação). O ponto A apresenta o deslocamento máximo que o topo da estrutura sofre, com um deslocamento de 0,041 m e uma força transversal de 5 MN. Na curva entre A-B, apesar da força transversal continuar a aumentar o deslocamento sofrido pelo topo da estrutura regride. O ponto B apresenta o valor máximo da força transversal de 7,4 MN associada a um deslocamento de 0,039 m. Na curva entre B-C verifica-se um decréscimo da força transversal para os 6,6 MN, com o deslocamento do ponto a atingir um deslocamento residual final de 0,031 m.

O gráfico presente na figura 5-11 apresenta a relação entre a força transversal aplicada no ponto de impacto (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m), para a jacket com estacas, com uma energia de impacto de 50 MJ.

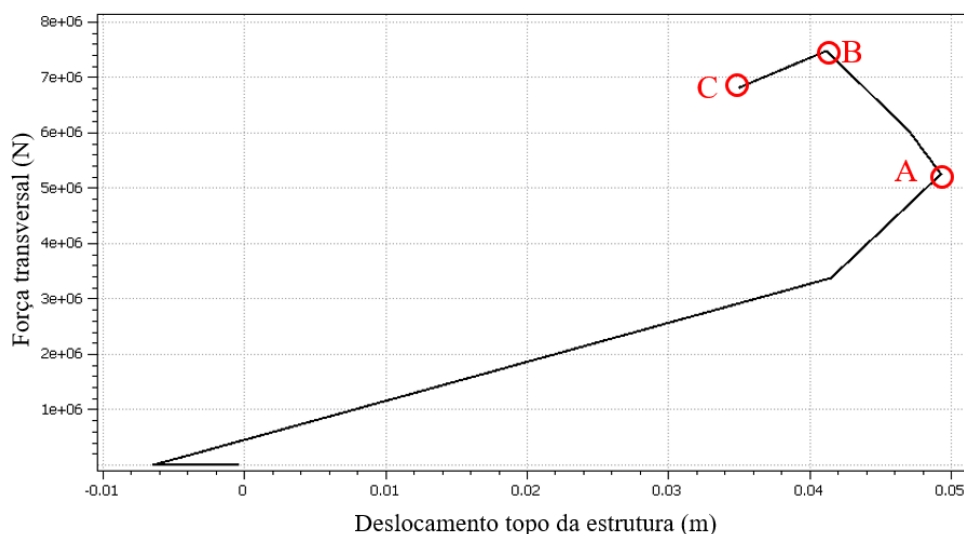


Figura 5-11 - Jacket com estacas - energia de impacto de 50 MJ: força transversal no elemento (N) versus deslocamento do ponto central no topo da estrutura (m).

Na figura 5-11 é possível verificar-se que, no instante inicial da colisão, o ponto localizado no topo da estrutura sofre um recuo de aproximadamente 6mm. A estrutura recupera esse recuo e até ao ponto A a força transversal aumenta e o deslocamento no topo da estrutura aumenta também. O primeiro trecho da fase elástica termina quando a força transversal atinge os 3,4 MN e o deslocamento do topo da estrutura 0,041 m. O valor de 3,4 MN é coincidente com a passagem do comportamento elástico linear para a fase de endurecimento do elemento presente no gráfico da figura 5-9 (força transversal vs indentação). O ponto A apresenta o deslocamento máximo que o topo da estrutura sofre, com um deslocamento de 0,049 m e uma força transversal de 5,2 MN. Na curva entre A-B, a força transversal aumenta, contudo, o deslocamento sofrido pelo topo da estrutura regride. O ponto B apresenta o valor máximo da força transversal de 7,4 MN associada a um deslocamento de 0,041 m. Na curva entre B-C verifica-se um decréscimo da força transversal para os 6,8 MN, com o deslocamento do ponto a atingir um deslocamento residual final de 0,035 m.

Os gráficos presentes na figura 5-10 e 5-11 apresentam um traçado semelhante. Tanto para a energia de impacto de 10 MJ, como para a energia de impacto de 50 MJ, a estrutura apresenta uma primeira fase de força e deslocamento crescente, até ao ponto A, e posteriormente o deslocamento da estrutura muda de sentido mas a força no elemento é crescente (A-B-C). A tabela 5-11 apresenta um resumo dos resultados obtidos. Os valores máximos obtidos para o



deslocamento no topo da estrutura são superiores quando a energia de impacto é de 50 MJ, quanto à força transversal esta atinge o valor máximo nas duas condições de impacto.

Tabela 5-11 - Valores relevantes de força transversal e deslocamento para as duas energias de impacto, para a jacket com estacas.

| Energia de impacto | Ponto A                |                  | Ponto B                |                  | Ponto C                |                  |
|--------------------|------------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|------------------|
|                    | Força transversal (MN) | Deslocamento (m) | Força transversal (MN) | Deslocamento (m) | Força transversal (MN) | Deslocamento (m) |
| 10 MJ              | 5                      | 0,041            | 7,4                    | 0,039            | 6,6                    | 0,031            |
| 50 MJ              | 5,2                    | 0,049            | 7,4                    | 0,041            | 6,8                    | 0,035            |

## 5.5 Comparação de resultados e conclusões

Neste subcapítulo pretende-se realizar a comparação entre os resultados obtidos para a jacket encastrada e a jacket com estacas. Desta forma os resultados obtidos para as duas situações de condições de apoio da jacket serão comparados, referindo que a jacket com estacas é o caso mais realista. Com esta análise pretende-se perceber a influência que a fundação tem no comportamento da estrutura e tirar as respetivas conclusões.

### 5.5.1 Força transversal no elemento versus indentação no elemento

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados obtidos para a relação força transversal no elemento versus indentação no elemento. Para a mesma energia de impacto é realizada uma comparação entre as duas condições de apoio da estrutura.

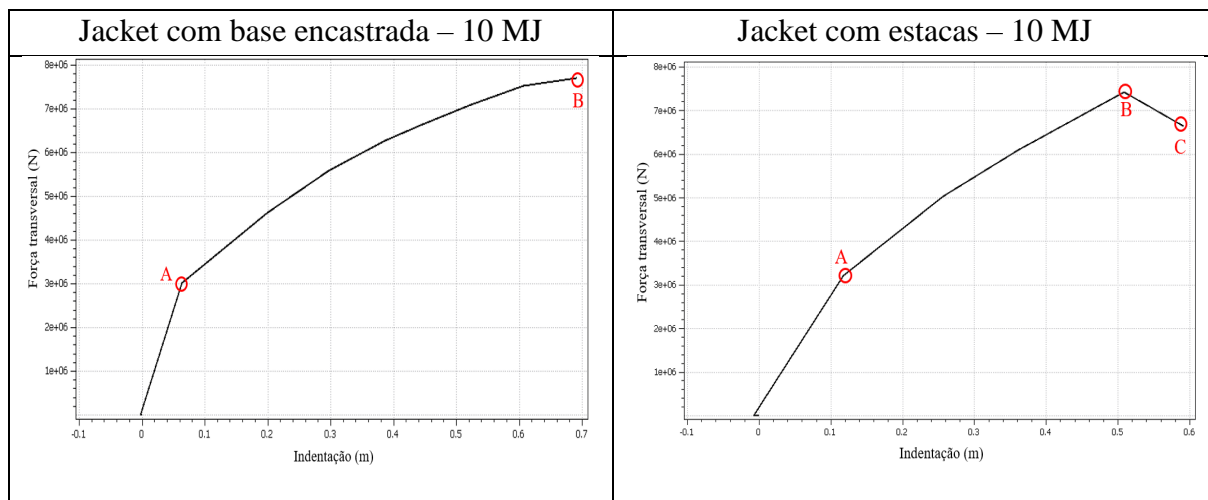


Figura 5-12- Comparação de resultados obtidos entre as duas condições de apoio para a energia de impacto de 10 MJ.

Na figura 5-12 podemos observar que para a energia de impacto de 10 MJ os valores máximos de indentação e força transversal se verificam na jacket encastrada. Na figura 5-13 podemos observar que para a energia de impacto de 50 MJ os valores máximos de indentação e força transversal se verificam na jacket encastrada.

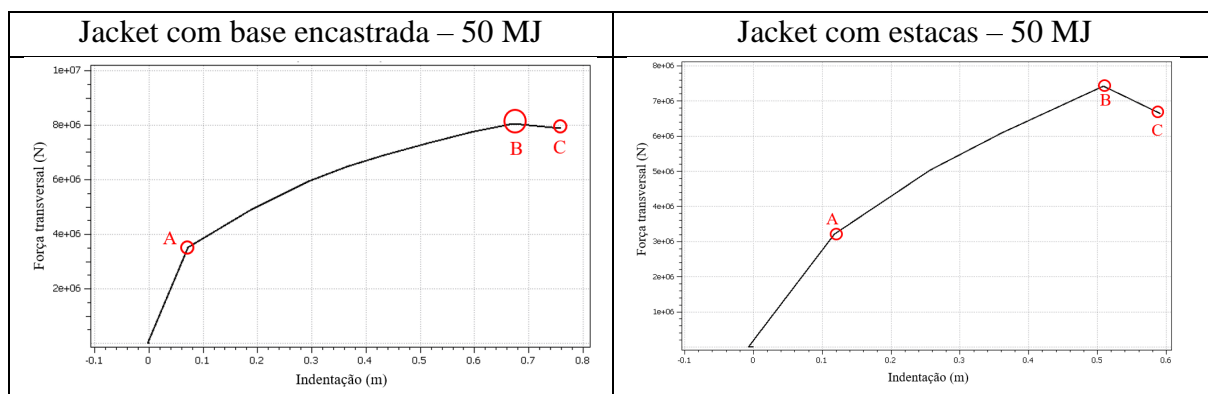


Figura 5-13 - Comparação de resultados obtidos entre as duas condições de apoio para a energia de impacto de 50 MJ.

Pode concluir-se que quando a estrutura se encontra encastrada, são atingidos no elemento valores de indentação e força superiores do que quando possui estacas na sua fundação, para

ambas as energias de impacto. A força transversal máxima que a estrutura experimenta ocorre na jacket encastrada, nomeadamente com energia de impacto de 50 MJ. Estes resultados permitem dizer que a consideração das estacas altera o comportamento da estrutura, que se reflete no elemento, sendo mais conservativo não as considerar, conforme é referido por Yu e Amadahl (2018). A consideração das estacas, estabelece uma estrutura com diferentes condições de rigidez e de amortecimento o que tem consequência no comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente no valor da primeira frequência. A jacket com estacas deve tornar-se menos rígida, isto é, mais flexível, absorvendo mais energia ao “direciona-la” até ao solo. A jacket encastrada possui menos amortecimento, tornando-se mais rígida e por isso sofre maiores deslocamentos.

### 5.5.2 Força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados obtidos para a relação força transversal no elemento versus deslocamento no topo da estrutura. Para a mesma energia de impacto é realizada uma comparação entre as duas condições de apoio da estrutura.

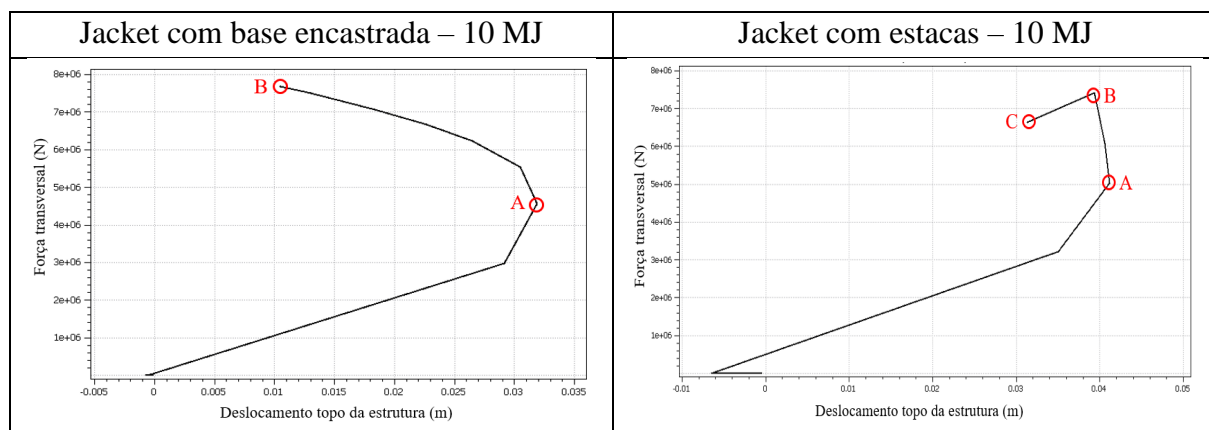


Figura 5-14 - Comparação de resultados obtidos entre as duas condições de apoio para a energia de impacto de 10 MJ.

Quanto aos resultados apresentados na figura 5-14, para a energia de impacto de 10 MJ, podemos concluir que em termos de deslocamento da estrutura (quer o valor máximo, quer o valor residual) é superior no caso em que a jacket possui estacas. Em termos de força transversal o valor máximo obtém-se na jacket encastrada na base, como já foi referido no item anterior.

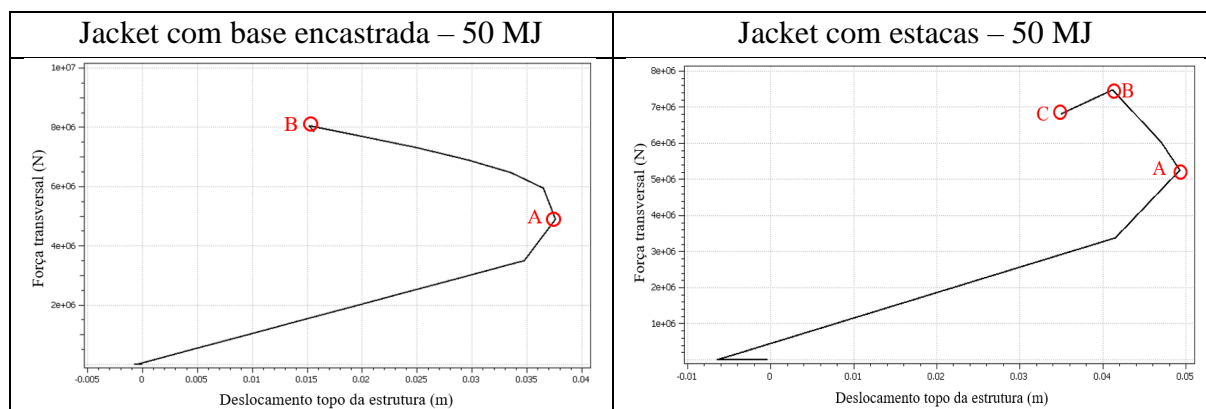


Figura 5-15 - Comparação de resultados obtidos entre as duas condições de apoio para a energia de impacto de 50 MJ.

Os resultados apresentados na figura 5-15, para a energia de impacto de 50 MJ, vão de encontro às conclusões apresentadas para o item anterior. Este comportamento evidência que a consideração dos elementos na fundação torna a estrutura mais flexível, com maiores deslocamentos e diferentes características dinâmicas (frequências e amortecimento).

## 5.6 Conclusões

Neste subcapítulo apresentam-se as principais conclusões das análises efetuadas para as duas condições de impacto (10 e 50 MJ) com as duas condições de apoio da jacket (encastrada e com estacas). Pode concluir-se que a força transversal no elemento é sempre superior para o caso em que a estrutura se encontra encastrada, nomeadamente quando a energia de impacto é de 50MJ. Em termos de indentação do elemento, este apresenta valor superior para o caso da jacket encastrada com 50 MJ de energia de impacto. Quanto ao deslocamento no topo da estrutura o valor máximo obtido verifica-se para a jacket com estacas para uma energia de impacto de 50 MJ.

Pode concluir-se assim que a estrutura com estacas se torna mais flexível sendo mais conservativo não considerar estes elementos na análise do comportamento da jacket quando sujeita ao impacto de navios (Yu e Amadahl, 2018).

Como já foi referido anteriormente o modelo numérico que mais se identifica com a realidade é a jacket com estacas na sua fundação. Assim os resultados obtidos são bastante positivos, uma vez que o modelo que define a jacket com estacas, reflete que a estrutura é capaz de suportar o impacto, sem sofrer danos substanciais, encaminhando essa energia até à fundação.

## 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

Ao longo desta dissertação foram sendo apresentadas conclusões que surgiram sobretudo dos resultados obtidos, mas também do estudo efetuado de trabalhos elaborados por outros autores. Assim neste capítulo reúnem-se as conclusões consideradas mais relevantes:

- O dimensionamento de estruturas offshore mostra-se uma tarefa bastante complexa, devido não só à dimensão da estrutura, mas também devido à incerteza das ações ambientais e acidentais às quais está sujeita;
- As normas referentes às ações acidentais são simplificadas por forma a serem de mais fácil aplicação, no entanto essas simplificações podem trazer erros significativos na consideração desta ação;
- O software *Usfos* é uma ferramenta útil na análise de estruturas offshore, no entanto a compreensão do seu funcionamento é um pouco morosa. A introdução de funções e do modelo no software não é tão prática como outros programas de cálculo, exigindo assim mais tempo de trabalho quando se o utiliza pela primeira vez;
- Algumas das funções introduzidas no software exigem a definição de parâmetros que não são de conhecimento prévio a este nível de trabalho, o que pode causar algum tipo de erro nos resultados obtidos. Para tal recomenda-se a implementação de uma apropriada validação do software para sua utilização;
- Em termos de energia de impacto conclui-se que esta estrutura é capaz de suportar valores superiores ao valor referido pela norma de 10 MJ, nomeadamente 50 MJ. No entanto torna-se bastante pertinente a alteração do valor de energia indicado pela norma para elementos já construídos há anos atrás em que estas considerações não foram atendidas;
- Quanto ao tipo de apoio considerado na base da jacket, conclui-se que este interfere de forma significativa no comportamento desta ao impacto, nomeadamente altera as características dinâmicas da estrutura (frequências e amortecimento);
- A jacket com estacas apresenta maior capacidade de absorção de energia, desenvolvendo assim uma indentação menor, quando comparada com a jacket encastrada na base. Pode então concluir-se que a consideração de uma fundação mais flexível (e mais real, visto que não existe na prática estruturas totalmente encastradas) determina menores forças no elemento. Para a verificação da segurança do elemento quando sujeito ao impacto é mais conservativo não ter em conta a fundação com estacas.

## 6.2 Trabalhos futuros

O trabalho apresentado nesta dissertação reflete o primeiro contacto com estruturas offshore, nomeadamente com seu dimensionamento e comportamento. Sendo este um tema com alguma complexidade existem alguns aspetos que não foram abordados, sendo apresentados de seguida alguns exemplos de trabalhos que podem ser desenvolvidos futuramente:

- Analisar de forma mais aprofundada a interação navio-elemento, nomeadamente a variação da área de contacto ao longo do impacto (que não é tida em conta no software *Usfos*);
- A relação estrutura-fundação-solo toma importância no real comportamento da jacket ao impacto do navio. Para tal será necessário ter em conta as características geotécnicas do solo, rigidez vertical, lateral e de ponta, bem como a consideração do efeito de amortecimento preconizado pelo solo;
- Avaliar a capacidade resistente das ligações para a ação de impacto.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amdahl, J. (1980). "Impact Capacity of Steel Platforms and Tests on Large Deformations of Tubes and Transverse Loading". Det norske Veritas. Progress Report (10), 80–0036.

Amdahl, J., Eberg, E. (1993). "Ship collision with offshore structures". Proceedings of the 2nd European Conference on Structural Dynamics (EURODYN'93), pp. 21–23. Trondheim, Norway, June.

American Petroleum Institute (2000). "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design". Ed. 21, American Petroleum Institute, Washington, USA.

Borges, L., Rigueiro, C., Correia, J., Santiago, A., Craveiro, H., Pinto, P., Blaker, O. and Perkins, R. (2016). "Training Course: Advanced Topics on the Design of Offshore Structures - 1st Edition". CMM, Coimbra, 2016.

CEN (2005). "Norma Portuguesa NP EN 1993-1-1, Projectos de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios". IPQ, Lisboa, 2010.

Cerik, B.C., Shin, H.K., Cho, S.-R. (2016). "A comparative study on damage assessment of tubular members subjected to mass impact". Mar. Struct. 46, pp. 1–29.

Chore, H.S., Ingle, R.K. and Sawant, V.A. (2010). "Building frame - pile foundation - soil interaction analysis : a parametric study". Interaction and Multiscale Mechanics, Vol.3, No.1, pp. 55-79.

DNV-RP-C204 (2010). "Design against accidental loads". Recommended Practice, Det Norske Veritas, 2010.

El-hifnawy, Laila (1984). "Soil-structure Interaction Under Dynamic Loads". Master's thesis, Faculty of Graduate Studies of The University of Western Ontario, Ontario, London.

Find A Pile@ (2013). "P-Y Curves: Models". <http://www.findapile.com/p-y-curves/p-y-curves-models> (Acedido a 24 de Maio de 2018)

Fishing Stories@ (2014). "Pescaria Plataforma de Merluza e Parceis Novos". <http://fishingstories.jp/pescaria-plataforma-de-merluza-e-parceis-novos/> (Acedido a 17 de Março de 2017)

- 
- Kausel, E., Roesset, J., Hadjian, A.H., Bielak, J. and Martin, G.R. (1991). "General Report Session 5: Soil-Structure Interaction Under Dynamic Loading". Proceedings: Second International Conference on Report Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri.
- Kavitha, P.E., Beena, K.S. and Narayanan, K.P. (2016). "Numerical Investigations on the Influence of the Soil Structure Interaction in the Dynamic Response of SDOF System". *Procedia Technology* 25 (2016), pp. 178-185.
- Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D., McGuire, W., Wood, W.A. and Capano, C. (1983). "Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading". Report EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Li, L., Hu, Z. and Jiang, Z. (2013). "Plastic and Elastic Responses of a Jacket Platform Subjected to Ship Impacts". *Mathematical Problems in Engineering*, Vol. 2013, pp 1-15.
- Lu, X., Chen, B., Li, P. and Chen, Y. (2003). "Numerical Analysis of Tall Buildings Considering Dynamic Soil-Structure Interaction". *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 2, no.1.
- Manco, T. (2013). "Avaliação comparativa da regulamentação para estruturas offshore (API, ISO, NORSOK, EC3)". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Manco, T. (2015a). "Behaviour of steel members subjected to hazardous loading in support offshore structures: Report on Accidental actions in offshore structures". Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Manco, T. (2015b). "Work for the discipline of Offshore Structures". Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Offshore Technology@ (2018). "North West Hutton Field". <https://www.offshore-technology.com/projects/hutton-field/> (Acedido a 24 de Agosto de 2018)
- Oliveira, D. (2016). "Interação Fluido/Estrutura em Ambiente Offshore". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Petrobras@ (2018). "Comunicação Baía de Santos". <https://www.comunicabaciadesantos.com.br/empreendimento/merluza> (Acedido a 30 de Agosto de 2018)
- Qvale, K. (2012). "Analysis and Design of Columns in Offshore Structures subjected to Supply Vessel Beam Collisions". Master Thesis, Department of Marine Technology of Norwegian University of Science and Technology.



Rigueiro, C., Ribeiro, J. e Santiago, A. (2015). "Avaliação da resistência de uma estrutura offshore fixa ao impacto de um navio". X Congresso de Construção Metálica e Mista, CMM, Coimbra.

Rigueiro, C., Ribeiro, J. e Santiago, A. (2017). "Numerical assessment of the behaviour of a fixed offshore platform subjected to ship collision". X International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2017. *Procedia Engineering* 199 (2017), pp. 2494-2499.

Rimola, B. (2010). "Análise dinâmica de plataformas de aço para produção de petróleo com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Sesam GeniE User's Manual (2014). "Sesam GeniE - innovate offshore engineering made easy". Det Norsok Veritas - GL Software, Norway.

Sesam User's Manual (2015). "GeniE Tutorial - Modelling a topside and its equipments". Det Norsok Veritas GL - Software, Norway.

Sherman, D.R. (1976). "Test of circular steel tubes in bending". *J. Struct. Div.* 102 (11), pp. 2181-2195.

Standards Norway (2004). "NORSOK N-004 - Design of steel structures". Ed. 3, Standards Norway, Norway. 2004.

Standards Norway (2007). "NORSOK N-003 - Actions and action effects". Ed. 2, Standards Norway, Norway. 2007

Storheim, M. and Amdahl, J. (2014). "Design of offshore structures against accidental ship collisions". *Marine Structures*, Vol. 37: pp. 135-172.

Tesouro, N. (2010). "Aspectos Estruturais no Comportamento de Estruturas Offshore". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Travanca, J., Hao, H. (2015). "Energy dissipation in high-energy ship-offshore jacket platform collisions". *Mar. Struct.* 40, pp. 1-37.

Ueda, Y., Rashed, S., Nakacho, K. (1985). "New efficient and accurate method of nonlinear analysis of offshore tubular frames (the idealized structural unit method)". *J. Energy Resour. Technol.* 107 (2), pp. 204-211.

Ueda, Y., Rashed, S.M.H. (1984). "The idealized structural unit method and its application to deep girder structures". *Comput. Struct.* 18 (2), pp. 277-293.

Usfos User's Manual - Version 2.6. "USFOS Graphical User Interface". Det Norsok Veritas, Norway.

Usfos User's Manual (2015a). "Usfos Verification Manual". Det Norsok Veritas, Norway.

---

Usfos User's Manual (2015b). "Input Description USFOS Control Parameters - 2015". Det Norsok Veritas, Norway.

Wikipédia@ (2016). "Bouri Field". [https://en.wikipedia.org/wiki/Bouri\\_Field](https://en.wikipedia.org/wiki/Bouri_Field) (Acedido a 17 março 2017)

Wikipédia@ (2017). "Plataforma petrolífera". [https://pt.wikipedia.org/wiki/Plataforma\\_petrol%C3%Adfer](https://pt.wikipedia.org/wiki/Plataforma_petrol%C3%Adfer) (Acedido a 16 de Março de 2017)

Yu, Z. e Amdahl, J. (2018). "A review of structural responses and design of offshore tubular structures subjected to ship impacts". *Ocean Engineering* 154 (2018), pp 177-203.

Zhu, L., Liu, Q., Jones, N., Chen, M. (2018). "Experimental study on the deformation of fully clamped pipes under lateral impact". *Int. J. Impact Eng.* 111, 94–105.