



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

**DIMENSIONAMENTO DE UM SUPORTE PARA LANÇADORES DE *PIG* E PARA
PROTEÇÃO DE VÁLVULAS**

PEDRO PAULO SOUSA BARROS

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

Aprovado por:

Gilberto Bruno Ellwanger
Prof. Associado, D.Sc., Escola Politécnica
/ UFRJ (Orientador)

José Renato Mendes de Sousa
D.Sc., Fundação COPPETEC (co-orientador)

Maria Cascão Ferreira de Almeida
Prof. Adjunto, D.Sc., Escola Politécnica / UFRJ

Fernando Jorge Mendes de Sousa
M.Sc., Fundação COPPETEC

Fevereiro / 2009

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO - UFRJ
CENTRO DE TECNOLOGIA
ESCOLA DE ENGENHARIA
ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA E ESTRUTURAS

PROJETO FINAL

**DIMENSIONAMENTO DE UM SUPORTE PARA LANÇADORES
DE *PIG* E PARA PROTEÇÃO DE VÁLVULAS**

Rio de Janeiro, Fevereiro de 2009
Aluno: Pedro Paulo Sousa Barros
DRE: 104.030.951

“Dedico este trabalho aos meus pais, que me ajudaram em tudo que lhes foi possível ao longo de suas vidas e me deram acesso ao mais precioso dos tesouros: o conhecimento.”

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus, meu guia, que sempre esteve do meu lado me ajudando a superar os desafios que a vida nos impõe. Agradeço a Nossa Senhora da Cabeça, minha Santa, que por diversas vezes foi acionada, me ajudando a manter a tranquilidade, me dando muita força, luz e paz.

Agradeço à minha família, meus pais, Adalton e Solange, pela criação que me deram, pelos ensinamentos, pelo amor, pelo esforço de toda uma vida de trabalho em prol da educação e bem estar dos filhos. Orientando-me em busca do sucesso e da felicidade sem nunca esquecer a humildade e as dificuldades que serão encontradas neste longo caminho.

Ao meu querido irmão, Luiz Ricardo, que sempre esteve ao meu lado, mesmo que distante, por um tempo, me dando forças e me ajudando a espairer sem perder o foco. Deixando-me todo dia feliz por saber que tenho pelo menos um AMIGO nesta vida, ele.

Agradeço, também, a minha “dinda” Soelene e a sua família, que me ampararam, no momento mais difícil da minha vida, me acolhendo com muito amor e carinho, me fazendo aprender e amadurecer.

Agradeço a todos os familiares que me ajudaram nessa caminhada, a minha avó Heleany, pelas suas orações, e a todos os outros pelo carinho e preocupação.

Agradeço, em especial, ao meu amor, Jully, que vem comigo construindo um sonho, chamado felicidade, com uma forte estrutura baseada no companheirismo e no amor. Que por diversas vezes foi o meu ombro amigo, minha válvula de escape, me dando forças para chegar até aqui.

Agradeço aos meus amigos mais próximos, Felipe da Mata Bandeira, que estiveram perto de mim durante esta caminhada, pela paciência e pelas contribuições, que ajudaram no meu crescimento como ser humano. Aos amigos de faculdade, pela ajuda, pela paciência, pelos estudos, situações com as quais, tenho certeza, crescemos juntos.

Agradeço à Universidade Federal do Rio de Janeiro, a qual proporcionou este salto na minha vida, aos professores, que com muita paciência me ajudaram a construir esta base sólida de conhecimentos.

Agradeço a minha empresa, SUPORTE Consultoria e Projetos Ltda., pela valorização do meu estudo, pelos conhecimentos adquiridos e pela grande tolerância. Agradeço também aos meus queridos companheiros e ex-companheiros de empresa, em especial, Alexandre Cordeiro, André Massa, André Menezes, Bernardo Carvalho, Eduardo Tenório, Leonardo Sant'anna e Renato Pinheiro, pelo apoio, ajuda e pelo grande companheirismo.

Índice

CAPÍTULO 1.....	7
INTRODUÇÃO	7
CAPÍTULO 2.....	9
HISTÓRICO	9
2.1 <i>Primeiras descobertas da indústria do Petróleo no Brasil</i>	9
2.2 <i>A origem dos nomes dos Campos de Petróleo</i>	9
2.3 <i>Profundidade x Tempo</i>	10
2.4 <i>Origens dos Dutos</i>	11
2.5 <i>A Aplicação dos Dutos</i>	11
2.6 <i>Processo de Inspeção e Limpeza dos Dutos</i>	13
2.7 <i>Suportes para Dutos</i>	15
2.7.1 <i>Grout Bags</i>	15
2.7.2 <i>Mantas de Concreto</i>	16
2.7.3 <i>Suportes Mecânicos</i>	18
CAPÍTULO 3.....	20
CONSIDERAÇÕES PARA O MODELO ESTRUTURAL	20
3.1 <i>Considerações Iniciais</i>	20
3.2 <i>Dados de Projeto</i>	22
3.2.1 <i>Geometria e Dados</i>	22
3.2.2 <i>Dados do Solo</i>	22
3.2.3 <i>Dados Ambientais</i>	23
3.2.4 <i>Consideração da Força de Arrasto</i>	25
CAPÍTULO 4.....	27
MÉTODO DE ANÁLISE	27
4.1. <i>Metodologia Aplicada</i>	27
4.1.1. <i>Elementos de Barras</i>	27
4.1.2. <i>Elemento de Placa</i>	28
4.1.3. <i>Formulação Matemática</i>	29
4.2. <i>Teoria para Verificação das Razões de Tensões</i>	32
4.2.1. <i>Definição do unit-check para Membros</i>	32
4.2.2. <i>Definição do unit check para Placas</i>	33
CAPÍTULO 5.....	34
MODELAGEM COMPUTACIONAL	34
5.1 <i>Modelo Estrutural</i>	34
5.1.1. <i>Numeração dos Nós</i>	36
5.1.2. <i>Grupos dos Membros</i>	37
5.1.3. <i>Grupos das Placas</i>	37
5.1.4. <i>Propriedades geométricas dos membros e das placas</i>	38
5.2. <i>Consideração do Solo</i>	38
5.2.1. <i>Verificação do Solo</i>	38
5.2.2. <i>Considerações para a Verificação do Mudmat</i>	38
5.3. <i>Carregamentos Aplicados</i>	39
5.3.1. <i>Cargas Concentradas</i>	40
5.3.2. <i>Força de Arrasto</i>	41
5.3.3. <i>Reação do Solo</i>	44
5.3.4. <i>Resumo das Cargas Aplicadas</i>	44
5.4. <i>Análise de Sensibilidade</i>	46
5.4.1. <i>Força de Arrasto para a nova consideração</i>	46
5.4.2. <i>Resumo das Cargas aplicadas para a nova consideração</i>	47
5.5. <i>Condições de Contorno</i>	47

CAPÍTULO 6.....	49
ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	49
6.1. Análise Estrutural.....	49
6.2. Verificação da Estabilidade do Suporte	52
6.3. Verificação dos Elementos Acessórios.....	55
6.3.1. Verificação dos Olhais de Içamento.....	55
6.3.2. Verificação das Braçadeiras.....	56
CAPÍTULO 7.....	59
CONCLUSÃO.....	59
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
ANEXOS	63
Anexo A – Verificação do Solo	63
Anexo B – Elementos Acessórios.....	68

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O atual trabalho consiste no dimensionamento de um suporte para dutos submarinos, que tem como função suportar um lançador de PIG, que significa *Pipeline Inspection Gauge* ou peça para inspeção de dutos, que é composto por algumas válvulas que deverão ser protegidas durante sua instalação. Não faz parte do escopo do trabalho dimensionar a proteção para as válvulas, nem dimensionar o lançador.

Os lançadores e receptores de PIG serão instalados no gasoduto com a finalidade de efetuar a inspeção e limpeza. Esses dispositivos proporcionarão o lançamento de PIGs instrumentados, os quais possibilitarão a monitoração do estado físico do duto.

Este documento apresenta todos os dados, informações, critérios normativos e recursos utilizados na realização das análises e verificações, bem como uma descrição detalhada.

Todas as análises estruturais foram realizadas utilizando o software SACS (Sistema de Análise Estrutural Computacional) desenvolvido pela EDI, Inc., Nova Orleans, E.U.A. [13].

A utilização de todos os conceitos apresentados neste trabalho, como a consideração da carga ambiental, não se restringe à aplicação a estruturas submarinas. Obras da Engenharia Civil tradicional também estão sujeitas a carregamentos ambientais de onda e corrente, como por exemplo pontes, estruturas de cais, *dolphins* e estruturas de contenção do mar.

No capítulo 2 será apresentado um breve histórico da exploração de petróleo no Brasil, com destaque para a grande aplicação dos dutos na indústria e para os tipos de suportes para dutos submarinos.

No capítulo 3 será descrito o modelo estrutural do suporte a ser analisado, e serão apresentados os dados de projeto, os dados do solo e os dados ambientais da região em que o suporte será instalado.

No capítulo 4 serão apresentados os métodos de análises que o programa utiliza, com ênfase na descrição dos elementos de barras e de placas empregados.

Será também apresentada, em parte, a teoria para a obtenção das razões de tensões das peças estruturais, membros e placas.

O capítulo 5 trata da modelagem computacional empregada com destaque para a representação do solo e dos carregamentos aplicados à estrutura.

No capítulo 6 serão apresentados os resultados da análise estrutural, a verificação quanto ao tombamento da estrutura e a verificação dos elementos acessórios.

No capítulo 7 são apontadas as conclusões e as sugestões de continuidade do trabalho.

CAPÍTULO 2

HISTÓRICO

2.1 Primeiras descobertas da indústria do Petróleo no Brasil

Em 1939, foi descoberta a primeira acumulação brasileira de petróleo *onshore*, o Campo de Lobato, no recôncavo baiano, que, no entanto, foi considerada não comercial.

Dois anos mais tarde em 1941, em Candeias, também no recôncavo baiano, foi descoberto o primeiro campo comercial de petróleo do Brasil *onshore*.

O primeiro campo que realmente alavancou a produção *offshore* de petróleo no Brasil foi o Campo de Garoupa em 1974, tornando a Bacia de Campos a mais importante província petrolífera do País.

Em 1984, ocorreram as descobertas dos campos gigantes como Albacora e Marlim, nas águas profundas da Bacia de Campos, seguindo-se da descoberta do Campo de Roncador em 1996, também na Bacia de Campos, que tornam a indústria *offshore* brasileira bastante atraente.

A partir de 2002, desvincula-se do núcleo central produtor na Bacia de Campos e procuram-se novas frentes exploratórias para o Norte e para o Sul. Investimentos são feitos na exploração das bacias de Santos e Espírito Santo e também em outras áreas tais como as da Costa Sul da Bahia, Sergipe, Alagoas e da Margem equatorial brasileira.

2.2 A origem dos nomes dos Campos de Petróleo

Em 1968, com a perfuração do primeiro poço na costa de Sergipe, surgiu o primeiro campo de petróleo com nome de peixe: o campo de Guaricema. A escolha do nome foi do geólogo José Carlos Braga, que se inspirou no livro "Os peixes do Brasil".

A partir desta data, todos os campos da plataforma continental passaram a ser batizados com nome de peixe.

Somente em 1973 foram desenvolvidas normas para a escolha dos nomes dos campos. Deveria ser de um peixe brasileiro comum na região da descoberta, além de se evitar a utilização de peixes com nomes vulgares.

Os campos de Caravela, Estrela do Mar, Coral, Tartaruga, Cachalote, Jubarte, Baleia Franca entre outros foram criados devido à escassez de nomes de peixes [9].

2.3 Profundidade x Tempo

Nos últimos anos, tem-se aumentado a atividade de perfuração exploratória em águas profundas; isso se deve ao fato de que mais de 65% da área dos blocos exploratórios *offshore* brasileiros estarem em profundidades maiores de 400 metros. A Figura 1 demonstra o avanço das profundidades alcançadas no Brasil com o tempo.

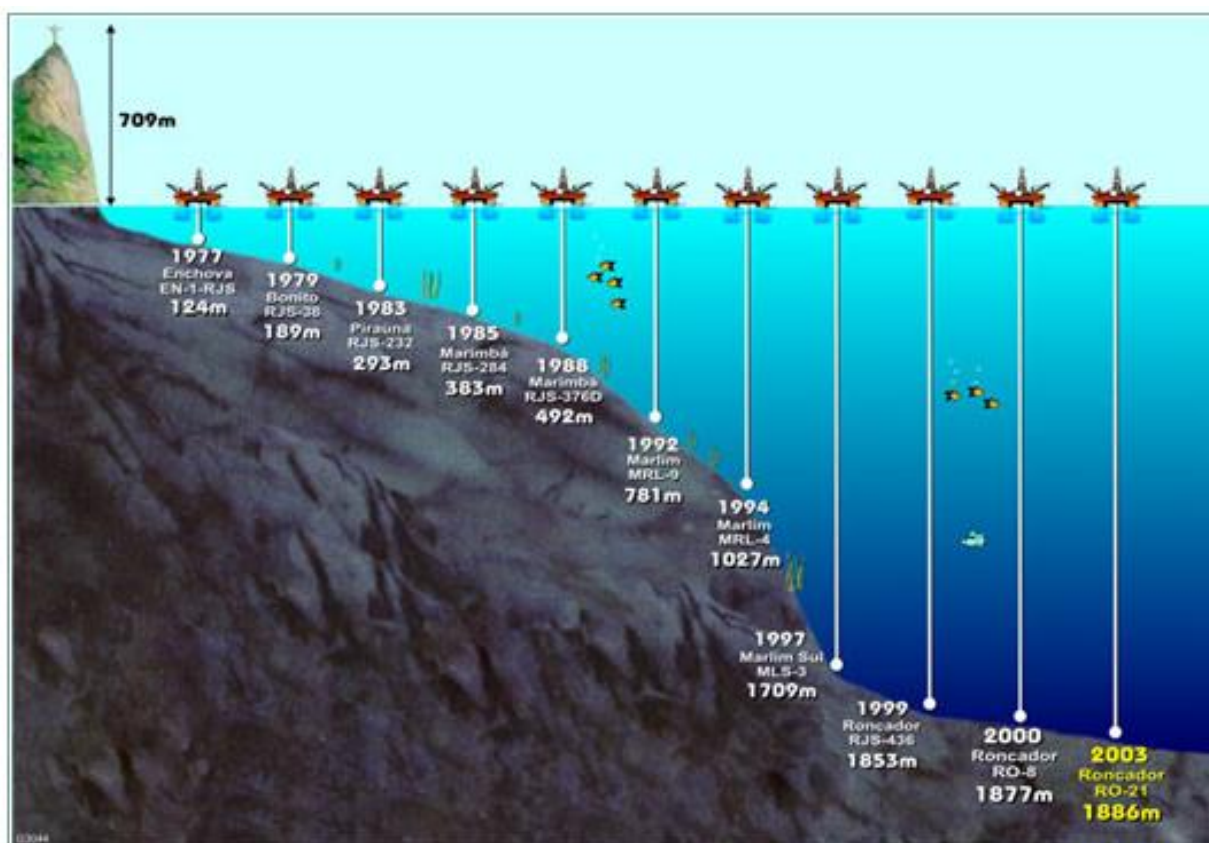


Figura 1 – Perfuração Exploratória no Mar x Tempo.

2.4 Origens dos Dutos

As tubulações já eram conhecidas como meio de transporte para produtos líquidos desde a antiguidade. Podem ser citados os casos de tubulações construídas com bambus na China, com materiais cerâmicos por egípcios e astecas e com chumbo por gregos e romanos.

As primeiras utilizações de condutos voltadas para a indústria petrolífera foram referentes à coleta de petróleo dos poços produtivos até as estações centrais de produção. Porém, existia a dificuldade de transportar o petróleo bruto até as primeiras plantas de processamento e, em seguida, distribuir seus derivados [8].

Como o traçado das ferrovias não passava pelas áreas de produção, a solução mais imediata foi transportar o petróleo bruto em barcos, pelos rios, mas com o rápido aumento da produção petrolífera o transporte fluvial também mostrou-se ineficiente. A partir dessas dificuldades de transporte surgiu a hipótese de que o petróleo poderia ser levado dos poços aos pontos de embarque através de tubulações, como já se fazia com a água.

Assim, em 1865, foi construído na Pensilvânia (EUA) o primeiro oleoduto com duas polegadas de diâmetro feito de ferro fundido com extensão de 8 km ligando um campo de produção a uma estação de carregamento de vagões.

Em 1930, teve início o transporte de produtos refinados entre a refinaria de Bayway (Nova York) e Pittsburgh.

No Brasil, a primeira linha entrou em operação em 1942 na Bahia, tendo diâmetro de duas polegadas e 1 km de extensão ligando a Refinaria Experimental de Aratu e o porto de Santa Luzia [8].

2.5 A Aplicação dos Dutos

Ao longo desses quase 150 anos de prática, a indústria do petróleo provou que o uso de dutos é, sem dúvidas, a maneira mais econômica para o transporte em terra em larga escala de óleo bruto, gás natural e seus derivados, sendo amplamente superior ao uso de ferrovias ou caminhões, dado o elevado volume que usualmente deve ser transportado.

O transporte dos fluidos derivados do petróleo através de dutos é uma operação contínua e confiável. Os dutos já demonstraram sua capacidade de se adaptar a uma grande variedade de cenários, incluindo os mais hostis e as áreas mais remotas. Em função de sua grande flexibilidade, comparada a alternativas já citadas no item anterior, com exceção de raros casos específicos, a maior parte das refinarias é servida por um ou mais dutos.

Com o aumento da demanda, surgiu a necessidade de se buscar novos campos em regiões *offshore*. O primeiro duto submarino a entrar em operação é datado de 1897, em Summerland, Califórnia. Desde então, o uso de dutos submarinos tornou-se a maneira mais eficiente de se transportar fluidos, ou seja, óleo, gás e água [10].

As funções dos dutos submarinos ou condutores são:

- Fazer a ligação elétrica entre as estruturas no fundo do mar e a plataforma;
- Transportar o petróleo dos poços para a plataforma;
- Transportar o gás do poço para a plataforma;
- Interligar duas ou mais plataformas com a finalidade de transporte de gás ou/e petróleo;
- Interligar as plataformas à terra com a finalidade de transportar gás ou/e petróleo.

O trecho do duto que fica suspenso é denominado de *riser* e o trecho que fica em contato com o leito marinho é denominado de duto submarino (*pipeline, flowline*) [10].

Porém, para se instalar uma linha de dutos submarinos, necessita-se de um mapeamento correto do solo, do leito marinho, além da definição da diretriz preliminar do duto. Após o estudo dos dados levantados, define-se a diretriz definitiva do duto. Ao longo deste percurso, o duto pode ter que vencer alguns obstáculos, como por exemplo, altas velocidades de correntes marinhas, elevações ou depressões. Estas irregularidades do solo podem gerar o que chamamos de vãos livres, no qual o duto não fica todo assentado no terreno, ficando uma parte do duto elevada, suspensa devido a estas irregularidades do

terreno. Nestes casos, são necessários suportes mecânicos, ou estáticos, que diminuam esse comprimento de vão livre, diminuindo as tensões a que os dutos estão submetidos.

Pode ocorrer ainda a situação em que seja necessário que o duto vença uma determinada cota, para poder acoplar em algum aparelho, ou simplesmente vença uma barreira natural. Deste modo são necessários suportes estruturais que viabilizem a chegada do duto a essa cota e a transposição desses obstáculos.

2.6 Processo de Inspeção e Limpeza dos Dutos

Quando extraído, o óleo bruto, não refinado, contém quantidades variadas de cera ou parafina que, devido às baixas temperaturas, estão sujeitas à formação de depósitos dentro do duto formando incrustações em suas paredes. Frequentemente, estes dutos são inspecionados e limpos por um mecanismo chamado de PIG, *Pipeline Inspection Gauge* ou peça para inspeção de dutos. Nas Figuras 2 a 5 são apresentados alguns tipos desse mecanismo.



Figura 2 – Tipos de PIG's.



Figura 3 – Tipos de PIG's.

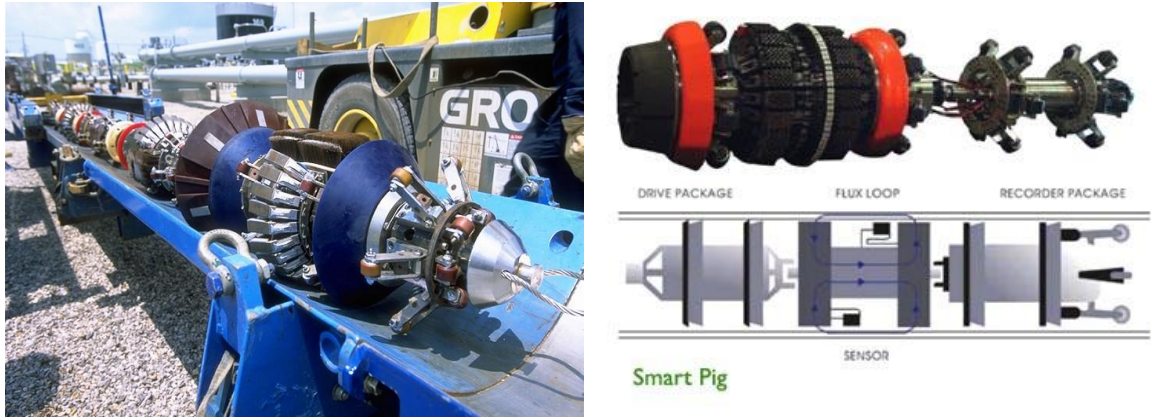


Figura 4 – Smart PIGs.



Figura 5 – Smart PIG sendo retirado do duto.

Estes dispositivos são lançados das *PIG-launchers*, ou lançadores de PIG (Figuras 6 a 7), e viajam pelo oleoduto para serem recebidos em qualquer outra estação à jusante, limpando testemunhos de cera e materiais que possam ter se acumulado dentro da linha. Deste modo, ajudam a manter o duto “limpo”, sem qualquer tipo de interferência que possa acarretar uma diminuição do fluxo, perda ou aumento da pressão no interior do duto.

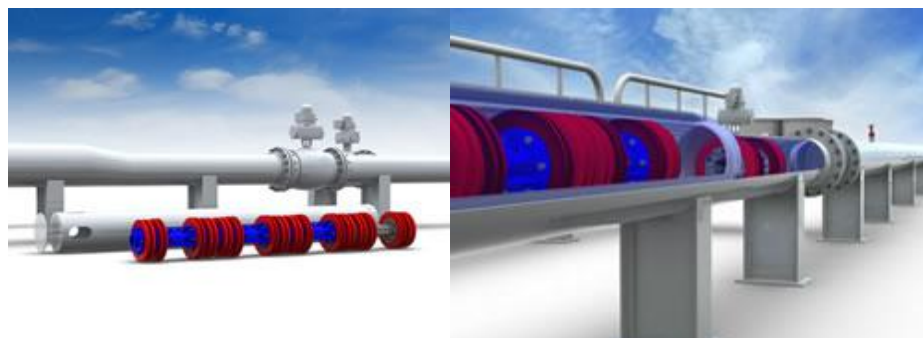


Figura 6 – Lançador de PIG.

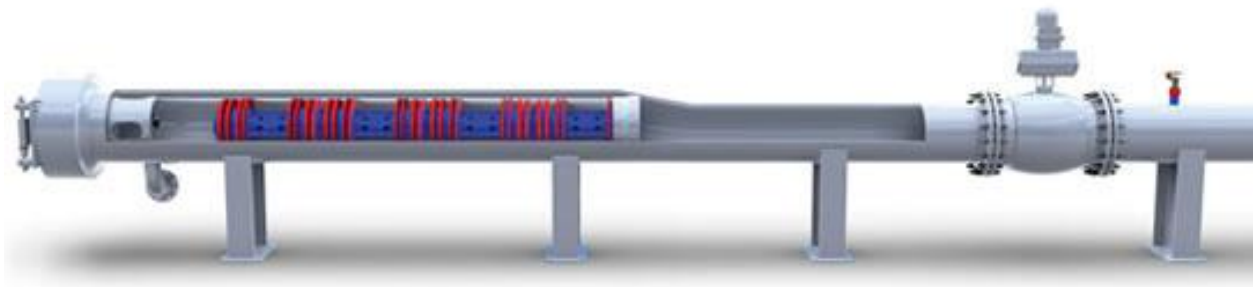


Figura 7 – Lançador de PIG.

2.7 Suportes para Dutos

Com relação às estruturas de suporte de dutos submarinos, estas têm sido estudadas ao longo dos anos em função basicamente de problemas e dificuldades encontrados pelos projetistas para vencer a irregularidade do leito marinho, bem como dos eventuais obstáculos existentes no fundo do mar. Existem diversos tipos de suportes para dutos e diferentes finalidades além da própria suportação. Este trabalho, por exemplo, apresenta um suporte para sustentac o de um lançador de PIG, que está conectado a um gasoduto, com funções de inspec o e limpeza, entre outras. A seguir, são apresentados os principais e mais utilizados tipos de suportes e suas funções.

2.7.1 Grout Bags

Vários tipos de suportes já foram construídos e testados ao longo destes anos utilizando como materiais principais a argamassa, o concreto e o aço. Neste âmbito, podem-se incluir os *grout bags* que são suportes compostos basicamente de sacos de cimento ou argamassa dispostos lado a lado formando uma “pirâmide”; este tipo de suportação funciona utilizando o peso próprio da estrutura dos sacos de cimento, que vencem o empuxo e mant m o duto fixo ao leito marinho [6].

O posicionamento no solo marinho deste tipo de apoio   executado com o auxílio de mergulhadores (Figuras 8 e 9). A utilização de *grout bags*   mais comum em linhas atuantes em baixas profundidades, o que facilita o procedimento de injeção de cimento. Além disto,

regiões com altos índices de desassoreamento também recorrem a este tipo de calçamento, visto que a instalação de tais calços é mais rápida e de menor custo, em comparação com as mantas e os outros tipos de suportes. Este fenômeno implica na execução de análises de perfis de fundo regulares, para verificação do efetivo apoio durante a vida útil do projeto [4].



Figura 8 - Exemplo de *grout bag*.



Figura 9 - Exemplo de *grout bag*.

2.7.2 Mantas de Concreto

Outro tipo de suporte composto de cimento e argamassa como materiais básicos são as mantas de concreto (Figura 10), as quais são compostas por blocos de concreto unidos por cabos de polipropileno conferindo uma grande maleabilidade ao acessório.



Figura 10 - Exemplo de manta de concreto.

A manta, também conhecida na indústria como *Mattress*, apresenta como vantagem uma maior área lateral para possíveis deslizamentos do duto no plano de apoio, em comparação com os *grout bags*. Definido o vão a ser protegido, as mantas são posicionadas de acordo com definição em projeto (Figura 11).

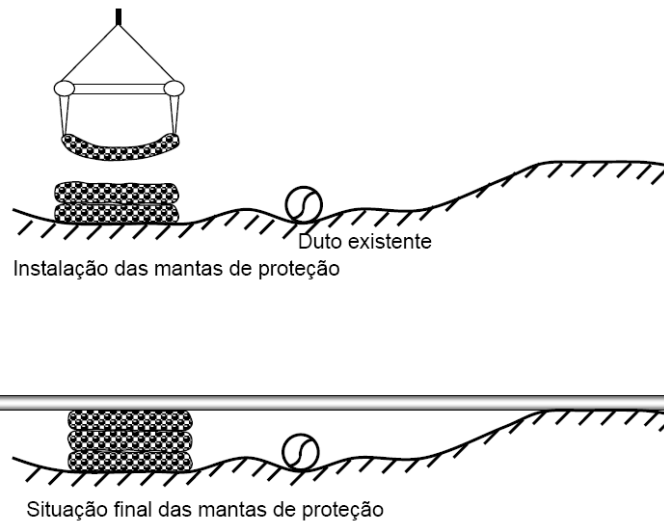


Figura 11 - Posicionamento das mantas de proteção.

Há, ainda, o caso do uso de suportes formados por blocos de concreto, os quais são instalados antes mesmo do lançamento da linha, para o alinhamento dos flanges nos pontos de conexão com os *spools* [11]. Os *spools* são trechos de tubulação, retos ou curvados, inseridos nas ligações entre a linha e um ponto fixo, cuja finalidade é absorver o deslocamento da linha

causado pela diferença de temperatura do fluido e do meio, e da elevada pressão interna. O dimensionamento destes deve prever uma tolerância lateral devido aos freqüentes erros na trajetória de lançamento em relação à diretriz teórica da linha projetada preconizada nas normas DNV OS-F101 [7].

2.7.3 Suportes Mecânicos

Existem ainda os chamados suportes mecânicos, que são estruturas em aço adequadamente projetadas para atender a situações onde nenhuma das soluções anteriores é aplicável. As Figuras 12 a 14 ilustram alguns exemplos destes tipos de suporte.

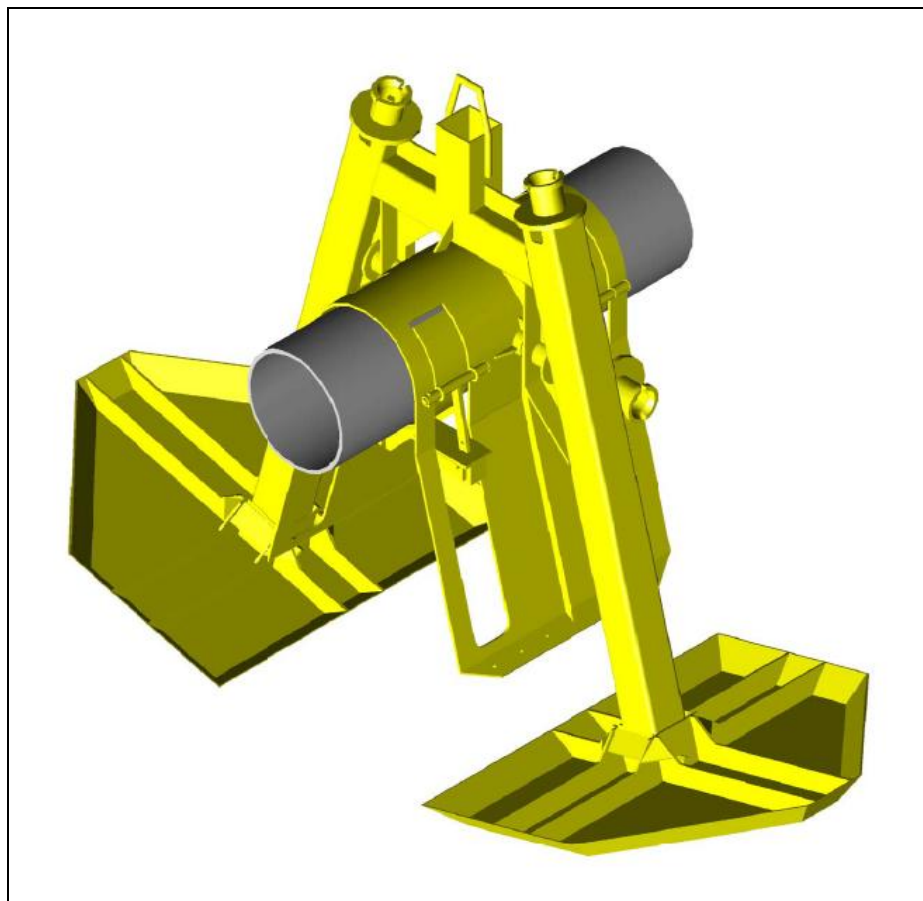


Figura 12 - Exemplo de suporte mecânico.

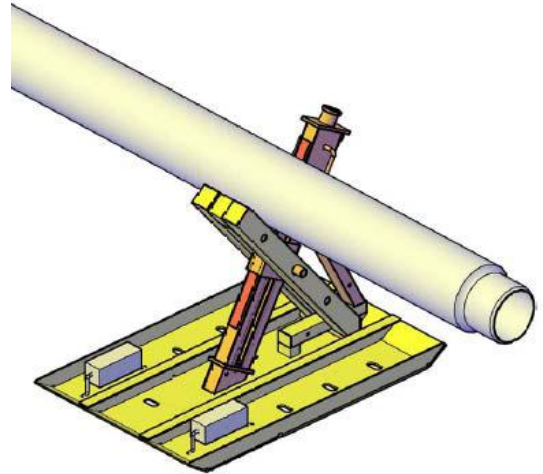


Figura 13 - Exemplo de suporte mecânico.



Figura 14 - Exemplo de suporte mecânico instalado.

CAPÍTULO 3

CONSIDERAÇÕES PARA O MODELO ESTRUTURAL

3.1 Considerações Iniciais

O suporte ou apoio aqui analisado é uma parte do projeto de instalação de um gasoduto, com 18 polegadas de diâmetro, de exportação de gás a partir da unidade de produção flutuante (FPU) P-52, localizada na Bacia de Campos, para a plataforma fixa PRA-1. Este gasoduto faz parte do PDET (Plano Diretor de Escoamento e Transmissão de Óleo) e seu traçado é esquematicamente apresentado na Figura 15.

O apoio possui como função principal a de suportar o lançador de PIG, que precisa ser nivelado com o duto para poder encaixar. A região, porém, não permite esta solução, logo o suporte foi adotado para fazer este ajuste. Outra função do suporte é a de proteção do conjunto de válvulas que fazem parte do lançador.

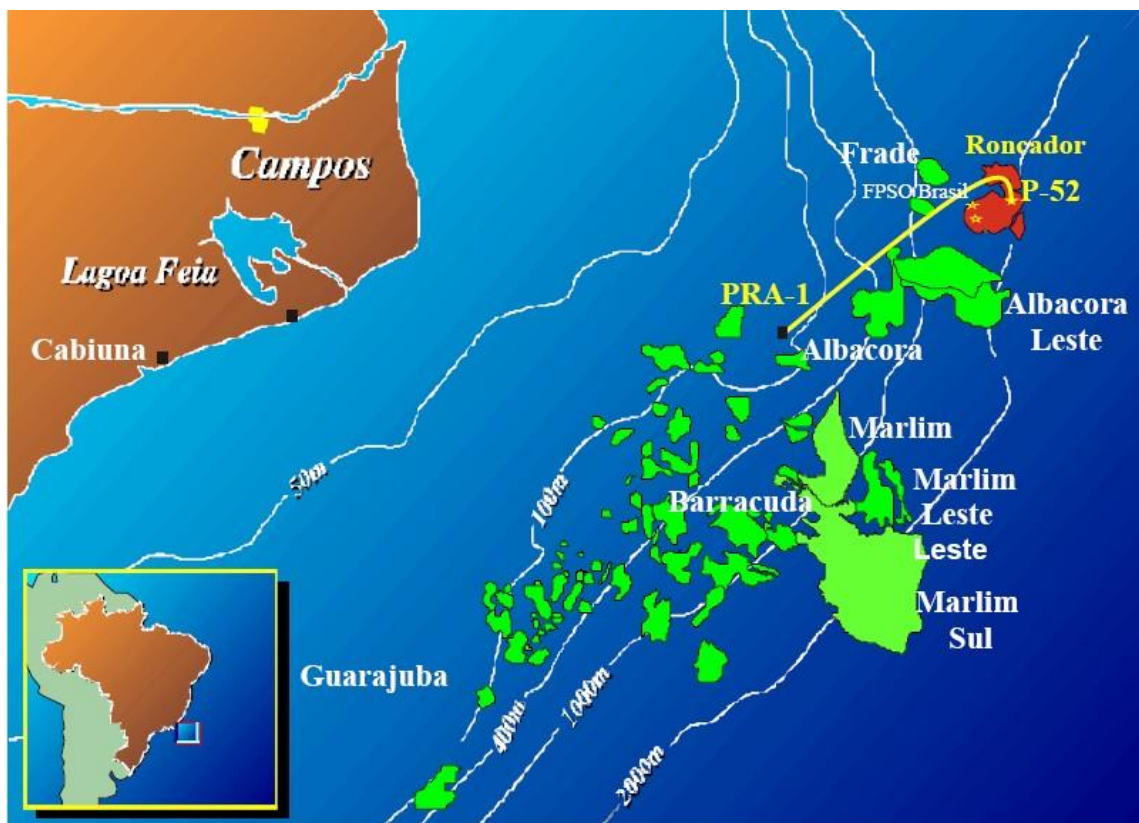


Figura 15 – Gasoduto do PDET, que se desenvolve da P-52 à PRA-1.

O sistema de exportação consiste em um condutor que sai da plataforma P-52 e se conecta a um tubo vertical ascendente, o *riser*, do tipo *Free Standing Hybrid Riser* (FSHR), constituído por tubos de aço verticais tracionados por uma superfície quase flutuante com um *jumper* flexível (FJ) ligando o início do ascendente e a FPU (Figura 16). O gasoduto tem, aproximadamente, 57 km de extensão, indo de 1800 m de profundidade na plataforma P-52 até 100 m de profundidade na plataforma PRA-1.

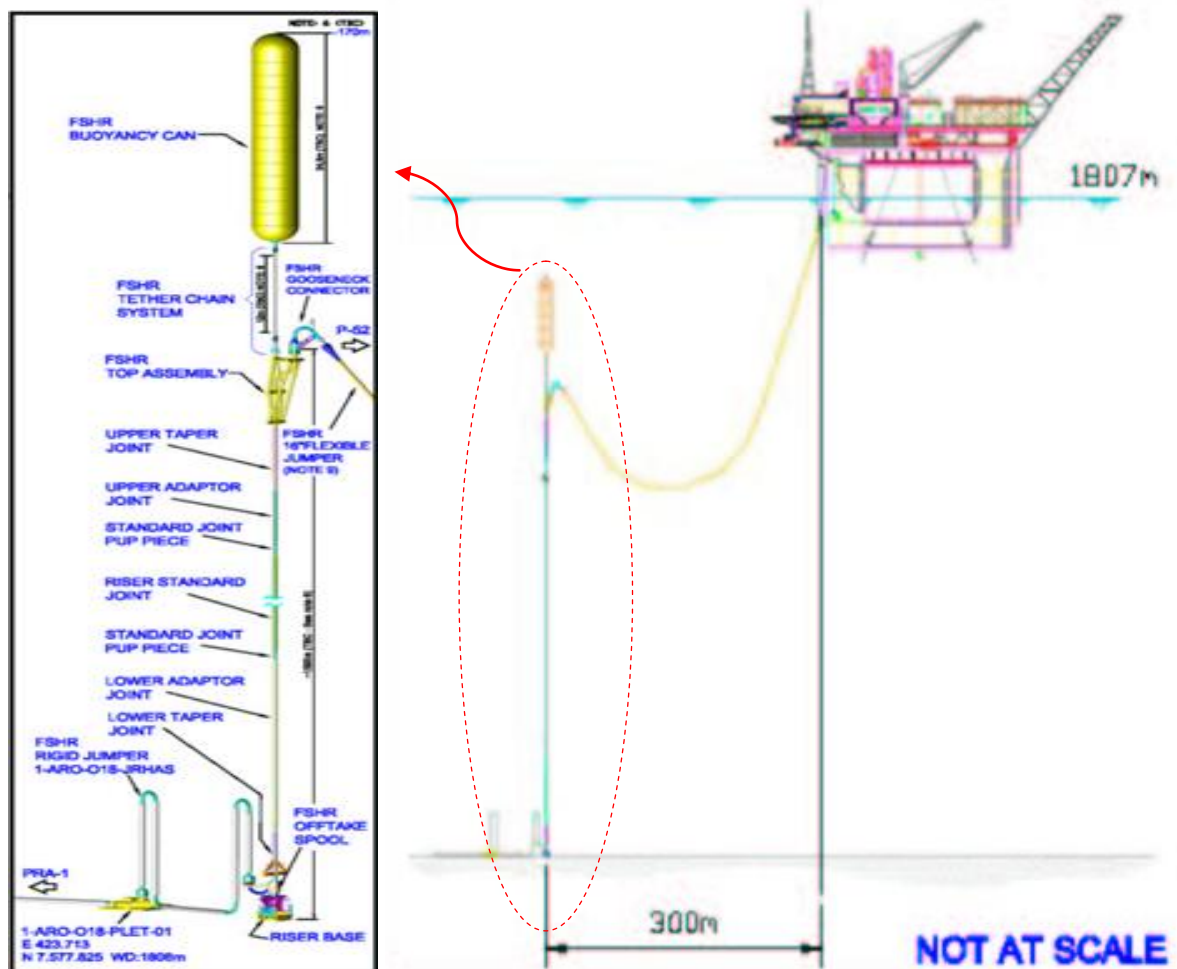


Figura 16 – Detalhe do tubo vertical ascendente que sai da P-52 em direção à PRA-1.

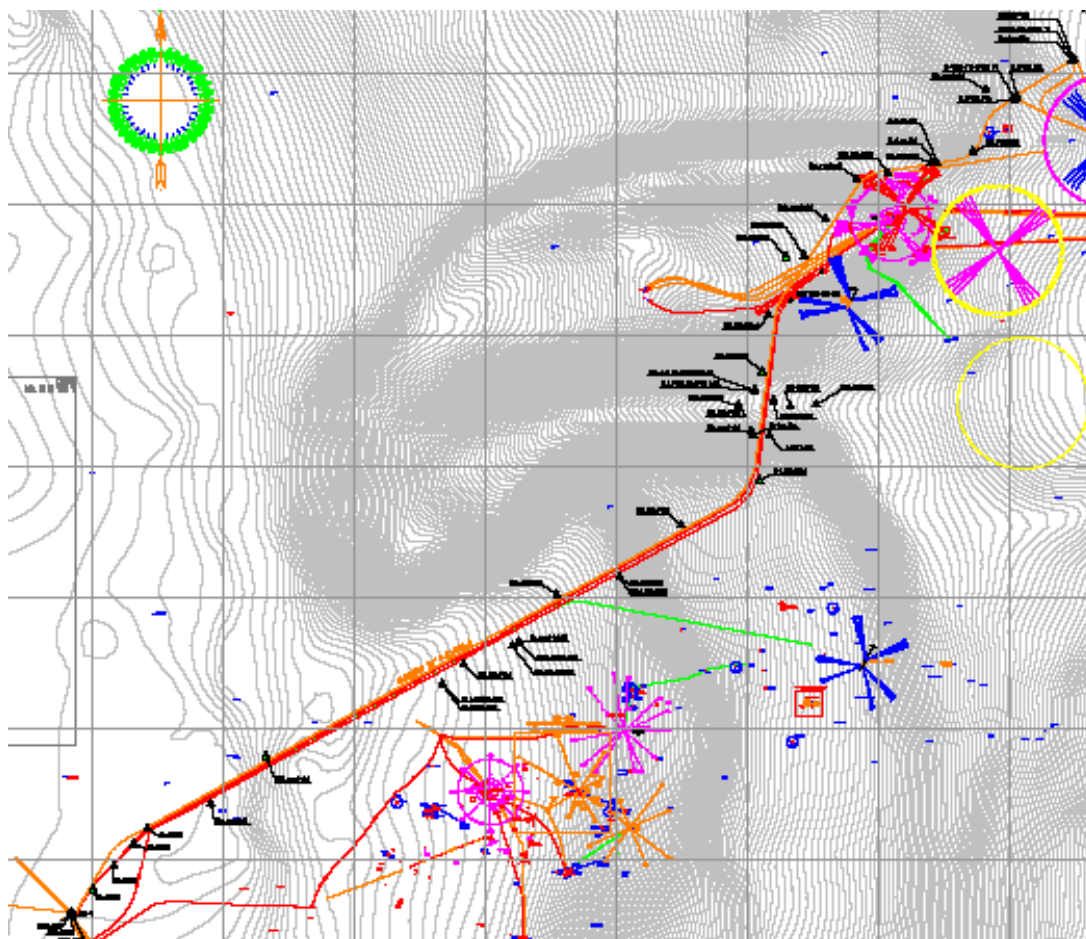


Figura 18 - Investigações Geotécnicas ao longo do gasoduto.

- o suporte foi considerado assente em areia média, cujas principais características estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo dos dados relativos ao solo.

Dados para o solo: Areia média	
Ângulo de atrito	28°
Peso específico natural	18 kN/m ³
Peso específico saturado	19 kN/m ³

- as cargas são transmitidas ao solo pelo apoio do mancal;
- a deformação máxima do solo foi considerada como sendo 20 centímetros.

3.2.3 Dados Ambientais

Devido à extensão do gasoduto de exportação de gás, temos diversos perfis de velocidades, pois as profundidades variam ao longo do trecho. Estes perfis de velocidades são fictícios e foram adotados pelo autor do projeto não se baseando em nenhum dado já existente.

A Tabela 3 apresenta alguns destes perfis para diferentes diâmetros de seções, profundidades e tempos de recorrência.

Tabela 3 - Perfis de velocidade da corrente no fundo do mar para as regiões definidas.

Seção	WD (m) (Corrente)	Direção da Corrente	Velocidade da Corrente (m/s)			WD (m) (leito marinho)
			1 ano	10 anos	100 anos	
0.688"	100	NW	0.54	0.64	0.73	100
0.750"	400	N	0.49	0.63	0.76	464
0.875"	1000	NW	0.36	0.41	0.46	888
1.000"	1000	NW	0.36	0.41	0.46	1323
1.125"	2000	N	0.31	0.40	0.50	1666

Para a região onde será instalado o suporte, a 100 metros de profundidade, próximo à plataforma fixa de PRA-1, a velocidade da corrente deve ser adotada para a recorrência de um ano, pois a estrutura é temporária, ou seja, será substituída posteriormente.

Para o projeto em questão foram consideradas as seguintes regiões da Bacia de Campos: Norte profundo (DN) e Norte Intermediário (IN).

Na Tabela 4 estão indicados os KPs, *kilometer points* (que são pontos de referência, quilômetro a quilômetro, ao longo do gasoduto), relativos às regiões consideradas.

Tabela 4 – Dados atuais da região.

KP		Região
Início	Término	
0	9	Norte Profundo
9	57	Norte Intermediário

O suporte será instalado no trecho relativo ao KP 57, na região do Norte Intermediário (IN), onde o tipo de solo é areia.

Será apresentada uma análise de sensibilidade com relação à força de arrasto, onde será utilizada uma corrente fictícia que não atua no apoio.

Os dados considerados para esta nova corrente serão retirados da região do KP 16 para um tempo de recorrência igual a 100 anos. O valor e a direção da corrente adotada para os KPs 16 e 57 são apresentados nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 – Direção das correntes para KP 16.

Direção da Corrente	Probabilidade	Velocidades (m/s)		
		1 (ano)	10 (anos)	100 (anos)
NE	0.7400	0.72	0.90	1.43

Tabela 6 – Direção das correntes para KP 57.

Direção da Corrente	Probabilidade	Velocidades (m/s)		
		1 (ano)	10 (anos)	100 (anos)
NW	0.7000	0.54	0.64	0.73

As velocidades de corrente adotada para os KPs 16 e 57 são as que possuem a maior probabilidade de ocorrer.

Como já mostrado anteriormente, o suporte será instalado numa região onde a profundidade equivale a 100 m, e o KP igual a 57, próximo a PRA-1. A Tabela 7 indica, portanto, as características do perfil de corrente escolhido.

Tabela 7 - Direção da corrente escolhida para o KP 57.

KP	Direção da Corrente	Velocidade da Corrente (m/s)	WD (m) (Fundo do Mar)
		1 (ano)	
KP57	NW	0.54	100

Na Tabela 8 está apresentada a direção da corrente escolhida para o KP 16.

Tabela 8 – Direção da corrente escolhida para o KP 16.

KP	Direção da Corrente	Velocidade da Corrente (m/s)	WD (m) (Fundo do Mar)
		100 (anos)	
KP16	NE	1.43	100

O ângulo entre o gasoduto e a corrente foi assumido como 90°, o que configura a pior situação possível, sendo a favor da segurança.

3.2.4 Consideração da Força de Arrasto

Na dinâmica dos fluidos, arrasto é a força de resistência ao movimento de um objeto sólido através de um fluido (um líquido ou gás). A força de arrasto pode ser entendida como

sendo forças de fricção (atrito), que agem em direção paralela à superfície do objeto (primariamente pelos seus lados, já que as forças de fricção da frente e de trás se anulam), e de forças de pressão, que atuam em uma direção perpendicular à superfície do objeto (primariamente na frente e atrás, já que as forças de pressão se cancelam nas laterais do objeto). A Figura 19 apresenta o perfil hidrodinâmico do escoamento em torno de um duto submarino.

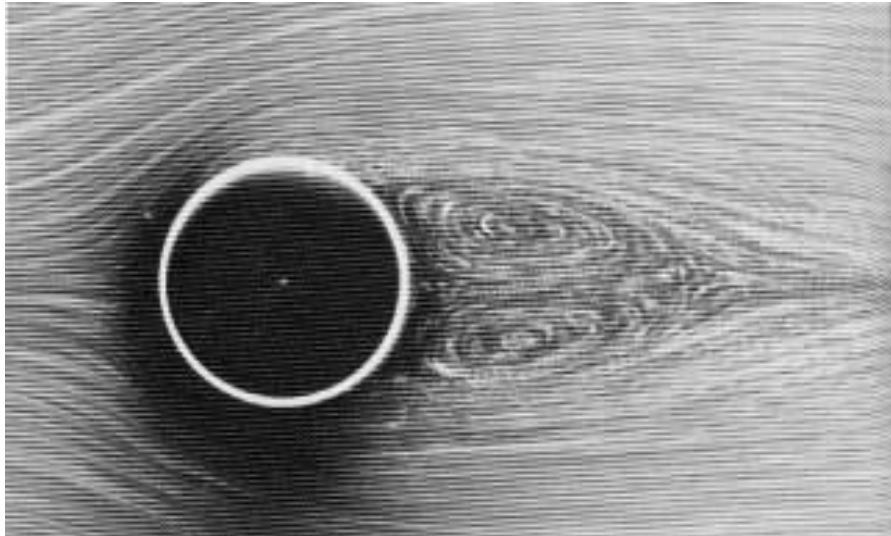


Figura 19 - Escoamento em um duto submarino.

A força de arrasto é expressa matematicamente por:

$$F_{\text{arrasto}} := \frac{1}{2} \cdot g \cdot (c_d) \cdot (\gamma_w) \cdot (v_{\text{corrente}})^2 \cdot A$$

onde:

F_{arrasto} - é a força de arrasto (kN/m);

C_d - é o coeficiente de arrasto (adimensional);

γ_w - corresponde ao peso específico do fluido (kN/m³);

v_{corrente} - corresponde à velocidade do objeto em relação ao fluido (m/s);

A - corresponde à área projetada de obstrução (m²).

O arrasto se dá devido à corrente marinha que atua sobre o gasoduto e sobre o lançador. Logo, o coeficiente de arrasto foi adotado, de acordo com o prescrito na API-RP-2A [2], como 0,65. Este valor se dá para superfícies não rugosas, pois a 100 m de profundidade não existe a formação de incrustações marinhas.

CAPÍTULO 4

MÉTODO DE ANÁLISE

A verificação de tensões no modelo estrutural foi realizada de acordo com as normas API-RP2A [2] e AISC [1]. As cargas aplicadas no modelo foram as cargas concentradas devidas aos equipamentos do lançador, e a força de arrasto devida ao efeito da corrente.

De maneira conservadora, as cargas são aplicadas de acordo com a pior situação durante a vida útil do suporte.

4.1. Metodologia Aplicada

O programa utilizado baseia suas análises estruturais no método dos deslocamentos através do método dos elementos finitos. Os tipos de elementos utilizados no modelo serão descritos a seguir

4.1.1. Elementos de Barras

Os elementos de barras são definidos por dois nós previamente existentes, possuindo propriedades geométricas que são atribuídas aos diferentes grupos desses elementos.

De acordo com a incidência dos nós são definidos os sistemas de coordenadas locais de cada membro, ficando definidas assim suas propriedades geométricas [13]. A disposição dos eixos locais, de acordo com o programa SACS [13], pode ser observada na Figura 20.

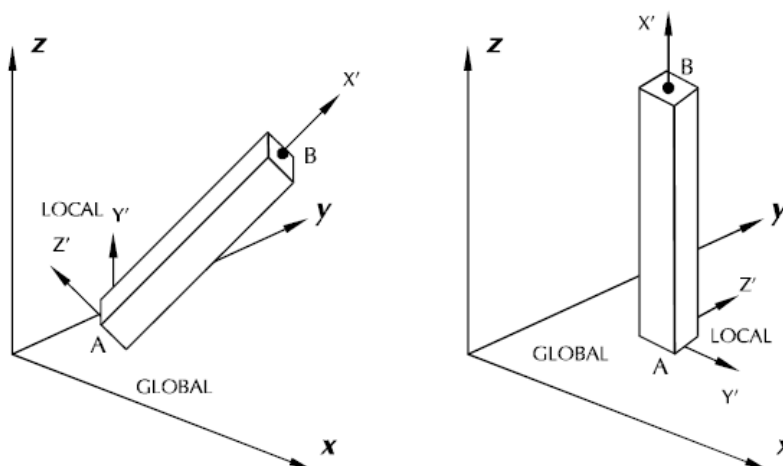


Figura 20 - Eixos Locais dos elementos de barras [13].

O modelo estrutural utilizado é do tipo Pórtico Espacial, onde cada ponto nodal possui seis graus de liberdade, ou seja, cada nó possui três rotações e três translações, conforme ilustrado na Figura 21.

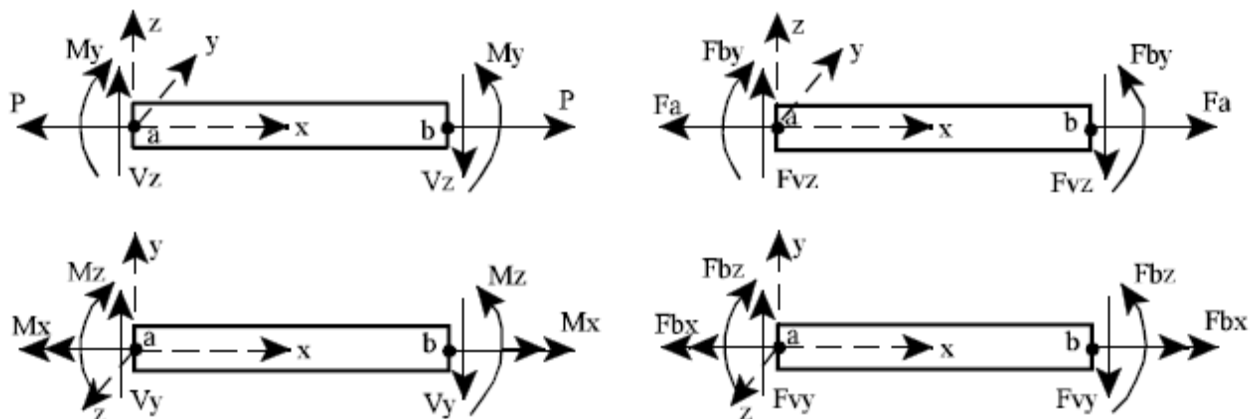


Figura 21 - Tensões e esforços internos nas barras [13].

4.1.2. Elemento de Placa

Os elementos de placa utilizados na base do modelo são do tipo quadriláteros delgadas (Figura 22), que são elementos compostos por quatro nós. Esses elementos apresentam curvas tensão versus deformação lineares, contém seis graus de liberdade e espessura constante ao longo da área [13].

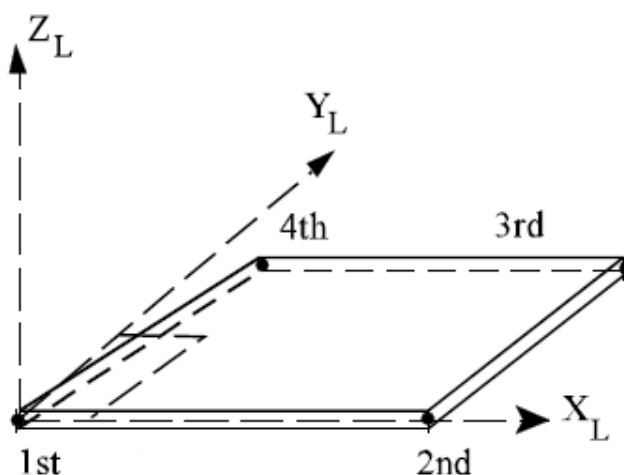


Figura 22 - Eixos locais dos elementos de placa.

Assim como as barras, as placas também possuem seus eixos de coordenadas locais, determinados de acordo com a incidência de seus nós.

As placas não possuem uma solução fechada pela Teoria da Elasticidade. Para resolvê-las, deve-se fazer uso de procedimentos numéricos como o Método dos Elementos Finitos.

Portanto, para o programa utilizado se fazem necessárias algumas observações quanto à geometria da placa, o tipo de placa e ao tamanho dos elementos na malha para geração de resultados confiáveis de tensão e deflexão. Essas observações, para todos os tipos de placas, estão descritas a seguir [13]:

- A proporção (altura por comprimento) da placa de três nós não deve exceder 6/1 e de placas com quatro nós 3/1.
- Os ângulos internos da placa não devem exceder 180°.
- Na formulação do programa, placas de quatro nós são mais precisas que placas de três nós, uma vez que o campo de tensões de uma placa de quatro nós é linear enquanto que nas placas de 3 nós é constante.

4.1.3. Formulação Matemática

Todos os problemas de análise matricial são resolvidos a partir da solução do sistema abaixo:

$$\underline{S} * \underline{d} = \underline{f}$$

A resolução do sistema acima descrito se dá de acordo com as seguintes etapas:

- Cálculo dos esforços de engastamento perfeito com sinal contrário no referencial global.
- Obtenção das forças nodais combinadas “f”.
- Cálculo da matriz de rigidez dos elementos estruturais no referencial local e global.
- Cálculo da matriz de rigidez global “S”.
- Introdução das condições de contorno obtendo-se “f” e “S”.
- Resolução do sistema de equações obtendo-se os deslocamentos.
- Cálculo dos esforços de extremidade dos elementos.
- Cálculo das reações de apoio.

Na Figura 23 é apresentada a matriz de rigidez local de um elemento de pórtico espacial.

$$S_{L,i} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{l^3(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_y)} & 0 & -\frac{12EI_z}{l^3(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_y)} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3(1+\phi_z)} & 0 & \frac{-6EI_y}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{l^3(1+\phi_z)} & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 \\ \frac{GI_x}{l} & 0 & 0 & \frac{GI_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{l} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_y}{l(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & \frac{(2-\phi_z)EI_y}{l(1+\phi_z)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{l(1+\phi_y)} & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\phi_y)EI_z}{l(1+\phi_y)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_z}{l^3(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2(1+\phi_y)} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3(1+\phi_z)} & 0 & \frac{6EI_y}{l^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{l} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_y}{l(1+\phi_z)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{l(1+\phi_y)} & 0 \end{bmatrix}$$

Simetria

Figura 23 - Matriz de Rigidez Local para um elemento de pórtico espacial.

onde temos: $\phi_y = \frac{12EI_z f_y}{GAI^2}$ $\phi_z = \frac{12EI_y f_z}{GAI^2}$

A partir do conhecimento da matriz de rigidez do elemento correspondente ao seu referencial local (Figura 23), e da matriz de rotação do elemento calcula-se a matriz de rigidez correspondente ao referencial global pela seguinte equação.

$$S_{G,i} = R_i^T S_{L,i} R_i$$

Exemplificando a matriz de rotação de um elemento de pórtico espacial:

$$R_i = \begin{bmatrix} \bar{R} & & & \\ & \bar{R} & & \\ & & \bar{R} & \\ & & & \bar{R} \end{bmatrix}$$

onde,

$$\bar{R} = \begin{bmatrix} c_y & \frac{-c_x c_y \cos(\gamma) - c_z \sin(\gamma)}{c} & \frac{-c_y c_z \cos(\gamma) - c_x \sin(\gamma)}{c} \\ \frac{c_x c_y \cos(\gamma) - c_z \sin(\gamma)}{c} & -c \sin(\gamma) & \frac{-c_y c_z \cos(\gamma) - c_x \sin(\gamma)}{c} \\ \frac{c_x c_y \cos(\gamma) - c_z \sin(\gamma)}{c} & -c \sin(\gamma) & \frac{-c_y c_z \cos(\gamma) - c_x \sin(\gamma)}{c} \end{bmatrix}$$

$$c = \sqrt{c_x^2 + c_z^2} \quad c_x = \frac{X_k - X_j}{l} \quad c_y = \frac{Y_k - Y_j}{l} \quad c_z = \frac{Z_k - Z_j}{l}$$

$$l = \sqrt{(X_k - X_j)^2 + (Y_k - Y_j)^2 + (Z_k - Z_j)^2}$$

Sendo X, Y e Z as coordenadas nodais.

As placas e as barras são calculadas de acordo com o método dos deslocamentos e através da teoria dos elementos finitos, que se baseia no Princípio dos Trabalhos Virtuais e obedece a mesma equação do método dos deslocamentos.

As barras possuem matriz de rigidez definida explicitamente. O programa SACS [13] contém dois tipos de elementos de placas, triangular e quadrilateral. Para a consideração das tensões e deformações ao longo do eixo normal da placa, os elementos do sistema SACS [13] são formulados a partir da teoria clássica de placas e em teorias empíricas que assumem uma deformação e o efeito de cisalhamento constante ao longo do eixo Z.

4.2. Teoria para Verificação das Razões de Tensões

As normas utilizadas neste projeto para o dimensionamento de estruturas metálicas *offshore* foram as seguintes:

- Para perfis tubulares utiliza-se a norma - API RP2A WSD 21th [2].
- Para perfis não tubulares utiliza-se a norma – AISC *Manual of Steel Construction ASD 9th* [1].

4.2.1. Definição do *unit-check* para Membros

Neste item, será apresentada a definição do *unit check* (UC), razões de tensões, para membros e placas segundo a AISC *manual of steel construction ASD 9th* [1]:

Para membros solicitados a tensão em flexão o UC é definido como:

$$UC = \frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}}$$

O UC pode ser definido como sendo a razão entre as tensões solicitantes (f) e as resistentes (F). Esta razão tem que ser menor do que um ($UC < 1$), logo as tensões resistentes são maiores que as solicitantes, caso contrário a peça é solicitada além da sua capacidade de suportaçãõ.

Para tais membros, deve-se fazer uma verificação também para flexão apenas:

$$UC = \frac{f_b}{F_b}$$

Para casos em que os membros são solicitados a compressão menor que $0,15 F_y$, onde F_y é a tensão de escoamento do material, a fórmula deverá ser:

$$UC = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}}$$

Para membros solicitados a compressão maior que $0,15 F_y$ em flexão, o UC é definido como:

$$UC = \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} + \frac{C_{mz} f_{bz}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ez}}\right) F_{bz}}$$

e também:

$$UC = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}}$$

O UC para flambagem de Euler é definido pela fórmula a seguir:

$$UC = \frac{f_a}{F'_e}$$

O UC para cortante inclui os efeitos de torção e é definido pela fórmula abaixo:

$$UC = \frac{f_v}{F_v}$$

4.2.2. Definição do *unit check* para Placas

O critério de ruptura de *von Mises* é o que se adapta melhor aos resultados experimentais para materiais dúcteis. Baseia-se na idéia de que a ruptura do elemento ocorre na situação de máxima energia de distorção.

Emprega-se também a idéia de que um elemento submetido a um estado hidrostático de tensões não sofre ruptura.

Sendo assim, o elemento sobre a influência das tensões principais pode ser decomposto em um estado hidrostático de tensões e um estado distorcional.

A expressão abaixo define o UC de *von Mises* para placas considerando apenas as tensões principais.

$$UC = \frac{\sigma_{VonMises}}{\sigma_{Resistente}}$$

$$\sigma_{VonMises} = \sqrt{\frac{(S_{p1} - S_{p2})^2 + S_{p2}^2 + S_{p1}^2}{2}} \quad ; \quad \sigma_{Resistente} = 0,6F_y$$

$$UC = \sqrt{\frac{(S_{p1} - S_{p2})^2 + S_{p2}^2 + S_{p1}^2}{2(0.6F_y)^2}}$$

CAPÍTULO 5

MODELAGEM COMPUTACIONAL

5.1 Modelo Estrutural

No sistema SACS [13], os membros são definidos por seus limites chamados juntas, ou nós; não possuindo rótulos como em outros sistemas. A Figura 24 apresenta a geometria do modelo.

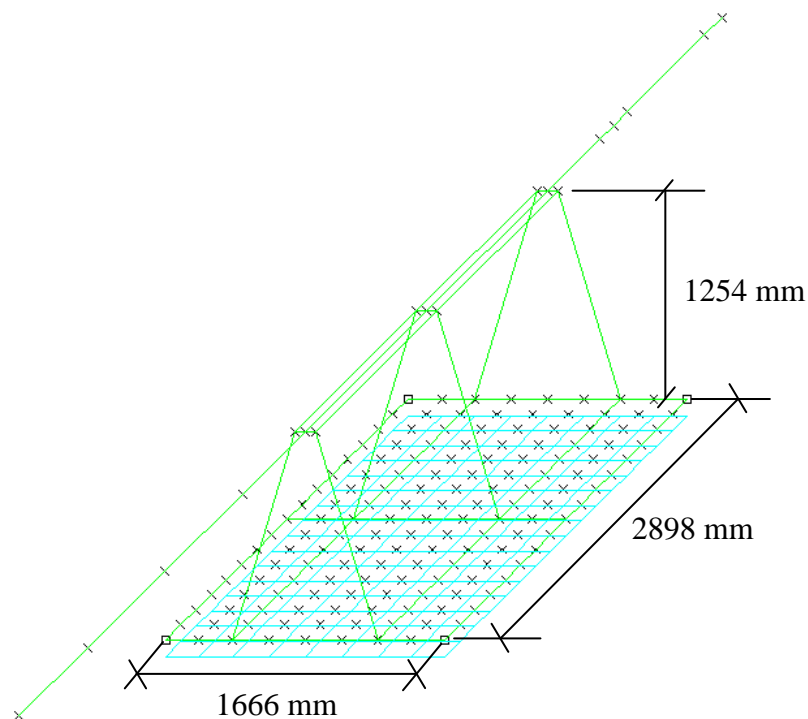


Figura 24 - Geometria da estrutura, modelo unifilar.

A estrutura foi concebida em um modelo de nós, barras e placas, adotando-se como perfil principal, representado pelas barras, o perfil metálico W8x15 (AISC [1]).

Na Figura 25, pode ser observada a estrutura, em uma visualização isométrica, em que é mostrado o modelo completo. O lançador de PIG foi modelado como um duto rígido, por aproximação, sendo que as suas particularidades serão apresentadas na parte de carregamentos.

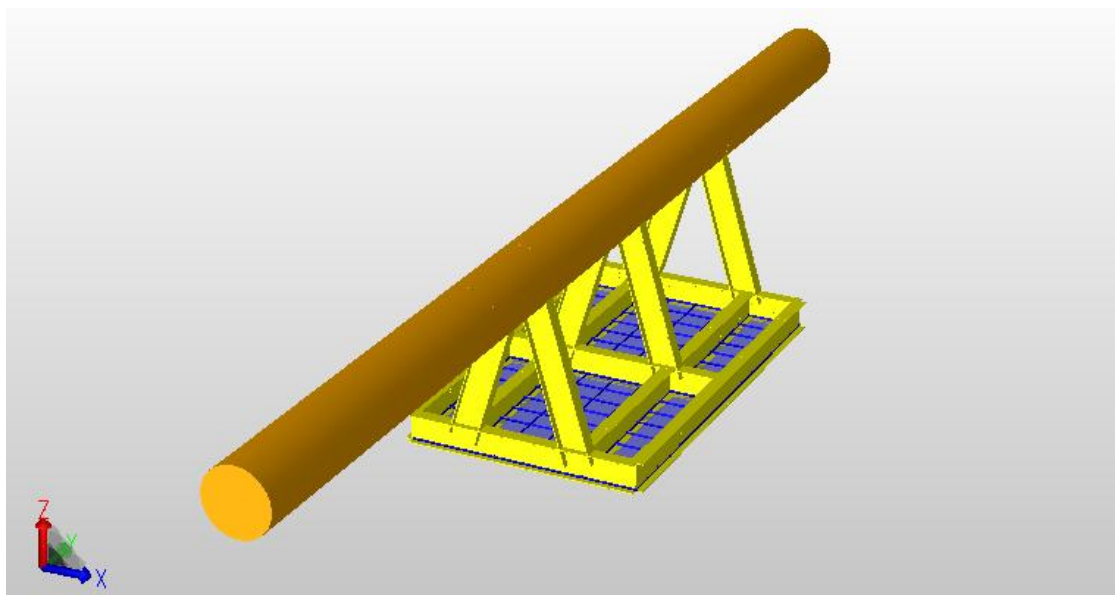


Figura 25- Isométrico modelo SACS [13].

O duto foi modelado como sendo uma estrutura única e cilíndrica, sendo que na verdade não é, pois existem algumas diferenças de diâmetros devido às peças que são acopladas ao lançador, sendo estas colocadas como cargas concentradas. A Figura 26 apresenta a vista longitudinal do suporte onde são ilustradas as peças de diferentes diâmetros.

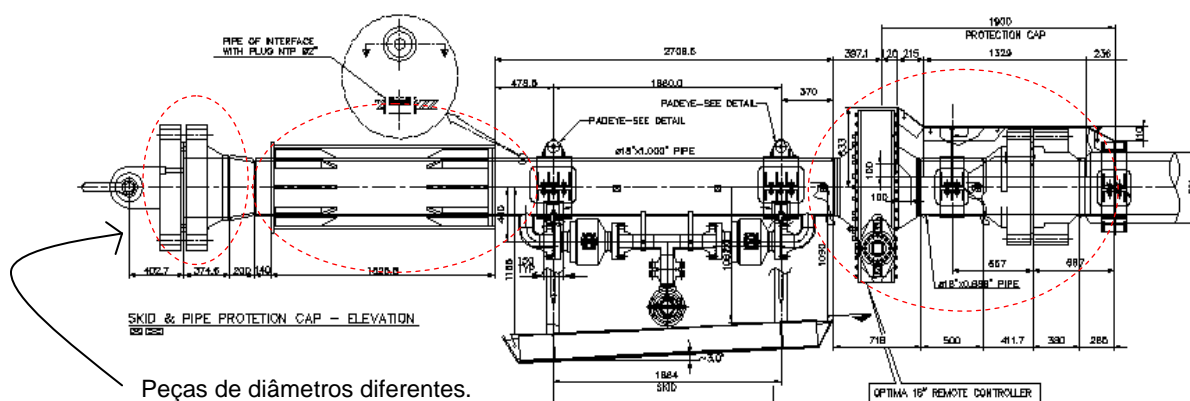


Figura 26 – Vista longitudinal do suporte.

Todas as partes marcadas pelo pontilhado são peças de diferentes diâmetros que foram considerados como cargas concentradas.

No modelo SACS [13], os membros são identificados pelos nós que os limitam e as placas por um nome. As propriedades dos membros e das placas são definidas por grupos que

5.1.4. Propriedades geométricas dos membros e das placas

As propriedades geométricas dos membros que compõem a estrutura estão apresentadas na listagem do programa SACS [13] na Tabela 9.

Tabela 9 - Propriedades geométricas dos membros e das placas.

WIDE FLANGE/WIDE FLANGE COMPACT, MEMBER PROPERTIES																
GRP	M/S	** FLANGE THICK	** WEB WIDTH	FILET THICK	RAD.	E DEPTH	G	AXIAL AREA	**** MOMENTS OF INERTIA ****			YIELD STRESS	KY	KZ	FLANGE TOP	
		CM	CM	CM	CM	CM	1000	1000	CM**2	CM**4	CM**4	CM**4	KN/CM2			M
BAS		0.80	10.20	0.622	0.762	20.60	20.0	8.0	28.65	5.827	1998.	141.9	24.8	1.0	1.0	0.0
TUBULAR MEMBER PROPERTIES																
GRP	M/S	JOINT THICK	WALL THICK	OUTSIDE DIAM.	E	G	AXIAL AREA	**** MOMENTS OF INERTIA ****			YIELD STRESS	KY	KZ	SHEAR AREA	RING SPACE	
		M	CM	CM	1000	1000	CM**2	CM**4	CM**4	CM**4	KN/CM2			CM**2	M	
DUT		0.00	1.778	45.72	20.0	8.0	245.45	0.11868E+06	59340.	59340.	24.8	1.0	1.0	122.72	0.00	
SACS Release 5.2				Suporte				ID=00190236								
PLATE GROUP REPORT																
PLATE GROUP	THICK	TYPE	ELAST MOD	POIS. RATIO	YIELD STRESS	***** TX	***** IY	X-STIFFENERS DXU	***** DXL	***** SPAC	***** TY	***** IX	Y-STIFFENERS DYU	***** DYL	***** SPAC	DPY
	CM		1000		KN/CM2	KN/CM2	CM/CM	CM**4/CM	CM	CM	CM/CM	CM**4/CM	CM	CM	CM	CM
PL8	0.800	ISO	20.00	0.250	24.80	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

5.2. Consideração do Solo

5.2.1. Verificação do Solo

O modelo é composto por barras e placas no fundo; esse conjunto de placas da base pode ser chamado de *Mudmat*. Esta chapa será apoiada simplesmente no solo, sendo necessária a verificação do solo quanto ao peso do suporte. Para a verificação do solo foram considerados os critérios do item 6.13 da API-RP2A [2].

A verificação do solo se encontra no anexo A.

5.2.2. Considerações para a Verificação do *Mudmat*

Faz-se necessária a verificação da placa de fundação, *Mudmat*, que será simplesmente apoiada no solo, para saber as tensões na placa, e sua distribuição na mesma.

Para a verificação da placa foi necessário auto-equilibrar o modelo, ou seja, tornar as reações de apoio do modelo nulas.

Para isso, foi realizada uma análise estática do modelo, obtendo-se assim os valores dos momentos atuantes e o ponto de aplicação da resultante dos carregamentos; com esses dados foi possível a determinação das excentricidades devidas às forças de arrasto e das cargas concentradas. Após a determinação do ponto, foi aplicada na placa de fundação, uma pressão para poder simular a reação do solo, que se dá numa área específica mediante o cálculo das excentricidades.

O cálculo das excentricidades foi realizado da seguinte maneira:

$$e_x = \frac{M_y}{F_z} ; e_y = \frac{M_x}{F_z}$$

Os valores adotados para o cálculo das excentricidades foram:

$$M_x = 54,539 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,680 \text{ kN.m}$$

$$F_z = 54,361 \text{ kN}$$

Logo,

$$e_x = 0.012 \text{ m} ; e_y = 1.003 \text{ m} \text{ (Figura 31)}$$

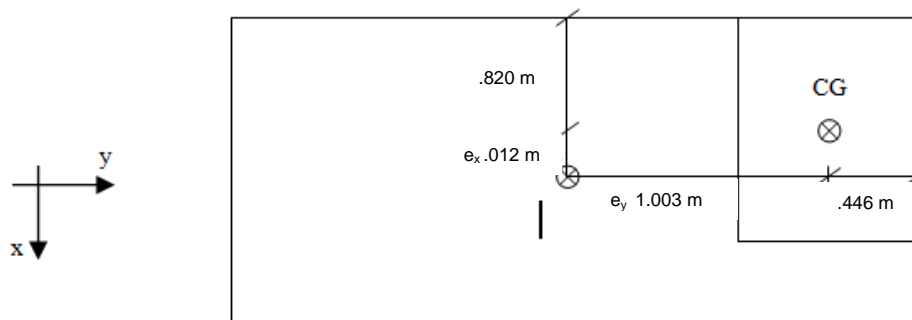


Figura 31 – Esquema que mostra as excentricidades e a área específica de reação do solo.

5.3. Carregamentos Aplicados

As verificações das tensões, considerando os efeitos globais, foram realizadas no SACS [13], de acordo com os critérios da API-RP2A [2]. No modelo, foram aplicados os

seguintes carregamentos: cargas concentradas devidas aos equipamentos do lançador, carga devida ao arrasto e a carga de resposta do solo para auto-equilibrar o modelo.

Conservadoramente, a força de arrasto e o peso submerso do duto foram calculados para o maior vão e altura em condição de operação.

5.3.1. Cargas Concentradas

Existem cargas concentradas, que foram aplicadas no modelo, devidas aos trechos de diferentes diâmetros, que representam válvulas e a proteção das mesmas entre outros equipamentos que estão acoplados ao lançador, como o *Pipe Trunnion*, *Remote Controller* e o *Flange* (vide Figura 26).

Na análise estrutural, as cargas foram aplicadas para a pior condição. Este carregamento foi adotado com o nome de PPC, e está apresentado na Figura 32.

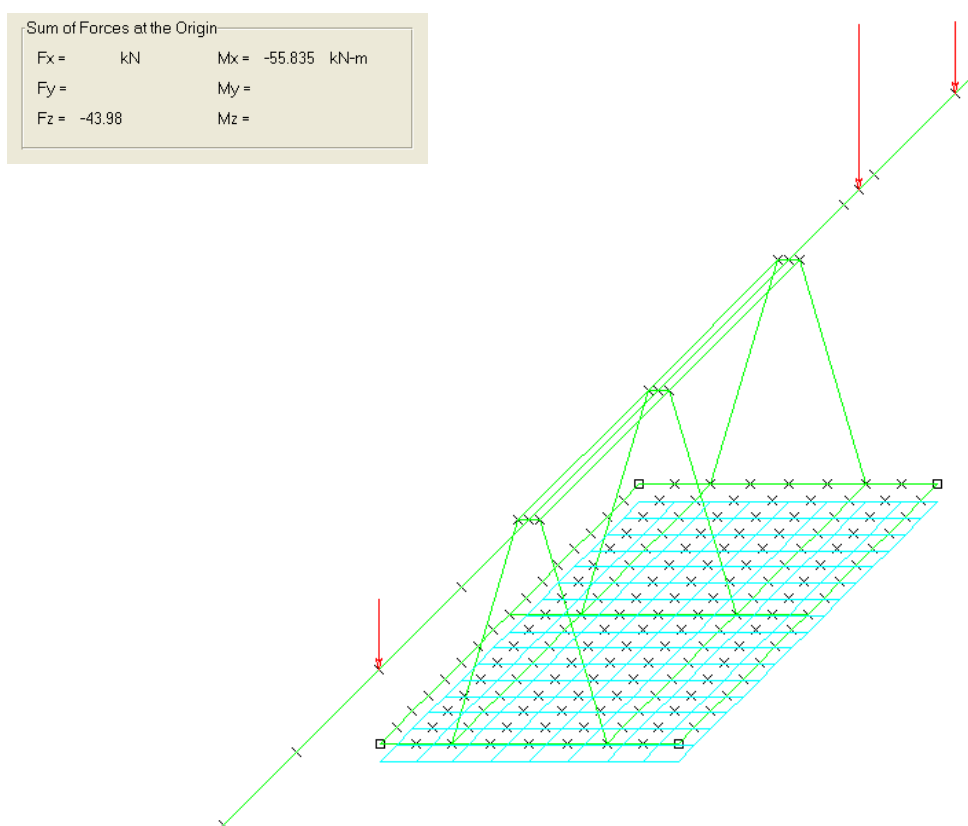


Figura 32 – Carregamento PPC - forças concentradas que representam os equipamentos acoplados ao lançador e às válvulas.

5.3.2. Força de Arrasto

A intensidade da corrente marítima e o ângulo entre a direção adotada e o duto já foram indicados na seção de dados. Na Tabela 10 está apresentado um resumo da corrente que foi adotada para a força de arrasto.

Tabela 10 – Velocidade da corrente.

KP	Direção da Corrente	Velocidade da Corrente (m/s)
57	NW	0.54

Conservadoramente o ângulo foi assumido como 90°.

Tem-se para uma profundidade igual a 100m uma velocidade de corrente igual a 0,54m/s.

Adotando-se o coeficiente de arrasto igual a 0,65, segundo [2], massa específica da água do mar igual a 1,025 ton/m³, tem-se:

$$F_{\text{arrasto}} := \frac{1}{2 \cdot g} \cdot (c_d) \cdot (\gamma_w) \cdot (v_{\text{corrente}})^2$$

$$F_{\text{arrasto}} = 0.097 \frac{1}{\text{m}^2} \text{ kN}$$

A força de arrasto varia conforme a área de obstrução, dependendo do diâmetro médio e do comprimento do duto.

Logo, dividiu-se o trecho do duto que está sendo estudado em quatro partes, obtendo-se assim quatro forças de arrasto diferentes que serão aplicadas no modelo estrutural de acordo com o comprimento de cada trecho (Tabela 11).

Tabela 11 – Cálculo da força de arrasto para cada trecho.

Trecho	Diâmetro Médio (m)	Força de Arrasto parcial (kN/m ²)	Força de Arrasto no trecho (kN/m)	Comprimento do Trecho (m)	F arrasto (kN)
1	0.942	0.097	0.091	1.127	0.103
2	1.295	0.097	0.126	0.326	0.041
3	0.66	0.097	0.064	2.664	0.171
4	0.457	0.097	0.044	4.272	0.189

Estas forças foram aplicadas em cada trecho do modelo. O nome do carregamento é COR1, e é apresentado nas Figuras 33 a 36:

Trecho 1 –

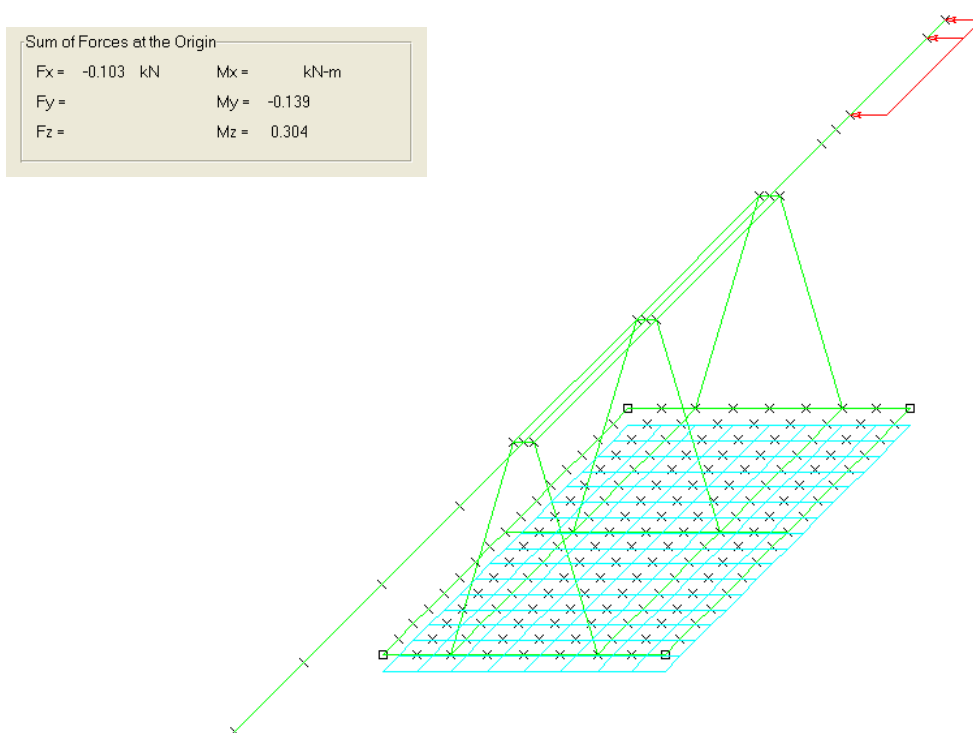


Figura 33 – Somatório das forças atuantes no trecho 1 devido à força de arrasto.

Trecho 2 –

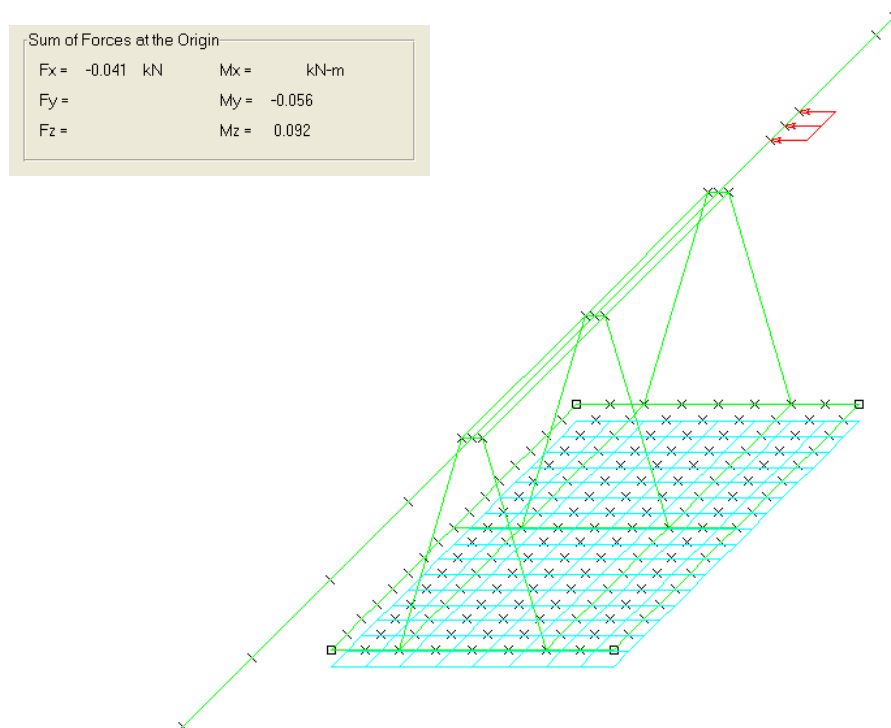


Figura 34 – Somatório das forças atuantes no trecho 2 devido à força de arrasto.

Trecho 3 –

Sum of Forces at the Origin	
$F_x = -0.171 \text{ kN}$	$M_x = \text{ kN-m}$
$F_y =$	$M_y = -0.231$
$F_z =$	$M_z = -0.602$

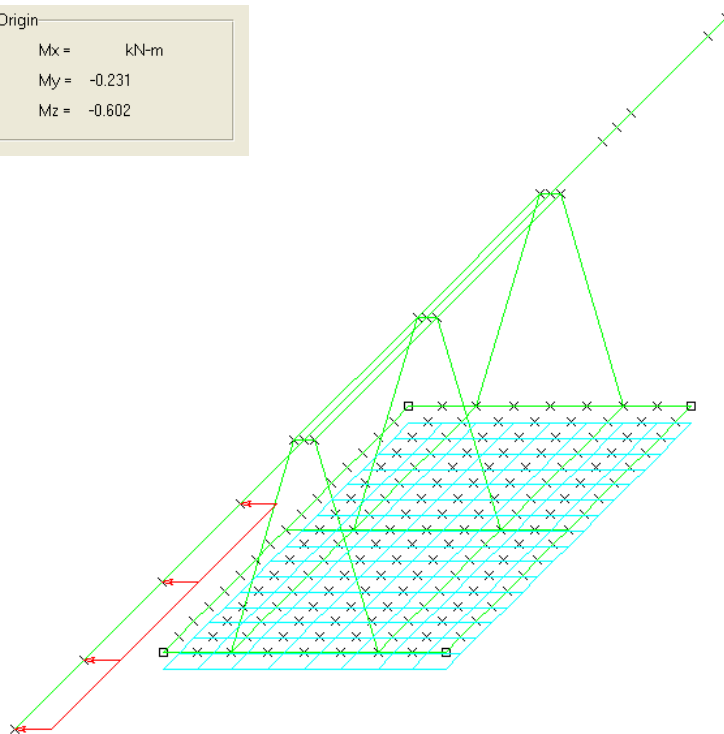


Figura 35 – Somatório das forças atuantes no trecho 3 devido à força de arrasto.

Trecho 4 –

Sum of Forces at the Origin	
$F_x = -0.188 \text{ kN}$	$M_x = \text{ kN-m}$
$F_y =$	$M_y = -0.254$
$F_z =$	$M_z = -0.012$

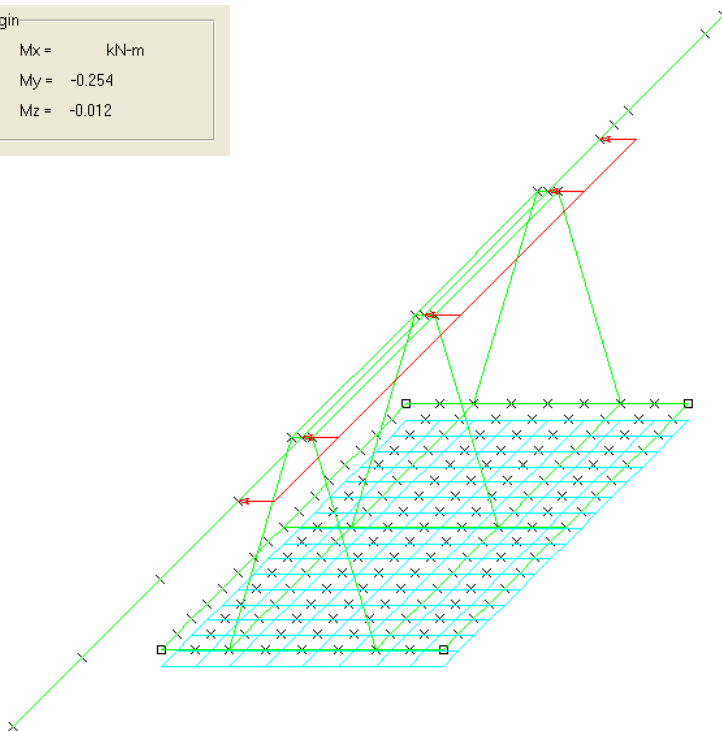


Figura 36 – Somatório das forças atuantes no trecho 4 devido à força de arrasto.

5.3.3. Reação do Solo

Como já mencionado anteriormente, a reação do solo está apresentada em uma área menor que a de contato entre a placa de apoio e o solo, *Mudmat*. Esta área é menor devido às excentricidades, já calculadas no item 5.2.2.

Logo, após ter sido calculada a área efetiva de resposta do solo, faz-se a aplicação de uma pressão, igual ao somatório das forças resultantes do modelo. Com isso, utilizam-se os somatórios de forças nos eixos X,Y e Z, aplicando esta força na área (carregamento MUD1). A Figura 37 mostra a força aplicada, de forma distribuída, nos nós correspondentes à área efetiva, que são 54.

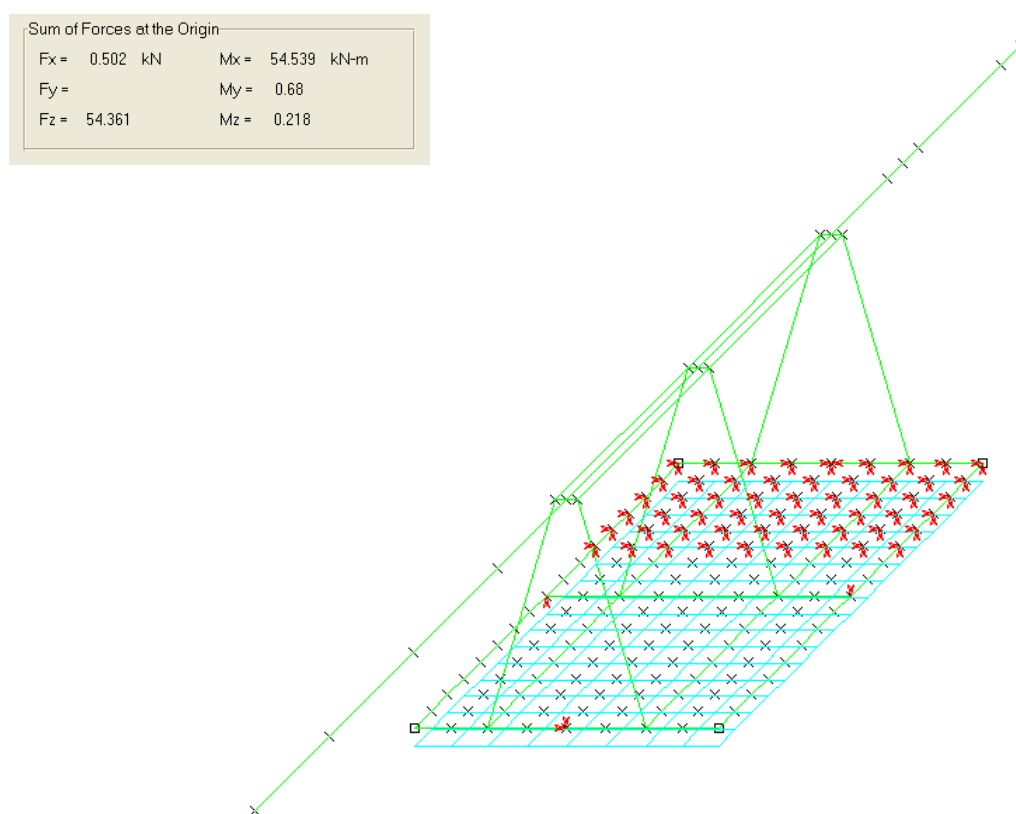


Figura 37 – Carregamento MUD1 – reação do solo.

5.3.4. Resumo das Cargas Aplicadas

Os casos apresentados na Tabela 12 foram considerados para simular as análises estruturais do suporte. As forças foram calculadas conservadoramente, uma vez que o apoio

não vai conseguir suportar todo o peso do duto correspondente ao vão livre. Uma parte do peso será apoiada no início e no final do vão livre no fundo do mar.

Tabela 12 – Carregamentos aplicados.

Casos de Carga	Descrição
1	Peso Próprio e Empuxo (gerado automaticamente pelo SACS [13] através do SEASTATE)
COR1	Força de Arrasto
PPC	Cargas que representam: - <i>Pipe trunnion</i> = 10 kN - <i>Remote Controller</i> = 23.75 kN - <i>Flange</i> = 10.23 kN
MUD1	Pressão para a análise <i>Mudmat</i>

Basicamente, existem duas combinações: uma considerando o efeito da corrente que realmente atua na estrutura, REAL (Tabela 13), e outra fictícia, MAX, com um valor da corrente muito maior, para que possa ser realizada uma análise de sensibilidade com relação aos efeitos da força de arrasto sobre a estrutura, que será apresentada no próximo item.

Tabela 13 – Combinação dos carregamentos que realmente atuam na estrutura.

Combinação	Carregamento
REAL	1 COR1 PPC MUD1

A partir dos dados da Tabela 14 pode-se concluir que o modelo está auto-equilibrado, pois a resultante dos carregamentos é nula.

Tabela 14 – Somatório dos carregamentos.

***** SEASTATE COMBINED LOAD CASE SUMMARY *****						
RELATIVE TO MUDLINE ELEVATION						
	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)	MX (KN-M)	MY (KN-M)	MZ (KN-M)
1	0.000	0.000	-10.382	1.296	0.000	0.000
COR1	-0.502	0.000	0.000	0.000	-0.679	-0.218
PPC	0.000	0.000	-43.980	-55.835	0.000	0.000
MUD1	0.502	0.000	54.361	54.539	0.680	0.210
TOTAL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001

5.4. Análise de Sensibilidade

Neste item será apresentada uma análise de sensibilidade, quanto ao efeito da força de arrasto na estrutura. Para isso foi criada uma nova combinação de carga, MAX, que considera uma nova força de arrasto fictícia, COR2. Para a consideração desta força foi assumida uma corrente, de acordo com perfil criado pelo autor do projeto, referente ao KP 16, a direção da corrente será desprezada, pois o intuito é avaliar somente os efeitos causados por esta nova consideração de carregamento.

5.4.1. Força de Arrasto para a nova consideração

A nova corrente foi assumida para o tempo de recorrência igual a 100 anos, na direção NE (Tabela 15), referente ao KP 16, apresentado no item 3.2.3.

Tabela 15 – Resumo dos dados da corrente para KP 16.

Direção da Corrente	Probabilidade	Velocidades (m/s)		
		1 (ano)	10 (anos)	100 (anos)
NE	0.7400	0.72	0.90	1.43

Foi adotada uma velocidade de corrente igual a 1,43 m/s, referente à Tabela 15.

O coeficiente de arrasto foi adotado igual a 1.05, segundo [2], para superfícies rugosas, considerando a formação de incrustações marinhas, o que não acontece na região propriamente em que o suporte será assentado, porém para esta análise foi considerada a pior situação em todos os parâmetros.

$$F_{\text{arrasto}} := \frac{1}{2 \cdot g} \cdot (c_d) \cdot (\gamma_w) \cdot (v_{\text{corrente}})^2$$

$$F_{\text{arrasto}} = 1.101 \frac{1}{\text{m}^2} \text{ kN}$$

A Tabela 16 apresenta os valores calculados da força de arrasto referentes a cada trecho.

Tabela 16 – Cálculo da força de arrasto para cada trecho.

Trecho	Diâmetro Médio (m)	Força de Arrasto parcial (kN/m ²)	Força de Arrasto no trecho (kN/m)	Comprimento do Trecho (m)	F arrasto (kN)
1	0.942	1.101	1.037	1.127	1.169
2	1.295	1.101	1.426	0.326	0.465
3	0.66	1.101	0.727	2.664	1.936
4	0.457	1.101	0.503	4.272	2.149

O modelo foi calibrado para esta nova força de arrasto com o carregamento MUD2, que tem a mesma função do MUD1, de apenas auto-equilibrar o modelo.

5.4.2. Resumo das Cargas aplicadas para a nova consideração

Na Tabela 17 estão apresentadas as cargas que foram consideradas na combinação MAX.

Tabela 17 – Resumo dos carregamentos aplicados na combinação MAX.

	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)	MX (KN-M)	MY (KN-M)	MZ (KN-M)
1	0.000	0.000	-10.382	1.296	0.000	0.000
PPC	0.000	0.000	-43.980	-55.835	0.000	0.000
COR2	-5.719	0.000	0.000	0.000	-7.739	-2.474
MUD2	5.721	0.000	54.361	54.539	7.738	2.474
TOTAL	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

5.5. Condições de Contorno

O modelo é auto-equilibrado, porém para estabilidade numérica foram aplicadas molas, com rizezas desprezíveis, nos nós dos cantos da placa de fundação. Estas molas foram presas ao solo de maneira que suas translações são restringidas e suas rotações liberadas.

As Figuras 38 e 39 mostram a configuração adotada para as condições de contorno, onde a direção representada por “1” significa que está restringida e a que está representada por “0” livre. No SACS [13] as translações nos eixos X,Y e Z vem primeiro e depois as rotações nos eixos X, Y e Z.

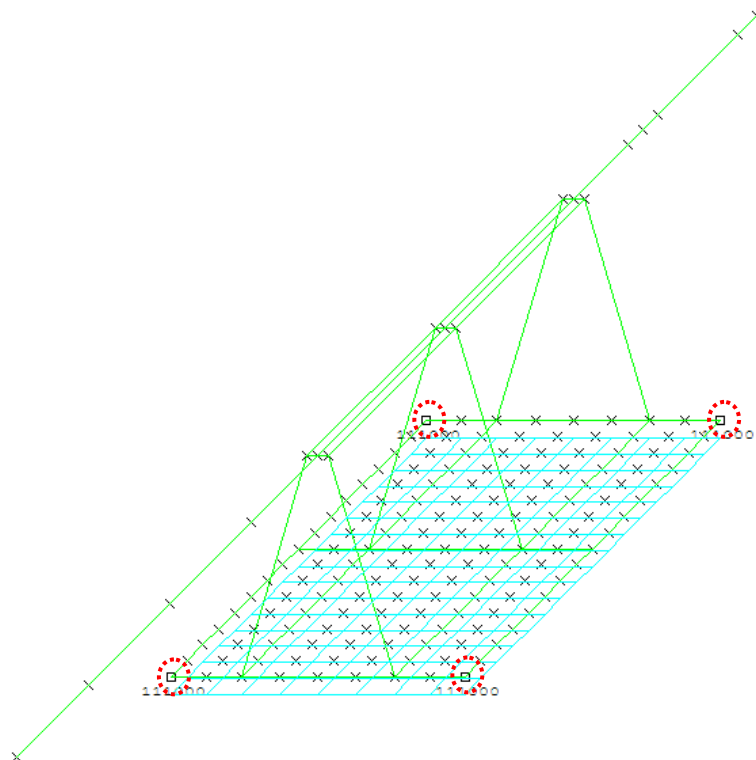


Figura 38 – Os nós dos cantos estão com condições de contorno.

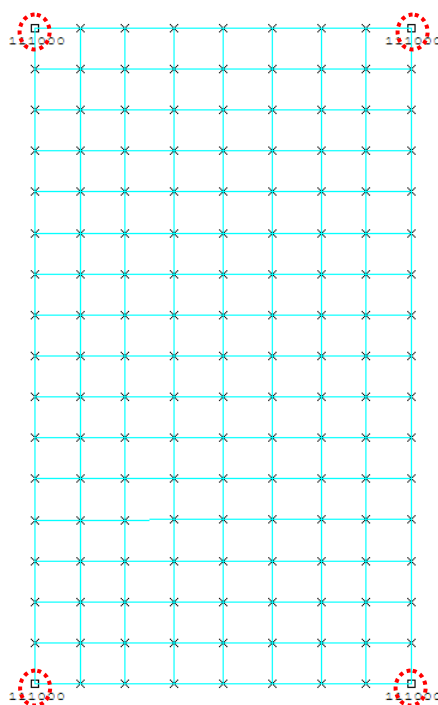


Figura 39 – Detalhe das condições de contorno; os nós representados por um quadrado estão com condições de contorno aplicadas.

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1. Análise Estrutural

As componentes das forças da estrutura foram obtidas por meio de uma análise estática linear, utilizando o Sistema SACS [13].

Nas Tabelas 18 a 20, pode-se verificar o somatório das reações de apoio (Tabela 18), e os máximos *unit checks*, UC, para cada grupo de membros da estrutura para as combinações REAL (Tabela 19) e MAX (Tabela 20), respectivamente.

Tabela 18 – Somatório das Reações de Apoio para as combinações.

SACS-IV SYSTEM REACTION FORCES AND MOMENTS SUMMARY						
*** MOMENTS SUMMED ABOUT ORIGIN ***						
LOAD CASE	FORCE (X)	FORCE (Y)	FORCE (Z)	MOMENT (X)	MOMENT (Y)	MOMENT (Z)
MAX	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
REAL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabela 19 – Máximo *unit check* do grupo dos membros para a combinação REAL.

*** MEMBER GROUP SUMMARY ***																
API RP2A 21ST/AISC 9TH																
GRUP	CRITICAL LOAD	UNITY	FROM	* APPLIED STRESSES *	*** ALLOWABLE STRESSES ***				CRIT	EFFECTIVE LENGTHS	CM * VALUES *					
ID	MEMBER	COND	CHECK	END	AXIAL	BEND-Y	BEND-Z	AXIAL	EULER	BEND-Y	BEND-Z	COND	KLY	KLZ	Y	Z
				M	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2		M	M		
BAS	43- 44	REAL	0.24	0.2	1.50	3.05	-59.32	148.80	163.68	186.00	186.00	TN+BN	0.2	0.2	0.85	0.85
DUT	100- 105	REAL	0.08	1.4	0.02	-14.75	1.00	148.80	186.00	186.00	186.00	TN+BN	1.4	1.4	0.85	0.85

Tabela 20 – Máximo *unit check* do grupo dos membros para a combinação MAX.

*** MEMBER GROUP SUMMARY ***																
API RP2A 21ST/AISC 9TH																
GRUP	CRITICAL LOAD	UNITY	FROM	* APPLIED STRESSES *	*** ALLOWABLE STRESSES ***				CRIT	EFFECTIVE LENGTHS	CM * VALUES *					
ID	MEMBER	COND	CHECK	END	AXIAL	BEND-Y	BEND-Z	AXIAL	EULER	BEND-Y	BEND-Z	COND	KLY	KLZ	Y	Z
				M	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2		M	M		
BAS	43- 44	MAX	0.24	0.2	1.50	3.05	-59.32	148.80	163.68	186.00	186.00	TN+BN	0.2	0.2	0.85	0.85
DUT	100- 105	MAX	0.08	1.4	0.02	-14.75	1.00	148.80	186.00	186.00	186.00	TN+BN	1.4	1.4	0.85	0.85

Como pode ser observado, o somatório das reações de apoio equivale à zero, nas duas combinações, logo confirmando que o modelo está auto-equilibrado para as duas análises.

Nas Figuras 40 a 42 estão apresentados os UCs máximos dos membros para as combinações REAL e MAX.

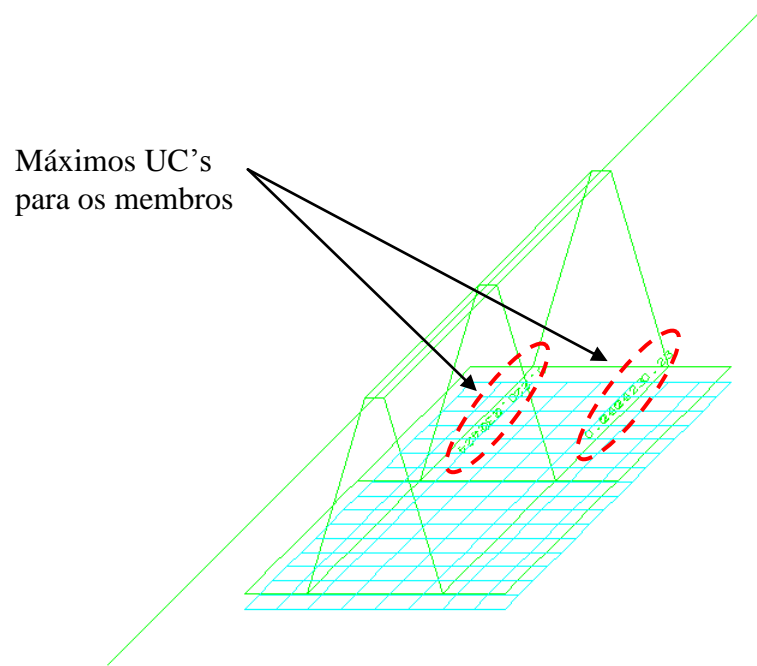


Figura 40 – Máximos UCs para os membros para a combinação REAL.

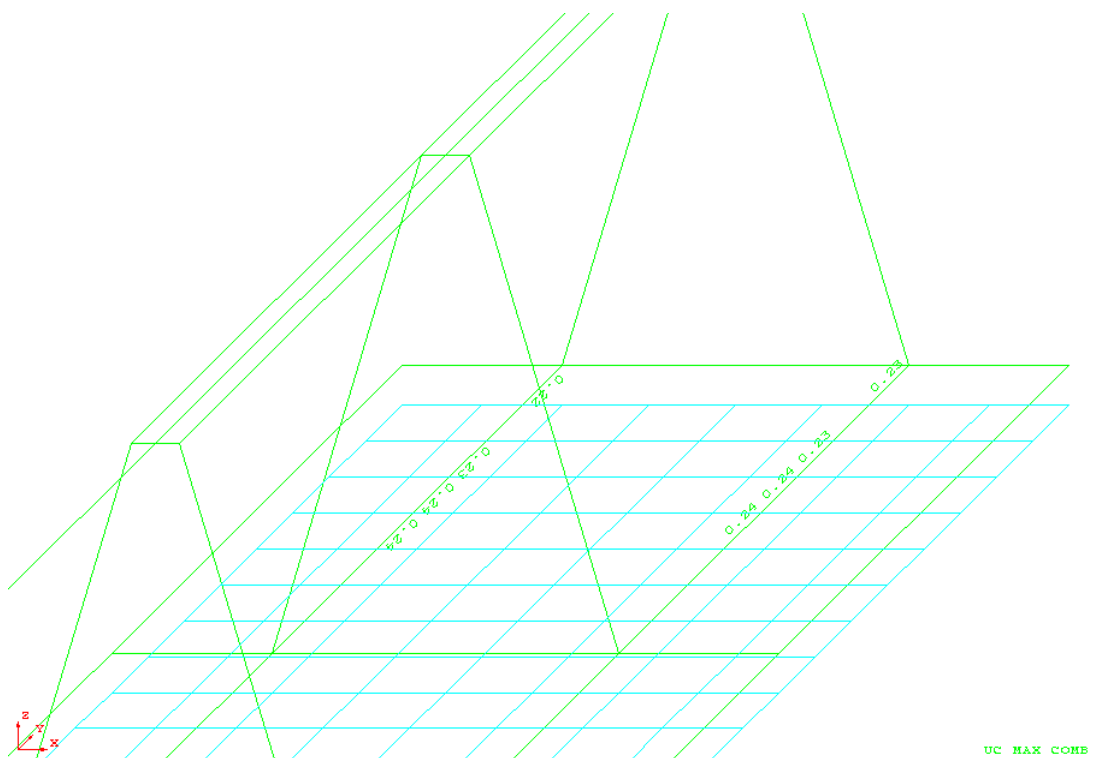


Figura 41 – Detalhe dos máximos UCs para os membros para a combinação REAL.

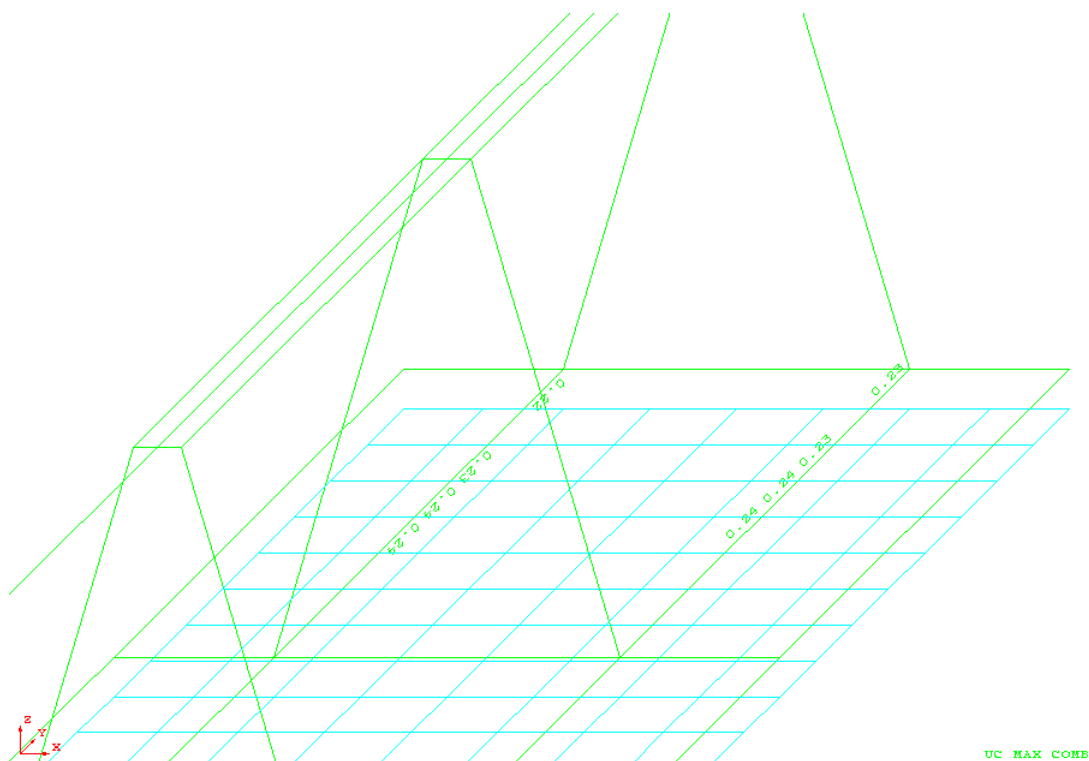


Figura 42 – Detalhe dos máximos UCs para os membros para a combinação MAX.

Nas Figuras 43 e 44 estão apresentadas as tensões de *von Mises* atuantes no grupo das placas para as combinações REAL e MAX. Como pode ser observado, as máximas tensões de *von Mises* encontradas na superfície são inferiores a 60 MPa (área vermelha).

MAX 59.1576 N/MM2
 PLATE=AO47
 VON MISES STRESS: LC=REAL

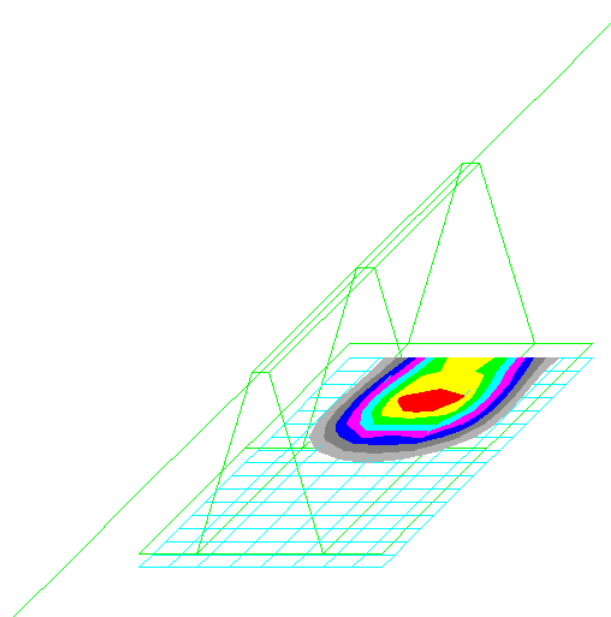
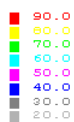


Figura 43 – Máxima tensão de *von Mises* para o *Mudmat* segundo a combinação REAL.

MAX 59.2481 N/MM2
 PLATE=A047
 VON MISES STRESS: LC= MAX
 90.0
 80.0
 70.0
 60.0
 50.0
 40.0
 30.0
 20.0

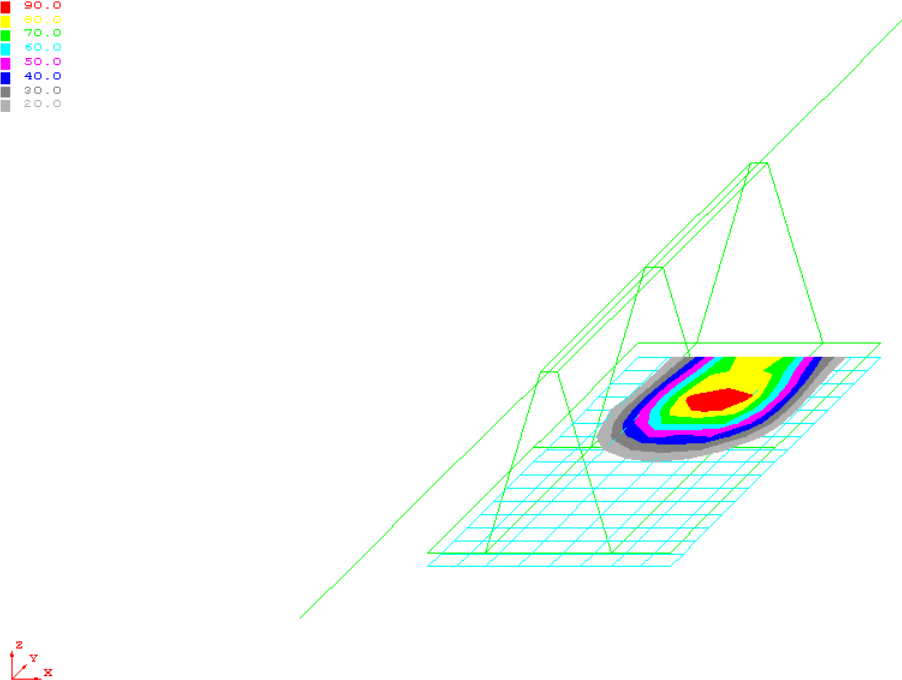


Figura 44 – Máxima tensão de *von Mises* para o *Mudmat* segundo a combinação MAX.

6.2. Verificação da Estabilidade do Suporte

Devido à força de arrasto, faz-se necessária a verificação quanto à estabilidade do conjunto, ou seja, a verificação ao tombamento, pois a força de arrasto introduz ao conjunto, uma força lateral, ocasionando um desequilíbrio e uma excentricidade. Este desequilíbrio deverá ser combatido pelo peso próprio da estrutura que deverá ser maior que a força de arrasto atuante nas superfícies em contato (Figura 45).

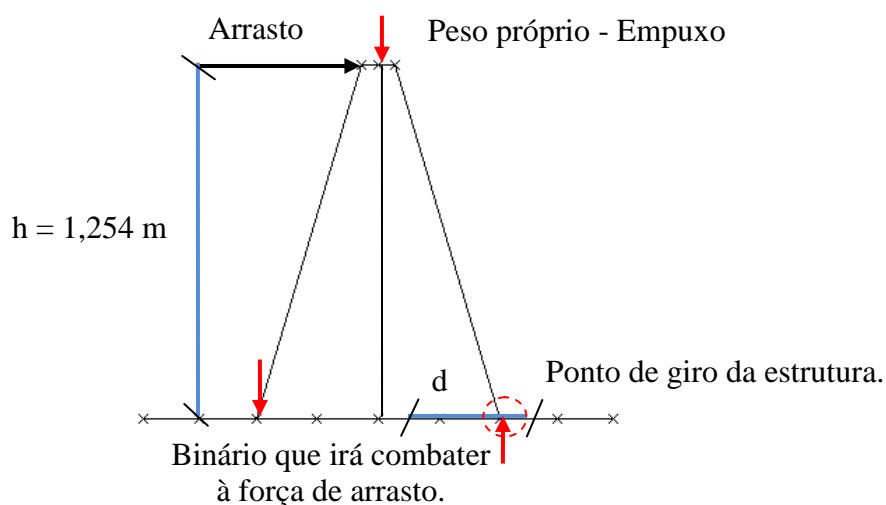


Figura 45 – Esquema das considerações adotadas para a verificação quanto ao tombamento.

Ao fazer a análise estrutural, o programa SACS [13] calcula o peso próprio e o empuxo, logo com esses dados é possível calcular a parcela resistida, o binário, pela estrutura ao efeito da força de arrasto.

$$(Peso - Empuxo) \times d > 1,5 \times F_{arrasto} \times h$$

onde,

- Peso – corresponde ao peso próprio da estrutura modelada mais as cargas concentradas devido ao peso do duto e dos equipamentos de diferentes diâmetros.
- Empuxo – corresponde à carga de alívio devido à tendência ou capacidade de flutuar em um líquido da estrutura.
- d – corresponde ao braço de alavanca para a atuação da força peso.
- h – corresponde ao braço de alavanca para a força de arrasto.
- O valor 1,5 é correspondente ao coeficiente de segurança que foi empregado na verificação.

Utilizando a força de arrasto, da combinação REAL, pode-se verificar o tombamento como:

$$Peso := 25.56 \text{ kN}$$

$$Cargas_{conc} := 43.98 \text{ kN}$$

$$Empuxo := 15.18 \text{ kN}$$

A força de arrasto foi dividida em quatro partes, logo somando-se estas obtemos:

$$F_{1A} := 0.10 \text{ kN}$$

$$F_{2A} := 0.04 \text{ kN}$$

$$F_{3A} := 0.17 \text{ kN}$$

$$F_{4A} := 0.18 \text{ kN}$$

$$F_{arraste} := F_{1A} + F_{2A} + F_{3A} + F_{4A}$$

$$F_{arraste} = 0.50 \text{ kN}$$

O braço de alavanca entre a força de arrasto e o ponto de giro vale:

$$h := 1.254\text{m}$$

Logo,

$$d := 0.01\text{m}$$

$$G(d) := [(Peso - Empuxo) + Cargas_{conc}] \cdot d$$

Given

$$G(d) < 1.5F_{arraste} \cdot h$$

$$\text{Maximize}(G, d) = 0.017\text{m}$$

Logo, a menor distância d que pode ter o suporte vale aproximadamente 2 cm; como o suporte possui uma distância d de aproximadamente 43 cm, pode ser garantida a segurança quanto ao tombamento.

Utilizando a corrente da combinação MAX, temos:

$$F_{1A} := 1.169\text{kN}$$

$$F_{2A} := 0.465\text{kN}$$

$$F_{3A} := 1.936\text{kN}$$

$$F_{4A} := 2.150\text{kN}$$

$$F_{arraste} := F_{1A} + F_{2A} + F_{3A} + F_{4A}$$

$$F_{arraste} = 5.72\text{kN}$$

$$G(d) := [(Peso - Empuxo) + Cargas_{conc}] \cdot d$$

Given

$$G(d) < 1.5F_{arraste} \cdot h$$

$$\text{Maximize}(G, d) = 0.198\text{m}$$

A partir desses resultados pode-se concluir que a segurança do suporte está garantida, pois este atende a todas as verificações estruturais com certa folga. Pode-se afirmar ainda que a diferença da corrente pouco influencia no resultado final da análise estrutural, pois as

superfícies de contato para o arrasto são pequenas. Porém para a análise de tombamento a influência é consideravelmente maior.

6.3. Verificação dos Elementos Acessórios

6.3.1. Verificação dos Olhais de Içamento

Os cálculos do dimensionamento e da verificação dos olhais de içamento estão apresentados no anexo B. Para esta análise, foram considerados dois olhais de içamento no plano, que suportarão a carga de 120 kN (Figuras 46 a 48). Este dimensionamento foi realizado de acordo com [12], levando em consideração o ângulo de içamento, a escolha das manilhas e do cabo de aço.

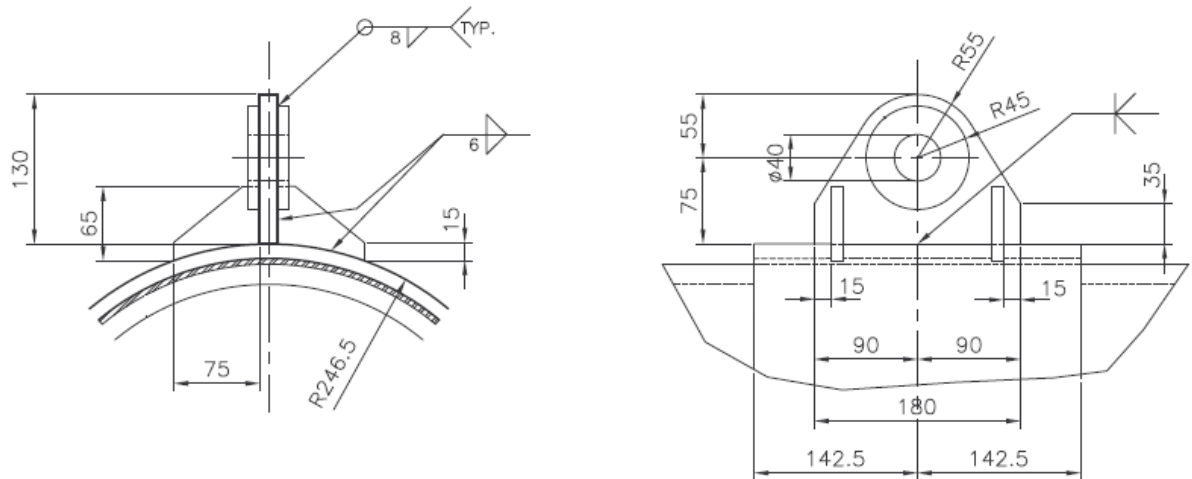


Figura 46 – Detalhe do Olhal, dimensões e vistas.

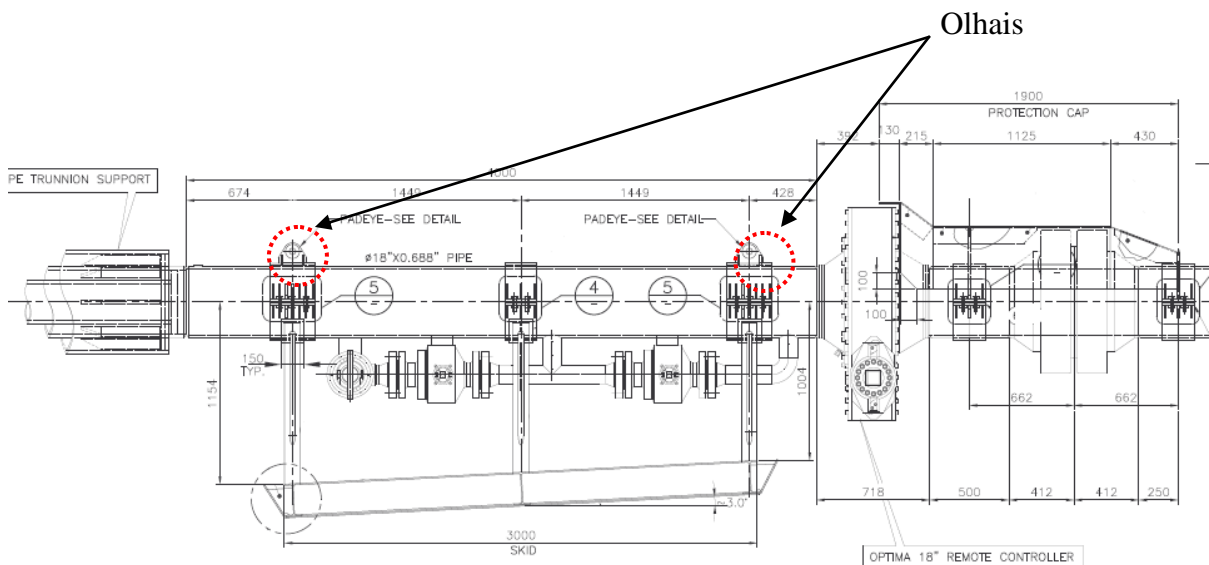


Figura 47 – Vista longitudinal do Suporte, mostrando os olhais de içamento.

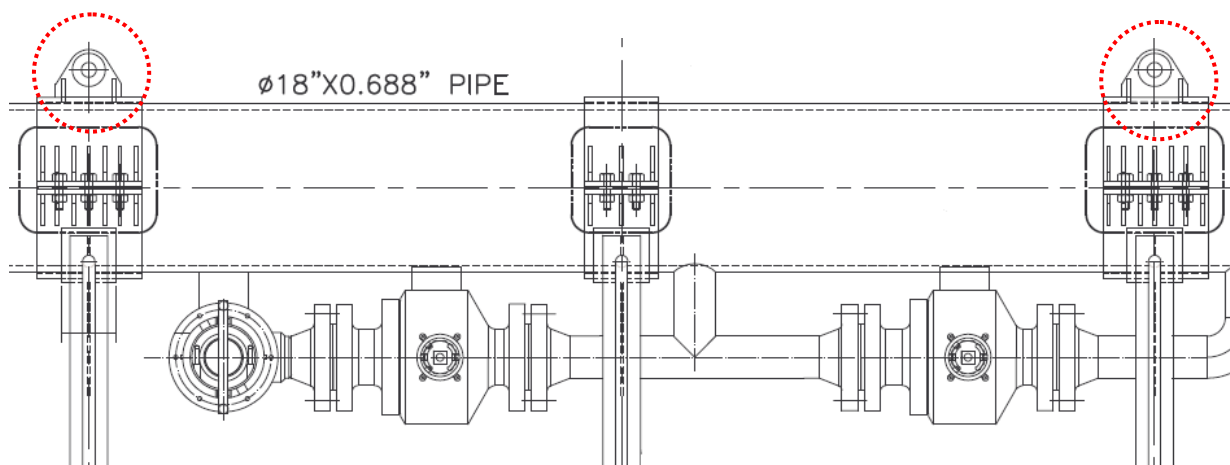


Figura 48 – Detalhe dos Olhais.

6.3.2. Verificação das Braçadeiras

A força máxima suportada pelos parafusos é calculada ao longo deste item. A força de aperto dos parafusos foi considerada. Nas Figuras 49 e 50 estão apresentadas as braçadeiras.

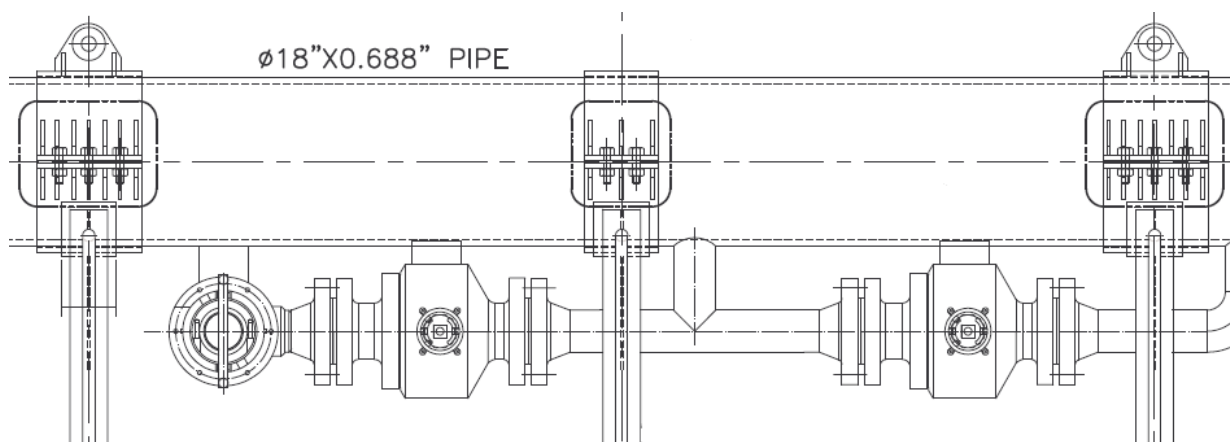


Figura 49 – Braçadeiras acopladas à estrutura.

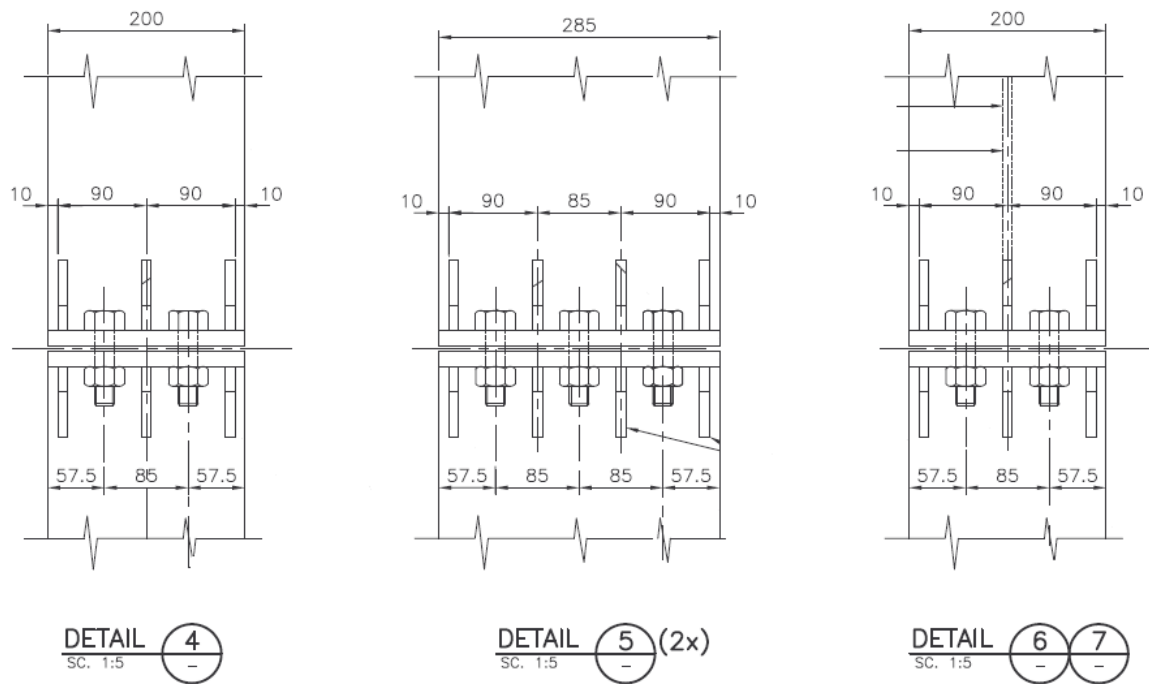


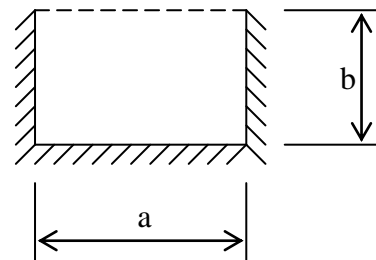
Figura 50 - Detalhe das Braçadeiras.

Esta verificação foi baseada nas tensões e esforços obtidos através do caso 10a da tabela 26 [15], sendo apresentada abaixo:

Adotando-se parafusos com diâmetro igual a 3/4" – ASTM A-325 (Figura 51), deste modo:



$a=9,0\text{cm}$
 $b=7,3\text{cm}$



$a/b=1,23 \rightarrow \beta_1=0,50776$ e $\gamma_2=0,67054$ –
 (valores obtidos através de uma interpolação nos valores da tabela)

$$A = \text{Área de Projeção} = (3,08+1,79)^2=23,71\text{cm}^2$$

O valor da força de tração para cada braçadeira é de 85 KN, e o máximo momento causado por esta força está no sentido horizontal. O cálculo para encontrar a força total está apresentado logo abaixo:

$$P = M / (2 \times 2 \times 0,085) = 4,23 / (4 \times 0,085) = 12,4 \text{ KN}$$

$$F_{\text{total}} = (85 / 6) + 12,4 = 26,5 \text{ KN}$$

A força de aperto pode ser calculada por (*) ou por (**), onde é definida como sendo 50% do valor máximo da tensão resistida que é especificada na tabela Fiban [3].

- Verificação da Força de Aperto:

Para o parafuso A-325, a tensão suportada é igual a 88,3 KN.

$$F_{\text{aperto}} = 0,5 \times 2,158 \times 6,47 = 6,98 \text{ tt ou } 69,8 \text{ KN (*)}$$

$$F_{\text{max}} \text{ (Tabela Fiban) (**)}$$

$$F_{\text{aperto}} = 50\% \text{ de } F_{\text{max}} = 0,5 \times 80 = 40 \text{ KN}$$

$$F_t = 26,5 + 40,0 = 66,5 \text{ KN}$$

$$q = F_t / A = 66,5 / 23,71 = 2,80 \text{ KN/cm}^2$$

- Verificação do Momento:

$$F_b(\text{atual}) = \beta_1 q b^2 / t^2 = 0,507 \times 2,80 \times 7,3^2 / 2,54^2 = 11,72 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_b(\text{máximo}) = 0,6 \times F_y = 14,8 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_b(\text{atual}) < F_b(\text{máximo}) \text{ OK!}$$

- Verificação do Cortante:

$$R = \gamma^2 q b = 0,670 \times 2,8 \times 7,3 = 13,69 \text{ KN}$$

$$F_v(\text{atual}) = \gamma_2 q b / t = 13,69 / 2,54 = 5,39 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_v(\text{máximo}) = 0,4 \times F_y = 9,92 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_v(\text{atual}) < F_v(\text{máximo}) \text{ OK!}$$

Como pode ser observado a partir das verificações apresentadas, está garantida a segurança quanto aos carregamentos atuantes, pois as tensões solicitantes são menores que as resistentes.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÃO

Com os avanços da indústria *offshore* no mundo, são lançados novos desafios a cada dia. Para conseguir vencer esses desafios, a engenharia se desenvolve de uma maneira impressionante, propondo novas soluções. A grande preocupação, hoje, é com relação à profundidade de exploração, que ao longo dos anos, vem aumentando. Logo, surgem novos problemas, como aumento da pressão, corrosão, formação mais intensa de camadas de parafina nas tubulações, devido à temperatura e às grandes pressões, entre outros.

Neste âmbito, o projeto desenvolvido exemplifica a vontade de adquirir novos conhecimentos para vencer esses novos desafios. Neste projeto foi apresentado um dimensionamento de um suporte para lançador de PIG. A intensidade e as velocidades da corrente marinha foram obtidas a partir de dados meta-oceanográficos da região na qual o suporte será instalado. Através dos dados do solo, foi calculada e verificada a segurança quanto à estabilidade do suporte, e do próprio solo.

A partir das considerações dos carregamentos de peso próprio da estrutura e do lançador, que foi modelado por aproximação como se fosse um duto, e da consideração da força de arrasto, a estrutura foi verificada através das normas AISC [1], API [2] e ASTM [3]. A consideração de um modelo auto-equilibrado para a verificação das placas de fundação, *Mudmat*, foi uma opção de modelagem.

O projeto foi de grande importância, pois, para concebê-lo, foram realizados estudos relacionados à geometria do suporte, consideração dos carregamentos, verificação do solo e verificação da placa de fundação.

Foi observado que a parte mais importante do desenvolvimento de um projeto estrutural é a concepção inicial, pois é nesta parte que se define a geometria, o modelo

estrutural a ser utilizado, os materiais e seções transversais iniciais, e é nela que a função de engenheiro se mostra mais interessante, buscando soluções otimizadas e prevendo possíveis problemas.

Com relação aos carregamentos, foi importante a consideração da carga ambiental, pois se pôde concluir que para o caso específico do projeto a força gerada pela corrente não ocasionou grandes esforços na estrutura, porém, o aumento desta força pode ocasionar problemas quanto à estabilidade da mesma.

Com relação à análise estrutural do modelo idealizado, algumas premissas como o travamento transversal do suporte pelo próprio duto, a não incidência de ondas, apenas de corrente, devido à grande profundidade, foram determinantes para a escolha do modelo de cavalete.

O projeto abrange várias áreas de interesse na engenharia, desde a parte estrutural, até a parte da mecânica dos fluidos para a consideração da corrente.

Como sugestões, surgem as possibilidades de uma análise estrutural mais específica, com um modelo mais sofisticado em elementos finitos, o dimensionamento da capa de proteção das válvulas e uma melhor caracterização do solo com a consideração dos efeitos de interação solo-estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AISC – *Manual of Steel Construction – 9th ed.*
- [2] API RP-2A, *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed offshore Platforms – Working Stress Design*, 21 ed. Washington, American Petroleum Institute, 2000.
- [3] ASTM A193-74, *American Society for Testing and Materials*.
- [4] BANDEIRA, V. M., Proposta de um Suporte Mecânico para dutos rígidos submarinos. Projeto de Graduação, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.
- [5] BOWLES J. E., *Foundation analysis and design*, 5th ed, McGraw-Hill.
- [6] CORDEIRO, A. C., Projeto de Suporte Mecânico para correção de vãos livres em dutos rígidos submarinos. Projeto de Graduação, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.
- [7] DNV OS-F101, *Submarine Pipeline Systems*. Høvik, Det Norske Veritas, 2007.
- [8] http://www.producao.ufrgs.br/arquivos/disciplinas/411_aula_16_dutos__.pdf
- [9] http://www2.petrobras.com.br/portal/frame.asp?pagina=/Petrobras/português/plataforma/pl_a_nome_campos.htm&lang=pt&area=apetrobras
- [10] LIMA, A. J., Análise de Dutos Submarinos sujeitos a vibrações induzidas por Vórtices. Tese de M.Sc., PEC COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- [11] MASSA, A. L. L., Contribuição ao Estudo de Flambagem em dutos rígidos submarinos conduzindo fluidos aquecidos. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- [12] N-2683, Estruturas Oceânicas – Olhal de Içamento – Dimensionamento, 2000.

[13] SACS IV (Sistema de Análise Estrutural Computacional) EDI, Inc., Nova Orleans, E.U.A.

[14] SORIANO, H. L., LIMA, S. S., Análise de Estruturas em Computadores: Estruturas Reticuladas volume 1, 2ª ed. Rio de Janeiro, 1997.

[15] YOUNG, W. C., *Roark's Formulas for Stress and Strain*, 6th edition, McGraw-Hill International editions-General Engineering Series, 1989.

ANEXOS

Anexo A – Verificação do Solo

Capacidade de Carga Drenada - Fundações em Areia (de acordo com item 6.13 da API RP 2A)

$$Q = \left(c \cdot N_c \cdot K_c + q \cdot N_q \cdot K_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot K_\gamma \right) \cdot A_{ef}$$

Carregamento Resultante

$$P := 56.914 \text{ kN}$$

Profundidade de Assentament

$$D := 0.00 \text{ m}$$

Coesão efetiva

$$c := \left(1.0 + 11 \cdot \frac{D}{\text{m}} \right) \text{ kPa}$$

Ângulo de atrito

$$\phi := 28 \text{ deg}$$

Peso específico efetivo

$$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Inclinação da Fundação e do Terreno

Consideração de uma inclinação de 3°.

$$\nu := 0.052 \text{ rad} \quad \beta := 0.052 \text{ rad}$$

Comprimento L e largura B (L > B)

$$L := 2.898 \text{ m} \quad B := 1.666 \text{ m}$$

Área Efetiva

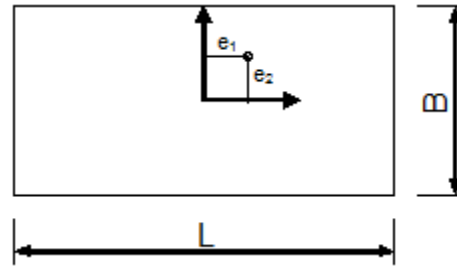
Excentricidades:

$$e_1 := 1.0032\text{m} \quad e_2 := 0.226\text{m}$$

$$L_{ef} := \max(L - 2 \cdot e_1, B - 2 \cdot e_2)$$

$$B_{ef} := \min(L - 2 \cdot e_1, B - 2 \cdot e_2)$$

$$A_{ef} := L_{ef} \cdot B_{ef} \quad A_{ef} = 1.08\text{m}^2$$



$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad N_q = 14.72$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) \quad N_c = 25.80$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) \quad N_\gamma = 16.72$$

$$q := \gamma \cdot D \quad q = 0.00\text{kPa}$$

Fatores de Correção

Fatores de inclinação da força ($\phi > 0$)

Projeção da resultante do carregamento no plano do terreno de fundação

$$H := P \cdot \sin(\nu) \quad H = 2.96\text{kN}$$

$$Q := P \cdot \cos(\nu) \quad Q = 56.84\text{kN}$$

Ângulo entre o eixo longitudinal da fundação e a componente H

$$\theta := 90\text{deg}$$

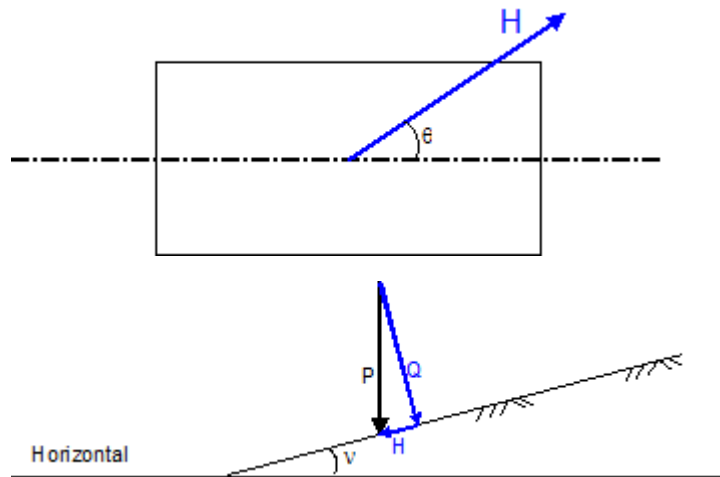
Função adimensional de B, L e θ

$$m_L := \frac{2 + \frac{L_{ef}}{B_{ef}}}{1 + \frac{L_{ef}}{B_{ef}}} \quad m_B := \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}$$

$$m_L = 1.42 \quad m_B = 1.58$$

$$m := m_L \cdot \cos(\theta)^2 + m_B \cdot \sin(\theta)^2$$

$$m = 1.58$$



$$i_q := \left(1 - \frac{H}{P + B_{ef} \cdot L_{ef} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^m \quad i_q = 0.92$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H}{P + B_{ef} \cdot L_{ef} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{m+1} \quad i_\gamma = 0.88$$

$$i_c := 1 - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad i_c = 0.99$$

Fatores de forma ($\phi > 0$)

$$s_c := 1 + \left(\frac{B_{ef}}{L_{ef}} \right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad s_c = 1.42$$

$$s_q := 1 + \left(\frac{B_{ef}}{L_{ef}} \right) \cdot \tan(\phi) \quad s_q = 1.39$$

$$s_\gamma := 1 - 0.4 \cdot \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \quad s_\gamma = 0.71$$

Fatores de profundidade ($\phi > 0$)

$$d_q := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{D}{B_{ef}} \quad d_q = 1.00$$

$$d_\gamma := 1.0 \quad d_\gamma = 1.00$$

$$d_c := d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad d_c = 1.00$$

Fatores de inclinação da fundação e do terreno ($\phi > 0$)

Inclinação da fundação:

$$b_q := (1 - v \cdot \tan(\phi))^2 \quad b_q = 0.95$$

$$b_\gamma := b_q \quad b_\gamma = 0.95$$

$$b_c := b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad b_c = 0.94$$

Inclinação do terreno:

$$g_q := (1 - \tan(\beta))^2 \quad g_q = 0.90$$

$$g_\gamma := g_q \quad g_\gamma = 0.90$$

$$g_c := g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad g_c = 0.89$$

Fatores de Correção

$$i_c = 0.99 \quad s_c = 1.42 \quad d_c = 1.00 \quad b_c = 0.94 \quad g_c = 0.89$$

$$K_c := i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c$$

$$K_c = 1.18$$

$$i_q = 0.92 \quad s_q = 1.39 \quad d_q = 1.00 \quad b_q = 0.95 \quad g_q = 0.90$$

$$K_q := i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

$$K_q = 1.09$$

$$i_\gamma = 0.88 \quad s_\gamma = 0.71 \quad d_\gamma = 1.00 \quad b_\gamma = 0.95 \quad g_\gamma = 0.90$$

$$K_\gamma := i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

$$K_\gamma = 0.53$$

Carregamento Vertical Bruto Máximo

$$Q := \left(c \cdot N_c \cdot K_c + q \cdot N_q \cdot K_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot K_\gamma \right) \cdot A_{ef} \quad Q = 175.63 \text{ kN}$$

Fator de Segurança

$$FS_{\text{check}} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \frac{Q}{P \cdot \cos(v)} > 2.0 \\ \text{"Não Ok - redimensionar"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\frac{Q}{P \cdot \cos(v)} = 3.09 \quad FS_{\text{check}} = \text{"OK"}$$

Recalque Imediato - Fundações em Areia (de acordo com item 6.14.1 API RP 2A)

Raio equivalente da fundação:

$$R := \left(\frac{A_{ef}}{\pi} \right)^{0.5} \quad R = 0.59m$$

Modulo de elasticidade estático:

$$E_s := 5.0MPa \quad \text{Limite inferior para areia média, tabela 2-8, recomendado por Bowles J. E, "Foundation analysis and design" 5ª ed, McGraw-Hill [5].}$$

Coefficiente de Poisson:

$$\mu := 0.30 \quad \text{Valor comumente usado para areia, tabela 2-7, recomendado por Bowles J. E, "Foundation analysis and design" 5ª ed, McGraw-Hill [5].}$$

Módulo de Elasticidade Transversal

$$G := \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \mu)} \quad G = 1.92MPa$$

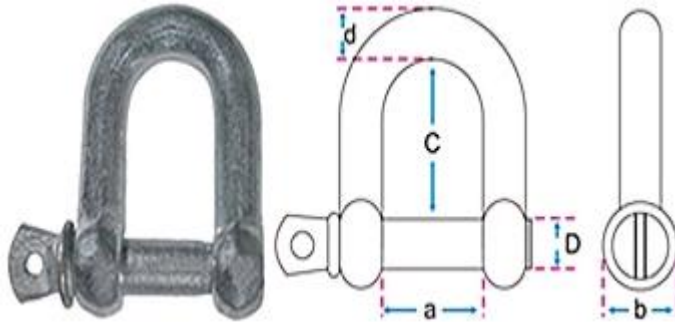
Recalque Imediato:

$$u_v := \left(\frac{1 - \mu}{4 \cdot G \cdot R} \right) \cdot P \quad u_v = 0.88cm$$

Anexo B – Elementos Acessórios

Dimensionamento de Olhal Simples com Bolacha

Dados da Manilha

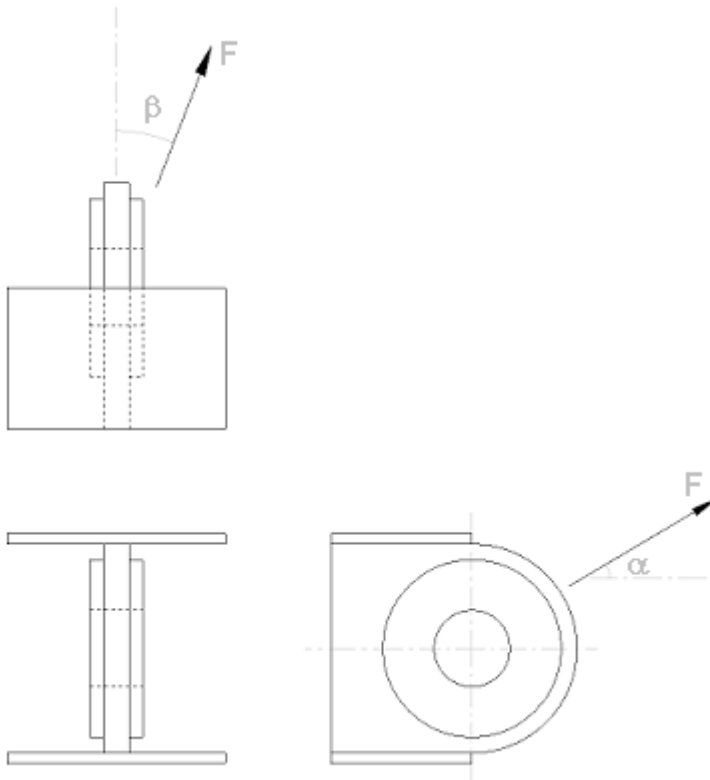


- a) $\text{inside_width} = 51\text{mm}$ D) $\phi_{\text{pin}} = 35\text{mm}$
c) $\text{inside_length} = 115\text{mm}$ $\phi_{\text{sling}} = 32\text{mm}$

Os dados referentes à manilha foram retirados do catálogo Shackles & Sockets, para Greec 'Standard' shackles.

Os dados referentes ao cabo da lingada foram retirados do catálogo CIMAF, Cabos de Aço

Dados do Olhal



$$F_y := 50\text{ksi}$$

$$F_{y_{\text{pino}}} := 80\text{ksi}$$

$$F_w := 70\text{ksi}$$

$R_{olhal} := 55\text{mm}$	$R_{bolacha} := 45\text{mm}$	$\phi_{furo} := \phi_{pin} + 3\text{mm}$	$\phi_{furo} := 40\text{mm}$
$t_{olhal} := 19\text{mm}$	$t_{bolacha} := 12.7\text{mm}$	$t_{w_{bolacha}} := 6\text{mm}$	$e_{furo} := 75\text{mm}$
$\alpha := 30\text{deg}$	(ângulo da lingada no plano do olhal)		
$\beta := 0\text{deg}$	(ângulo da carga fora do plano do olhal)		
$F := 120\text{kN}$	(carga de projeto)		
$FS := 1.5$	(fator de segurança do olhal)		

Verificações Dimensionais

$$t_{olhal} + 2 \cdot t_{bolacha} = 44.40\text{mm} \quad \text{inside_width} = 51.00\text{mm} \quad \frac{t_{olhal} + 2 \cdot t_{bolacha}}{\text{inside_width}} = 0.87$$

$$\text{verif_esp} = \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } 0.80 \leq \frac{t_{olhal} + 2 \cdot t_{bolacha}}{\text{inside_width}} \leq 1.0 \\ \text{"Não Ok!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{verif_esp} = \text{"Ok!"}$$

$$\phi_{sling} + R_{olhal} - \frac{\phi_{pin}}{2} = 69.50\text{mm} \quad 0.95 \cdot \text{inside_length} = 109.25\text{mm}$$

$$\text{verif_raio} = \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \phi_{sling} + R_{olhal} - \frac{\phi_{pin}}{2} \leq 0.95 \cdot \text{inside_length} \\ \text{"Não Ok!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{verif_raio} = \text{"Ok!"}$$

Verificação do Esmagamento das Chapas do Olhal

$$f_e := \frac{FS \cdot F}{\phi_{pin} \cdot (t_{olhal} + 2 \cdot t_{bolacha})} \quad f_e = 11.58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad F_e := 0.9 \cdot F_y \quad F_e = 31.03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$UC_e := \frac{f_e}{F_e} \quad UC_e = 0.37$$

Verificação do Cisalhamento das Chapas do Olhal

$$f_c := \frac{FS \cdot F}{2 \cdot \left[t_{olhal} \left(R_{olhal} - \frac{\phi_{furo}}{2} \right) + 2 \cdot t_{bolacha} \left(R_{bolacha} - \frac{\phi_{furo}}{2} \right) \right]} \quad F_c := 0.4 \cdot F_y$$

$$f_c = 6.92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad F_c = 13.79 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad UC_c := \frac{f_c}{F_c} \quad UC_c = 0.50$$

Verificação da Solda da Bolacha

$$f_w := \frac{t_{bolacha}}{t_{olhal} + 2 \cdot t_{bolacha}} \cdot \frac{FS \cdot F}{0.5 \cdot [0.707 \cdot (2 \cdot \pi \cdot R_{bolacha})] \cdot t_w_{bolacha}} \quad F_w := 0.3 \cdot F_w$$

$$f_w = 8.59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad F_w = 14.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad UC_w := \frac{f_w}{F_w} \quad UC_w = 0.59$$

Verificação Flexo-Axial da Seção Base do Olhal

$$F_{axial} := FS \cdot F \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\alpha) \quad F_{axial} = 155.88 \text{ kN}$$

$$e := e_{furo} + \frac{\phi_{pin}}{2} + \text{inside_length} - \frac{\phi_{sling}}{2} \quad e = 191.50 \text{ mm}$$

$$M_{in} := FS \cdot F \cdot \cos(\beta) \cdot \sin(\alpha) \cdot e_{furo} \quad M_{in} = 675.00 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (\text{Momento no plano})$$

$$M_{out} := FS \cdot F \cdot 0.05 \cdot e \quad M_{out} = 172.35 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (\text{Momento fora do plano})$$

$$A_{total} := 42.9 \text{ cm}^2$$

$$W_{in} := 150.6 \text{ cm}^3$$

$$W_{out} := 16.2 \text{ cm}^3$$

$$f_a := \frac{F_{axial}}{A_{total}} \quad F_a := 0.6 \cdot F_y \quad f_a = 3.63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad F_a = 20.68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{b.in} := \frac{M_{in}}{W_{in}} \quad F_{b.in} := 0.6 \cdot F_y \quad f_{b.in} = 4.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad F_{b.in} = 20.68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{b.out} := \frac{M_{out}}{W_{out}} \quad F_{b.out} := 0.75 \cdot F_y \quad f_{b.out} = 10.64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad F_{b.out} = 25.86 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$UC_{fa} := \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b.in}}{F_{b.in}} + \frac{f_{b.out}}{F_{b.out}} \quad UC_{fa} = 0.80$$