TRANSPETRO	**MEMÓRIA DE CÁLCULO**	**Nº MC-4450.72-6611-131-E3C-001**
	CLIENTE: TP/DOP/DTNNESE/UO-NORTE/MP/TRANSBEL	**FOLHA:** 1 DE 80
	PROGRAMA: -	TPP-138
	ÁREA: TERMINAL DE BELÉM	
DIRETORIA DE ENGENHARIA E TECNOLOGIA	**TÍTULO:** **DIMENSIONAMENTO DAS NOVAS ESTRUTURAS**	DTEC/ENG/PPL/DPL/DP1
		NP-1

RAZÃO SOCIAL:	Exe Engenharia Ltda.	**Nº CONTRATO:**	4501657187
RESP. TÉCNICO:	Engº Rubens da Costa Sabino Filho	**Nº CREA:**	RJ 38915/D
RÚBRICA:		**Nº INTERNO:**	MC-323.001-200-00-001

ÍNDICE DE REVISÕES

REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS
0	Emissão Original

	REV. 0	REV. A	REV. B	REV. C	REV. D	REV. E	REV. F	REV. G	REV. H
DATA	20/10/2022								
EXECUÇÃO	DNG								
VERIFICAÇÃO	PVF								
APROVAÇÃO	LFT								

DE ACORDO COM O DOCUMENTO PE-3TP-00218 AS INFORMAÇÕES DESTE DOCUMENTO SÃO PROPRIEDADE DA TRANSPETRO, SENDO PROIBIDA A.
UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE. FORMULÁRIO PERTENCENTE A PETROBRAS N-381 REV M.

ÍNDICE

1. OBJETIVO 3
2. NORMAS DE PROJETO 3
3. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA 3
4. DESCRIÇÃO DAS INSTALAÇÕES 7
5. PARÂMETROS GERAIS 13
6. PARÂMETROS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: PONTO DE ENGASTE 17
7. PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO 20
8. DOLFINS DE AMARRAÇÃO – DAM 3, DAM 4, DAM 5 E DAM 6 30
9. DOLFINS DE ATRACAÇÃO E AMARRAÇÃO – DAT 1 e DAT 2 46
10. PLATAFORMA CENTRAL DE OPERAÇÕES 64
11. CONSIDERAÇÕES FINAIS 80

1. OBJETIVO

A presente Memória de Cálculo tem o objetivo de apresentar as premissas utilizadas, os resultados obtidos em relação à análise estrutural e os cálculos de dimensionamento estrutural e geotécnico que serviram como base para elaboração do Projeto Básico da ampliação da capacidade do Píer 1 (ou também Píer 100), a ser implantado no Terminal Petroquímico de Miramar, localizado à Av. Arthur Bernardes s/n – Bairro Val-de-Cães em Belém/PA.

2. NORMAS DE PROJETO

2.1. NORMAS INTERNACIONAIS OU ESTRANGEIRAS

OCIMF MEG4 – Mooring Equipment Guidelines, 4th edition

PIANC Report Nº 25 / Supplement to Bulletin nº 88 – Criteria for Movements of Moored Ships in Harbours: A Practical Guide

PIANC Report Nº 33 – Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002

PIANC Report Nº 149 – Guidelines for Marina Design, 2016

PIANC Report Nº 121 - Harbour Approach Channels Design Guidelines, 2014

PIANC Report Nº 153 - Recommendations for the Design and Assessment of Marine Oil and Petrochemical Terminals, 2016

BS 6349-4 – Maritime Structures, Part 4: Code of Practice for Design of Fendering and Mooring Systems, 1994

API WSD 2000 – Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design

ROM 2.0-11 - Recomendaciones de Obras Marítimas. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución en Obras de Atraque y Amarre

3. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

3.1. PROJETO BÁSICO

[1] RL-4450.72-6611-940-E3C-002 (Reavaliação / Consistência do Projeto Conceitual);

[2] RL-4450.72-6611-940-E3C-003 (Critérios de Projeto);

[3] MC-4450.72-6611-962-E3C-001 (Memória de Cálculo de Amarração);

[4] ET-4450.72-6611-962-E3C-001 (Especificação Técnica – Defensas, Painéis e Acessórios);

[5] FD-4450.72-6611-962-E3C-001 (Folha de Dados – Defensas, Painéis e Acessórios);

[6] FD-4450.72-6611-962-E3C-002 (Folha de Dados e Especificação Técnica dos Cabeços de Amarração);

[7] RM-4450.72-6611-962-E3C-001 (Requisição de Material – Defensas, Painéis e Acessórios);

[8] RM-4450.72-6611-962-E3C-002 (Requisição de Material – Cabeços de Amarração);

[9] DE-4450.72-6611-940-E3C-001 (Planta de Situação do Empreendimento);

[10] DE-4450.72-6611-950-E3C-001 (Arranjo Geral de Amarração);

[11] DE-4450.72-6611-191-E3C-001 (Ampliação do Píer 100);

[12] DE-4450.72-6611-121-E3C-001 (Estaqueamento);

[13] DE-4450.72-6611-131-E3C-005 (Estruturas);

[14] DE-4450.72-6611-131-E3C-001 (Estrutura dos Dolfins de Atracação – Fôrmas e Detalhes);

[15] DE-4450.72-6611-131-E3C-002 (Estrutura dos Dolfins de Amarração – Fôrmas e Detalhes);

[16] DE-4450.72-6611-131-E3C-003 (Estrutura da Nova Plataforma de Operações – Planta e Cortes);

[17] DE-4450.72-6611-131-E3C-004 (Detalhes);

[18] DE-4450.72-6611-140-E3C-001 (Passarelas de Acesso aos Dolfins de Atracação e Guarda-Corpo);

3.2. DOCUMENTOS RECEBIDOS

a) Especificação técnica para contratação dos serviços, elaborado em 2022:

[19] ET-4450.72-6000-940-PTD-001_R0_F1-18_rodizio: Especificação técnica;

b) Projeto conceitual do píer 100, elaborados em 2019:

[20] DE-4450.72-6611-100-PTD-001_R0_F1-1 (Desenho de levantamento de campo da plataforma existente – Projeto conceitual);

[21] DE-4450.72-6611-941-PTD-001_R0_F1-1 - Proposta de revisão (Dolfins de atracação – Pier 100 – Projeto conceitual);

[22] DE-4450.72-6611-942-PTD-001_R0_F1-1 (Planta de Locação/ Dolfins de atracação – Píer 100);

OBS: Referência 4 apresenta batimetria;

c) Projeto conceitual dos dolfins (píer 1) e reforço/ recuperação dos píeres 1 e 2, elaborado em 2019:

[23] MD-4450.72-6611-941-PTD-001_R0_F1-17 (memorial descritivo);

[24] MC-4450.72-6611-962-PTD-001_R0_F1-20 (memorial de cálculo);

Obs: Referência 5 apresenta diversos critérios relevantes, ambientais, etc.;

d) Memória de cálculo e projeto dos dolfins de amarração existentes:

[25] Projeto píer 1 - Dolfins amarração MC, elaborado em setembro de 2004;

Obs: Referência 6 apresenta sondagens;

[26] Projeto píer 1 - Dolfins amarração 1.pdf;

[27] Projeto píer 1 - Dolfins amarração 2.pdf;

[28] Projeto píer 1 - Dolfins amarração 3.pdf;

[29] Projeto píer 1 - Dolfins amarração 4.pdf;
[30] Projeto píer 1 - Dolfins amarração MC.pdf;

e) Anteprojeto de dragagem do Terminal de Miramar (PA), elaborado em 2017:
[31] 2017.08.02_19_Anteprojeto de Dragagem Belém.pdf;

f) Projeto básico da obra de dragagem nos píeres, elaborado em 2010:
[32] DE-4450.72-6631-934-LAQ-001_R0_F1-1.DWG (Planta de Situação);

g) Carta de correntes de maré Rio Pará, elaborado em 1962:
[33] Corrente ccm-salinopolis-a-belem.pdf;

h) Sondagens:
[34] Sondagem 2007 e 2008 Croquis.pdf;
[35] Sondagem 2007-11.pdf;
[36] Sondagem 2008-01.pdf;
[37] Sondagem 2008-02.pdf;
[19] Sondagem 2009-03.pdf;
[38] Sondagem 2010-03.pdf;
i) Batimetria:
[39] Batimetria 2002.DWG;
[40] Batimetria 2004.dwg;
[41] Batimetria 2005.DWG;
[42] Batimetria 2005.pdf;
[43] Batimetria 2017.pdf;

j) Dados de navios:
[44] PORT INFORMATION BELEM Atualizacao 2021.pdf;
[45] Portaria nº 67-CPAOR Calado Maximo Operacional 7,60m Miramar.pdf;
[46] Rebocador LACERTA 27-04-2018 - porto de Miramar.pdf;
[47] Relação de Balsas.pdf;
[48] Relação de Navios.pdf;

k) Geometria Píer 1 - levantamento de campo da estrutura principal:
[49] DE-4450.72-6611-100-PTD-002_R0_F1-1.dwg;
[50] DE-4450.72-6611-100-PTD-002_R0_F1-1.pdf;
[51] Informações geometria plataforma pier 100.txt;

l) Esforços de amarração no píer 100 com novos dolfins de atracação:
[52] MC-4450.72-6610-962-PTD-003_R0_F1-12.pdf (memória de cálculo);
[53] MC-4450.72-6611-962-PTD-002_R0_F00001-92-01.pdf.

3.3. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

[54] https://www.naval.com.br/ngb/P/P005/P005.htm (Dados de embarcação)

[55] https://www.google.com/url?sa=t&source=web&rct=j&url=https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2020/File/Aqu/AQU_3_4_2_1_2_3.XLSX&ved=2ahUKEwj-geLVh4r5AhWWFrkGHXx4AQkQFnoECAcQAQ&usg=AOvVaw1r7wq1u6tv_GEGwL06v-RJ (Relação de embarcações)

[56] Trelleborg Marine and Infraestructure - Fender Systems: Product Brochure (catálogo do fabricante, disponível em https://www.trelleborg.com/en/marine-and-infrastructure/resources/brochures)

4. DESCRIÇÃO DAS INSTALAÇÕES

A ampliação do Píer 100 é composto das seguintes estruturas a serem construídas:

a) Dois novos dolfins de atracação/amarração denominados DAT 1 e DAT 2.
b) Quatro novos dolfins de amarração denominados DAM 3, DAM 4, DAM 5 e DAM 6;
c) Uma ampliação da plataforma central (APC) de operações;
d) Duas passarelas metálicas (PM) para acesso aos dolfins de atracação.

A imagem a seguir apresenta o comentado:

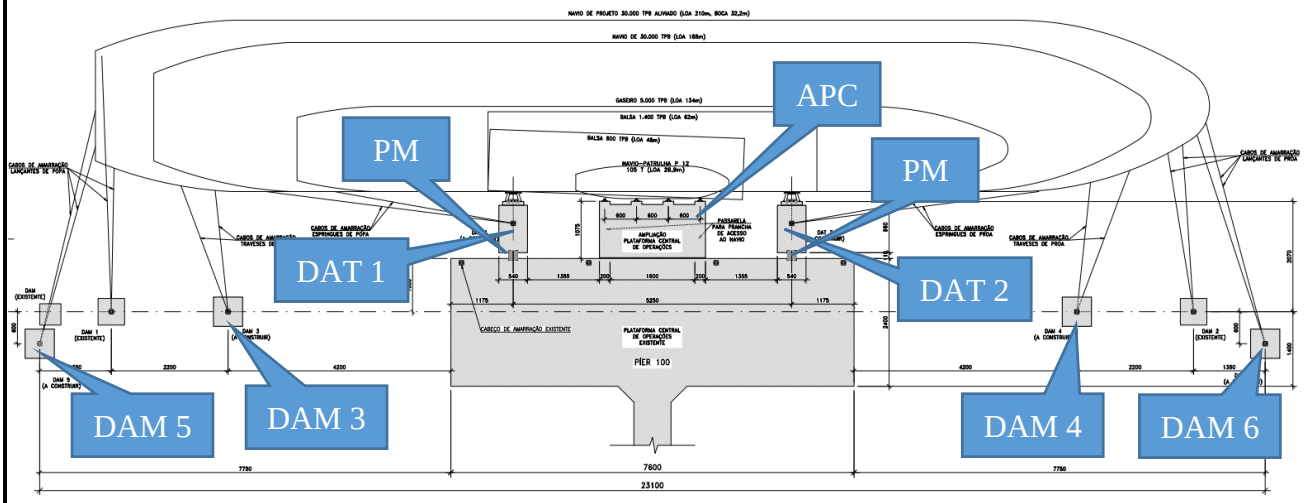

Figura 1 – Configuração das novas estruturas

Tal configuração de novas estruturas irá possibilitar a operação com as embarcações descritas detalhadamente nos critérios de projeto (RL-4450.72-6611-940-E3C-003), que resumidamente são: Navio Patrulha, Balsa 800 TPB, Balsa 1400 TPB, Gaseiro 5.000 TPB, Navio de 30.000 TPB (LOA = 188m), Navio de 50.000 TPB aliviado para 30.000 TPB (LOA = 210m).

Em termos de acessórios para amarração/atracação, as estruturas de ampliação irão contemplar os seguintes itens:

- Nos dolfins de atracação, duas defensas cônicas com E>=1045kN.m e R <= 1.400kN, possibilitando que, exceto o navio patrulha, todas embarcações de projeto possam atracar;
- Na plataforma central, quatro prumadas de defensas tipo arco, com extensão aproximada de 4,0m na vertical, de modo que as balsas de 800 TPB e navios patrulha possam operar, além de proteger a plataforma central contra possíveis acidentes de balsas maiores que porventura não atraquem adequadamente nas defensas tipo cônicas acidentalmente;
- 6 novos cabeços com capacidade de 85tf, sendo um cabeço em cada DAT e um em cada DAM novo (DAM 3, DAM 4, DAM 5 e DAM 6).

As estruturas da ampliação foram concebidas e calculadas prevendo nível de dragagem até no -12,0m. Já as estruturas existentes não foram verificadas para tal condição de dragagem, por não fazer parte do escopo deste estudo.

A seguir será apresentado cada estrutura que foi projetada a nível básico.

4.1.1. DAT 1 e DAT 2

Os dolfins de atracação foram concebidos considerando 8 estacas inclinadas 1:4 cada, sendo estas metálicas com diâmetro de 1219mm e espessura de 12,7mm. De modo a interligar a superestrutura com o elemento metálico das estacas, foram projetados plugs de concreto armado com 9m de comprimento, sendo a extensão de tal plug suficiente para chegar em uma certa profundidade em que a corrosão nas estacas passa a ser menor durante a vida útil de projeto. O diâmetro das estacas foi escolhido estrategicamente para garantir adequada transferência de esforços de tração entre estaca e solo, além de que, quando combinado com a espessura escolhida, também garanta resistência estrutural suficiente para esforços de flexo-tração e flexo-compressão.

Já a superestrutura, cujo nível superior é no +4,70m, é composta por elementos pré-fabricados de concreto armado do tipo casca e duas fases de concretagem de concreto “in-loco”. A geometria de cada dolfim é, em planta, 5,40 x 8,90m com altura total de 1,30m. A superestrutura tem a finalidade de consolidar os cavaletes formados pelas estacas inclinadas, além de propiciar massa (peso próprio), de modo a aliviar um pouco as trações geradas por cargas horizontais decorrentes de amarração e atracação e também abrigar a instalação de um cabeço com capacidade de 85tf. Na região de encontro com as defensas tipo cônicas há previsão de um bloco em concreto pré-fabricado com altura de 3,0m, o que propicia instalar as defensas em altura (nível) adequada.

A seguir são apresentadas imagens da referida estrutura:

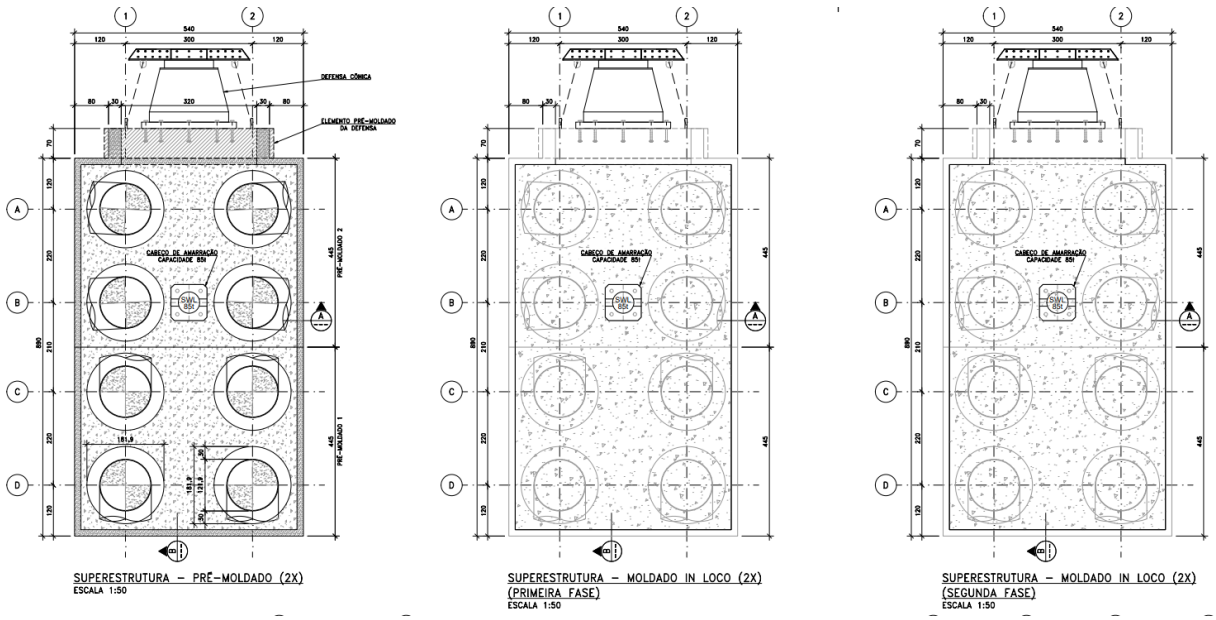

Figura 2 - DAT - Planta

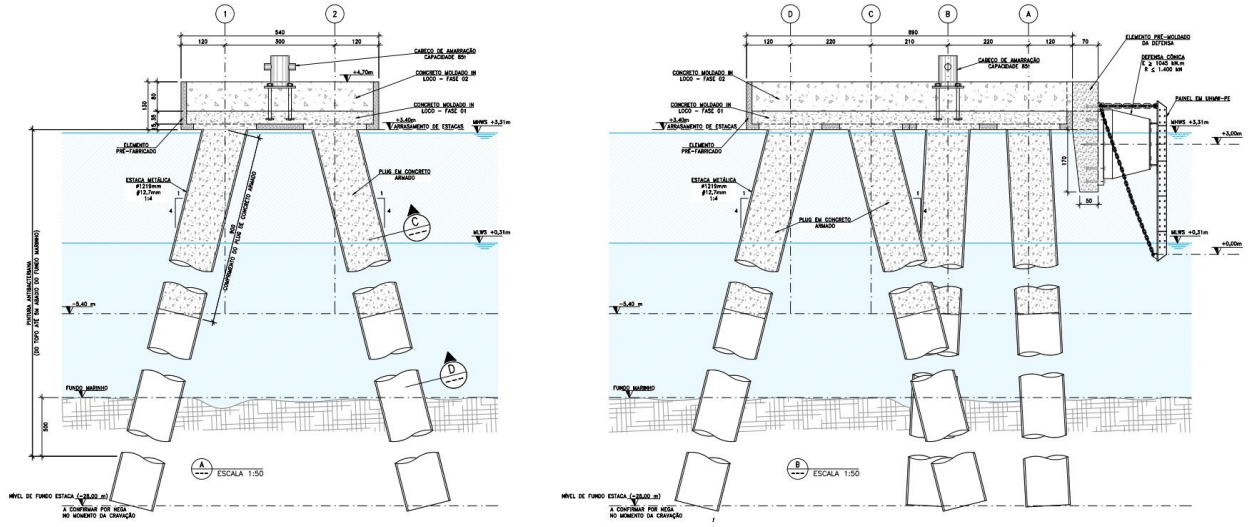

Figura 3 – DAT - Seções

4.1.2. DAM 3, DAM 4, DAM 5 e DAM 6

Os quatro novos dolfins de amarração foram concebidos também considerando 8 estacas inclinadas 1:4 cada, porém, diferente dos dolfins de atracação, as estacas possuem menor diâmetro, uma vez que as cargas provenientes dos cabeços são bastante inferiores às cargas provenientes das defensas tipo cônicas.

De modo a aproveitar estacas que já estavam compradas e disponíveis (sendo estas inclusive indicadas no edital de contratação do projeto básico), os dolfins de amarração irão possuir estacas com 762mm de diâmetro e espessuras variando entre 12,7mm e 25,4mm. A ideia foi aproveitar as estacas disponíveis de maior espessura na região próxima à superestrutura (onde a corrosão é maior), enquanto a menor espessura da camisa ficaria em nível inferior à 5m abaixo da maré mínima, local o qual a corrosão é muito menor que na região de variação de maré. Para maiores detalhes sobre corrosão consultar memória de cálculo. Desta forma, uma vez que há espessura de sacrifício na região de variação de maré não há necessidade de conceber plugs de concreto armado com grandes extensões. Neste caso, apenas 3m é suficiente para garantir a correta transferência de cargas entre superestrutura e estacas.

Já a superestrutura, cujo nível superior é no +4,70m, segue o mesmo conceito do dolfim de atracação, onde um elemento casca em pré-moldado foi concebido de modo a receber duas fases de concretagem “in-loco”. A geometria de cada dolfim é, em planta, 5,50 x 5,50m, com altura total de 1,30m. A superestrutura tem a finalidade de consolidar os cavaletes formados pelas estacas inclinadas, além de propiciar massa (peso próprio), de modo a aliviar um pouco as trações geradas por cargas horizontais decorrentes da amarração, assim como abrigar a instalação de um cabeço com capacidade de 85tf.

A seguir são apresentadas imagens da referida estrutura:

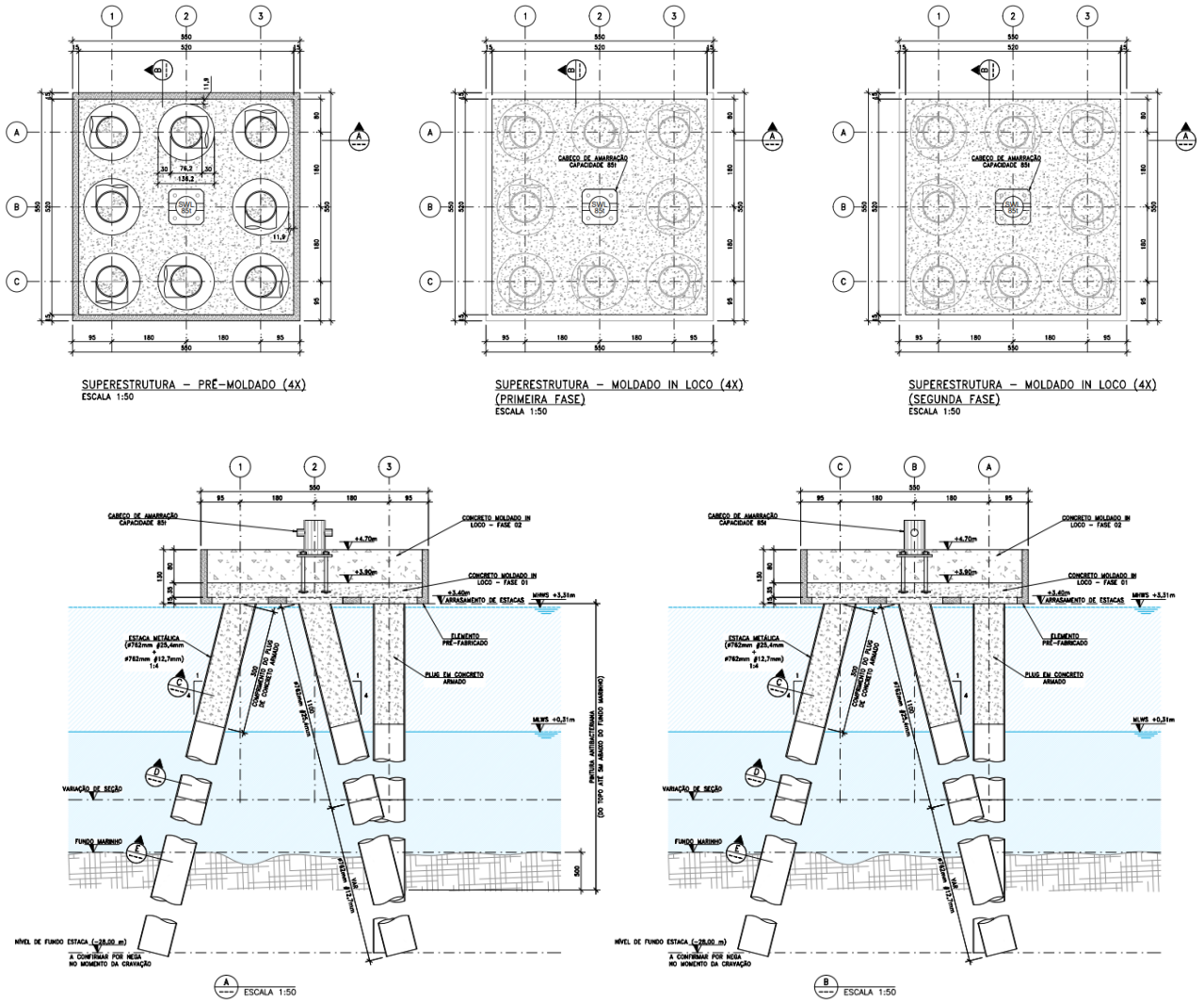

Figura 4 – DAM – Planta e Seções

4.1.3. AMPLIAÇÃO DA PLATAFORMA CENTRAL

A plataforma central, também no nível +4,70m, foi concebida de modo a permitir operação com fins de movimentação de granéis líquidos. Há inclusive uma previsão de mureta no perímetro de modo a conter eventual vazamento ou perda de líquidos durante a operação. Em planta tal plataforma possui dimensões de 10x20m, sendo 2m nas extremidades norte e sul destinados a passagem de pessoas.

Em termos de carregamento, de acordo com a ROM 2.0-11, para operação em plataformas com tal finalidade, a sobrecarga mínima a considerar é de 2 ton/m². Além disso a plataforma central recebe cargas horizontais provenientes de embarcações de pequeno porte (patrulha) e balsas, sendo estas últimas determinantes para o dimensionamento dos elementos estruturais.

Em relação aos acessórios, há previsão de 4 prumadas de defensas tipo arco, com E>=75kN.m/m e reação de 357kN/m. Tais defensas são fixadas em elementos pré-moldados, que por sua vez são fixados às estacas na região inferior e na superestrutura, na região superior.

A plataforma foi concebida com 4 estacas verticais metálicas na região frontal com diâmetro de 1219mm e espessura de 12,7mm, de modo a ser o mesmo tipo de estacas dos

dolfins de atracação. Tais estacas possuem diâmetro maior por receberem cargas horizontais proveniente das defensas, resultando em flexões importantes nos elementos estruturais, especialmente quando a maré estiver mínima e as balsas com carregamentos máximos. Cada estaca recebe uma prumada de defensa em arco. Também são preenchidas com concreto armado em um plug de 8,0m, de modo a chegar em um nível vertical onde a corrosão passa a ser menos que se comparado a região de variação de maré.

Já na região próxima à plataforma existente foi concebido um cavalete de estacas para cada estaca frontal, funcionando como elementos de ancoragem no solo, especialmente quando a plataforma estiver submetida a cargas horizontais. Estas estacas possuem 914mm de diâmetro e espessura de 12,7mm, com inclinação 1:4. Resolveu-se trabalhar com diâmetro um pouco superior que das estacas dos dolfins de amarração (762mm) de modo a transferir mais adequadamente as cargas axiais para o solo. Além disso procurou-se preservar sempre a espessura de 12,7mm, que normalmente é considerada uma espessura mínima para obras com fins portuários. Assim como as demais estacas da obra, estas também possuem plugs de concreto armado próximos à região superior.

Quanto à superestrutura, a concepção foi viabilizar a montagem de elementos de concreto pré-moldado sempre preenchidos e complementados com concreto “in-loco”. Primeiramente deverão ser montados os pré-moldado do tipo manilha, sendo estes grauteados às estacas. Posteriormente deverá haver a montagem de vigas do tipo casca nos eixos A e B, sendo estas consolidadas nas estacas por meio da primeira fase de concretagem in-loco. Após consolidação da primeira fase de concretagem deverá ocorrer montagem dos pré-moldados do tipo “PI” e dos que irão receber as defensas. Por fim, haverá a concretagem de uma última etapa de concreto moldado no local, consolidando todo o sistema.

A seguir são apresentadas imagens em planta e seções transversais da referida plataforma.

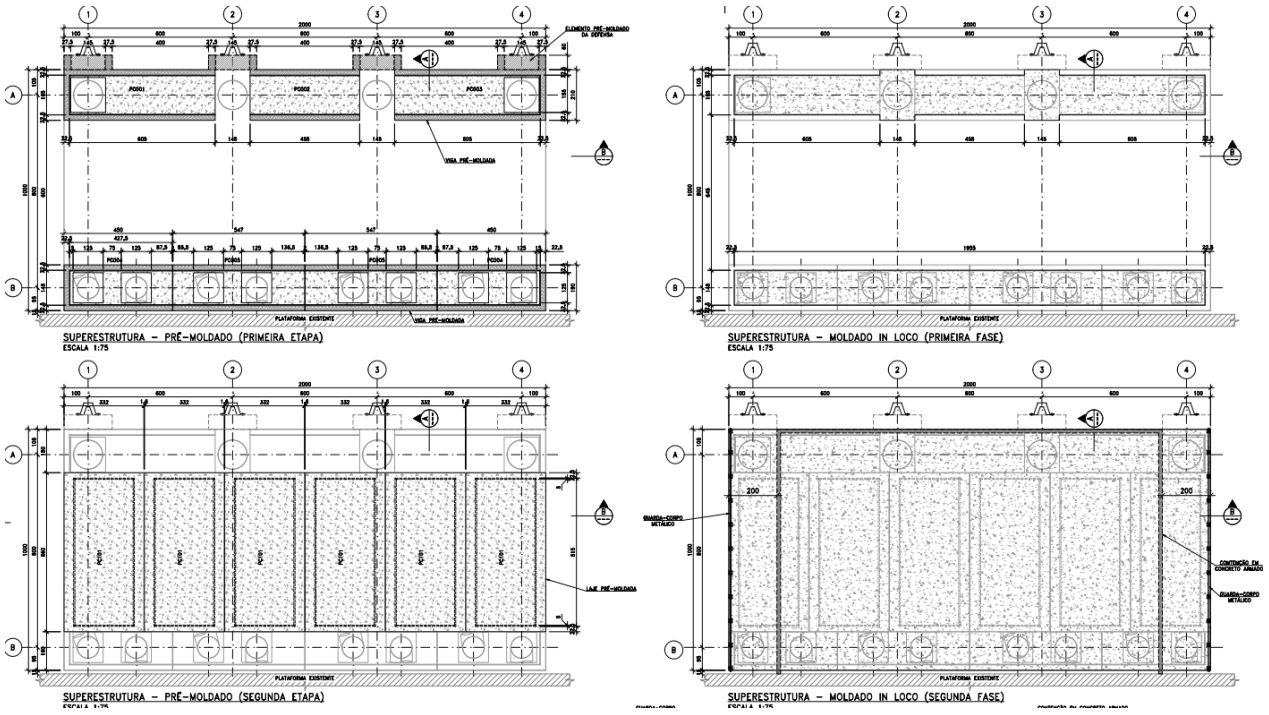

Figura 5 - Plataforma Central de Operações - Planta

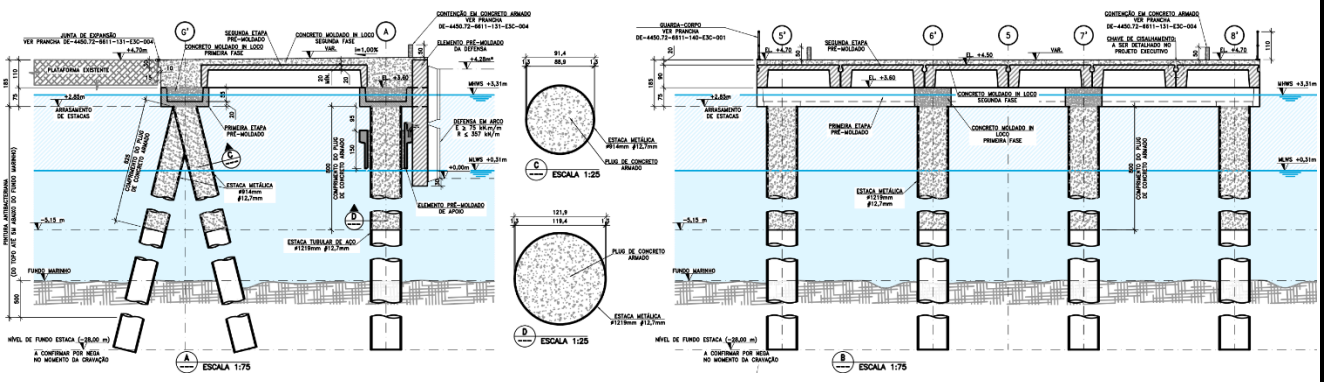

Figura 6 – Plataforma Central de Operações - Seções

Por fim, cabe ressaltar que a plataforma é independente da existente, separada por junta do tipo Jeene ou similar.

5. PARÂMETROS GERAIS

Este capítulo trata das condições gerais que englobam os critérios adotados para a elaboração da modelagem estrutural.

5.1. UNIDADE

Todas as unidades estão apresentadas no sistema (kN ou tf, m, °C), exceto onde indicado o contrário.

5.2. SOFTWARE

Para a modelagem matemática foi utilizado o software SAP 2000 v22.1.0.1639. O software foi desenvolvido para análise estrutural via método dos Elementos Finitos. Para verificação e dimensionamento fez-se uso de planilhas em Excel específicas.

5.3. MATERIAIS

Os materiais utilizados nesta memória de cálculo são os apresentados a seguir.

5.3.1. CONCRETO C40

Resistência característica (f_{ck}) maior ou igual a 40MPa aos 28 dias. O módulo de Young (E) do material foi definido de acordo com a NBR 6118:2007 para o módulo de elasticidade secante do concreto dado por:

$$E_{CS} = 0{,}85 \times 5600\sqrt{f_{ck}}$$

Considerando o concreto com 40MPa na análise da estrutura, encontra-se um valor de 30104,88MPa para o Módulo de Elasticidade. A Figura 7 resume estes dados, bem como outras propriedades do concreto.

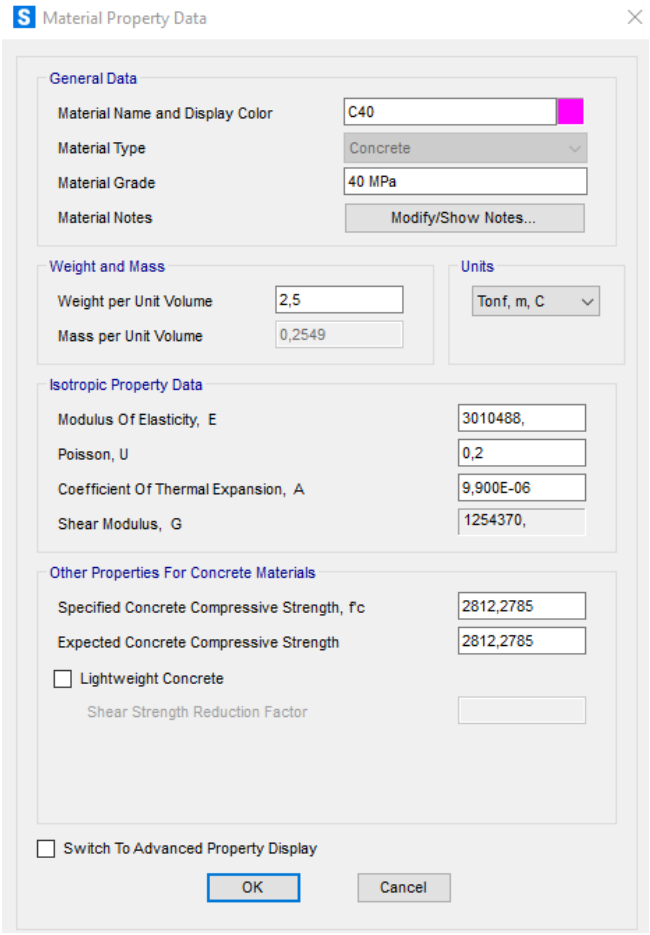

Figura 7 – Parâmetros no SAP2000 – Material: Concreto.

5.3.2. AÇO CA-50

Tensão de escoamento (f_y) de 500MPa, nervurado e com características que permitam seu uso em conjunto com o concreto.

O cobrimento mínimo que será utilizado na estrutura é de 5cm, em todos os elementos estruturais.

5.3.3. AÇO PARA ESTACAS

As estacas foram projetadas considerando o aço ASTM A572 (f_y = 350MPa) para estacas de diâmetro diferente de 762mm e aço API 5L grau B (f_y ≥ 241MPa) para estacas de diâmetro igual a 762mm.

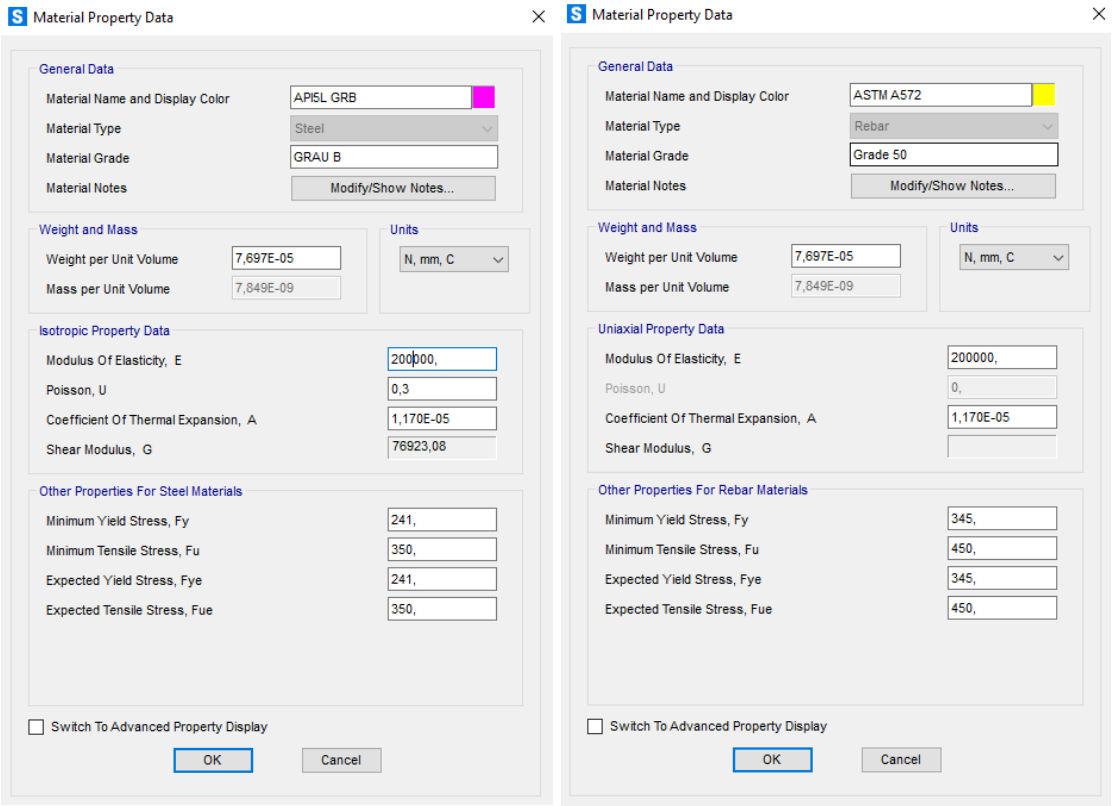

Figura 8 – Parâmetros no SAP2000 – Material: Aço API 5L Grau B e ASTM A572 GR-50.

5.4. PARÂMETROS DE CORROSÃO

A estrutura será projetada para tempo de vida útil de 50 anos, obedecendo o seguinte critério de perda de espessura de camisa devido à corrosão:

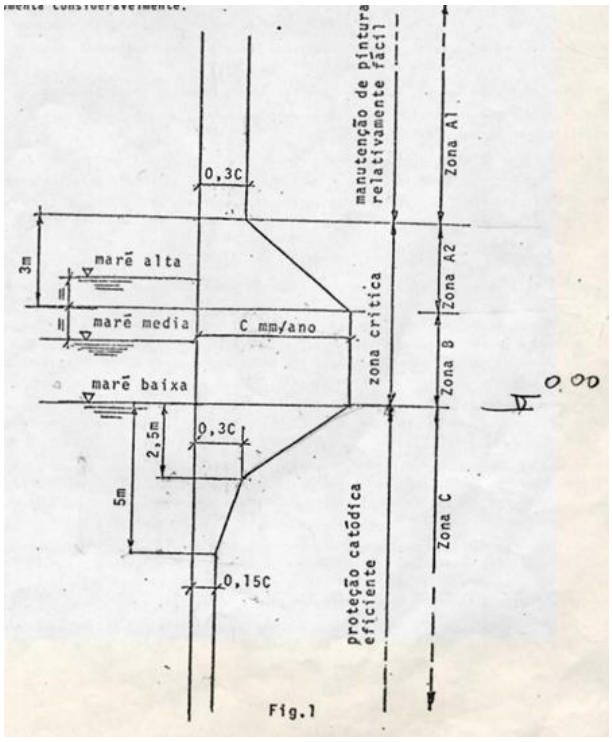

Fig.1

	água do mar	água doce
clima tropical	C = 0,30 mm/a	C = 0,12 mm/a
clima temperado	C = 0,12 mm/a	C = 0,04 mm/a

Dependendo do nível em relação à zona B (fig. 1) deve-se multiplicar esses valores com 0,3 ou 0,15 e interpolar linearmente.

Para a superfície em contato com o solo os valores acima podem ser multiplicados com 0,30.

Para a superfície interna de estacas tubulares sem enchimento mas com fechamento superior dificultando a livre renovação do ar ou da água multiplique com 0,40.

Para a superfície interna de estacas tubulares com enchimento de areia multiplique com 0,05.

Para a superfície interna de estacas tubulares com enchimento de concreto armado ou concreto simples, pode-se considerar a corrosão aproximadamente nula.

Deve-se considerar que a corrosão máxima em áreas limitadas sob as mesmas circunstâncias pode ser de 50 até 150% maior que a corrosão média.(Criação de furos e buracos profundos pela corrosão).

Em circunstancias especiais muito desfavoraveis (vizinhança de emissarios industriais, de esgotos, etc) os valores da velocidade média da corrosão podem ser,eventualmente, 100% maiores.

Figura 9 – Critérios de corrosão.

Adotou-se como perda de espessura devido à corrosão, para “clima tropical”, o valor médio entre água doce e salobra: 0,21mm/a.

Na região de plug de concreto considera-se nula a corrosão interna. Na região abaixo do plug até o solo o coeficiente de corrosão interno é dado pelo coeficiente de fator externo multiplicado por 0,40.

Para a região em contato com o solo, multiplicam-se os valores da Figura 9 por 0,30. Neste caso, considerando que o contato com o solo se dá abaixo de 5m da maré baixa, a corrosão é mínima na parte externa e menor ainda na parte interna e, portanto, foi desprezada para efeito de cálculo.

Portanto, tem-se as seguintes espessuras de corrosão:

Localização	Situação	Coeficientes		Corrosão Total (mm) = 0,21mm/ano*50anos* (coef. interno+externo)
		Interno - C_i	Externo - C_e	
Zona crítica	PLUG	0	1	10,5
	Sem PLUG	0,40*C_e	1	14,7
2,5m abaixo da maré baixa	PLUG	0	0,3	3,2
	Sem PLUG	0,40*C_e	0,3	4,4
5,0m abaixo da maré baixa	PLUG	0	0,15	1,6
	Sem PLUG	0,40*C_e	0,15	2,2
	Sem PLUG em contato com solo	0,30*0,40*C_e	0,30*0,15	0,7

Tabela 1 – Espessuras de corrosão.

6. PARÂMETROS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: PONTO DE ENGASTE

Este capítulo trata dos critérios adotados para a consideração dos comprimentos de estacas utilizados na modelagem estrutural.

Para a interação solo-estrutura, considerou-se o comprimento de engaste fictício para as estacas, seguindo a seguinte bibliografia: “Bending and Buckling of Partially Embedded Piles" - Davisson M T and Robinson K E - 6th ICSMFE, Montreal 1965.

O método leva em consideração a rigidez da estaca, o tipo de solo e seu coeficiente de reação lateral, em que o comprimento de engastamento fictício (L) é dado por:

$$L = \gamma . \sqrt[n]{\frac{E.I}{K}}$$

Considerando que o solo é predominantemente argiloso nas primeiras camadas, com camada de areia podendo ser encontrada em camadas mais profundas, considerou-se que o comprimento de engastamento fictício se dá em camada de argila medianamente compacta, com NSPT superior a 4 golpes. Adotou-se, portanto, valor de coeficiente K igual a 2.500 kN/m³, conforme valores indicados por PFEIL, 1983 (Pontes: curso básico – projeto, construção e manutenção) e exemplificados na Tabela 2.

Tipo de solo	Nº de golpes do amostrador padrão (N_{SPT})	k_h (kN/m³)	
		Solo seco ou úmido	Solo submerso
Areia média	5 - 10	2500	1500
Areia compacta	10 - 25	7000	5000
Areia muito compacta	> 25	20000	12500
Areia fofa, carga estática	5	-	1000
Areia fofa, carga cíclica	< 5	-	400
Argila muito mole, carga estática	< 2	500	
Argila muito mole, carga cíclica	< 2	300	
Silte orgânico fofo	< 3	300	
Argila mole	2 - 4	1000	
Argila média	4 - 10	2500	

Tabela 2 – Valores indicativos de Kh (PFEIL, 1983) - Adaptado.

Portanto, tem-se a seguinte situação de cálculo:

- Argila média;
- K = 2.500,0kN/m³ (argila média submersa);
- E (aço) = 200GPa;
- n=4 (solos argilosos) e γ =1,4 (solos argilosos).

Ao comprimento de engastamento fictício é adicionado o comprimento livre da estaca, sendo a distância livre entre centro da estrutura e solo. Para todas as estruturas foi adotado o valor igual a 16m, considerando que o nível de dragagem futura será de 12m e, para as estruturas onde não haverá dragagem, considera-se a possibilidade de camada de argila orgânica ou extremamente mole até o mesmo nível, conforme apontado em algumas das sondagens de referência.

Adiciona-se ainda uma margem de segurança de 1,0m considerando incertezas quanto às possíveis camadas que podem ocorrer, admitindo-se possibilidade de camada de argila mole para além do nível de 12m.

O comprimento total da estaca é dado, portanto, pela somatória do comprimento de engastamento fictício, pela margem de segurança e pelo comprimento livre, conforme ilustrado na Figura 10.

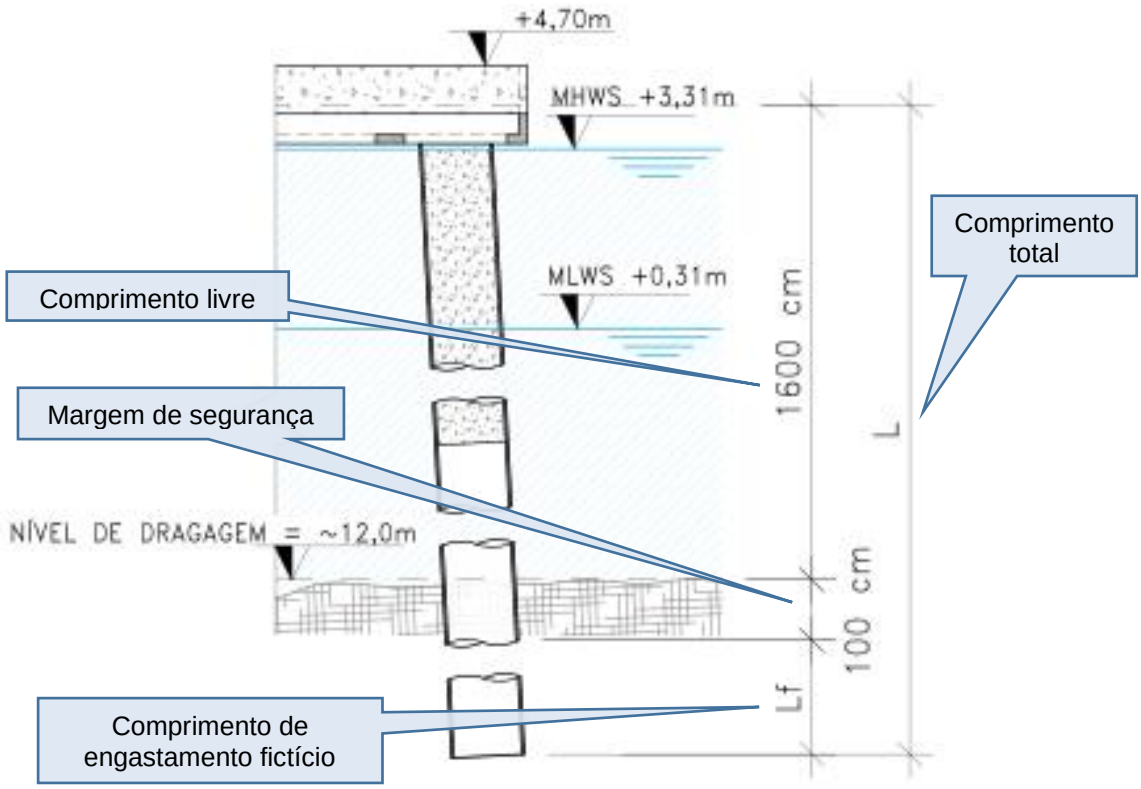

Figura 10 – Comprimento de estacas para análise estrutural.

A seguir são exemplificados os resultados de engastamento fictício no solo e comprimento total para cada tipo de estaca de projeto:

Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	L fictício (m)	Comprimento livre + margem de segurança (m)	Comprimento Total adotado (m)
762	12,7	5	17	22
914	12,7	5,8	17	23
1219	12,7	7,2	17	24

Tabela 3 – Resumo de comprimento de estacas para análise estrutural.

7. PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Este capítulo trata dos critérios adotados para o dimensionamento geotécnico.

7.1. SONDAGENS

Para o dimensionamento geotécnico foram analisadas as diversas sondagens executadas. Porém, considerando-se a necessidade de profundidade razoável para cravação das estacas, avaliou-se que algumas sondagens realizadas não possuem profundidade relevante ou suficiente para o projeto. Avaliou-se que a sondagem SP-03, realizada em 2008 (referência [36]), e a sondagem SP-01, realizada em 2004 e presente na Memória de Cálculo dos Dolfins de amarração DAM1 e DAM2 (referência [30]), são as mais completas em termos de profundidade, tendo sido optada a sondagem SP-01 de 2004 como perfil geotécnico geral para o dimensionamento geotécnico.

Ressalta-se que, no Projeto Executivo, deve-se avaliar com mais precisão o perfil geoténico mais compatível e, se necessário, realizar novas sondagens. Ressalta-se, também, que a profundidade final deve ser aferida no momento da cravação seguindo o critério de nega, a ser determinado segundo eferição em 5% das estacas, para cada tipo de estaca.

A Figura 11 mostra o perfil de sondagem utilizado como referência para elaboração do Projeto Básico.

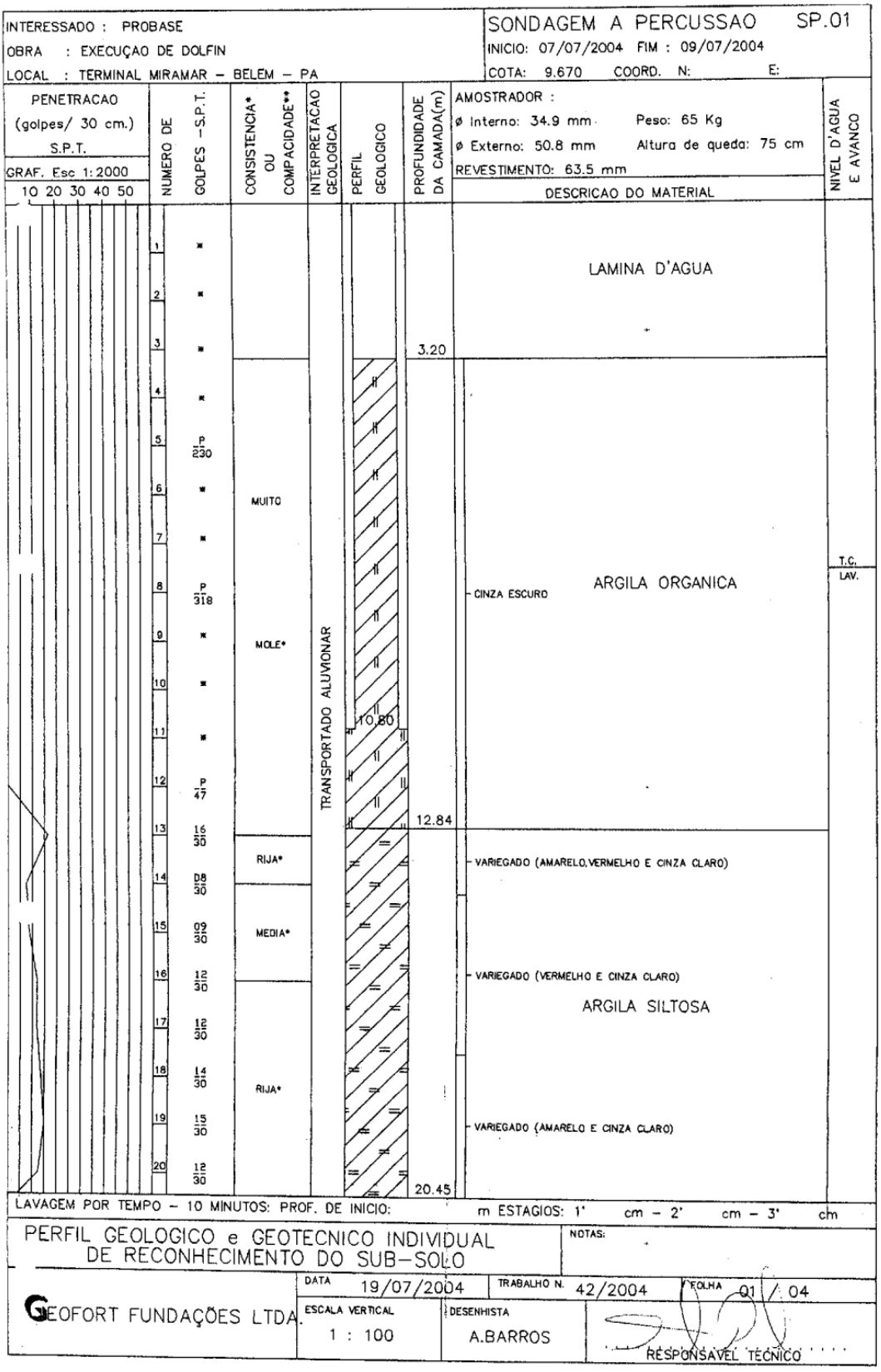

Figura 11 – Sondagem de referência

7.2. METODOLOGIA

Através do método AOKI-VELLOSO, os dados fornecidos nas sondagens foram inseridos em planilhas, cujos parâmetros de cálculo estão expostos a seguir.

- Por se tratar de estaca metálica, o valor de F1 foi adotado como 1,75 e o de F2 como 3,5, conforme tabela a seguir:

Fatores de correção F1 e F2		
Tipo de estaca	**F1**	**F2**
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F1
Escavada	3,00	6,00
Raiz,Hélice Contínua, Ômega	2,00	4,00
Fonte: AOKI N., CINTRA J. C. (2010)		

Tabela 4 – Valores de F1 e F2 – Método Aoki-Velloso.

- Para o cálculo de K e α consideraram-se os valores da seguinte tabela:

Coeficiente K e razão de atrito α		
Solo	**K (MPa)**	**α (%)**
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0
Fonte: AOKI N., CINTRA J. C. (2010)		

Tabela 5 – Valores de K e α – Método Aoki-Velloso

- Adotou-se o coeficiente de segurança global igual a 2.0 para compressão e 2,5 para tração. Aplicou-se este coeficiente minorando a resistência das estacas segundo o método Aoki-Velloso.
- As estacas foram consideradas, para efeito de cálculo, ora com ponta fechada (efeito de embuchamento) ora com ponta aberta (sem efeito de embuchamento),

tomando-se para a resitância à compressão ou à tração como o menor valor entre as duas situações.

- Verificou-se que, para todas as estacas analisadas, a menor resistência para a tração se dá considerando ponta fechada (embuchada), em que apenas o perímetro externo contribui para a resistência lateral, e a menor resistência para a compressão se dá com ponta aberta (sem embuchamento). Estas duas situações são exemplificadas para cada caso.

Portanto, para as estacas de projeto tem-se as seguintes caracterísitcas predominantes para o cálculo geotécnico:

Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Condição	Área (cm²)	Perímetro (cm)
762	12,7	Tração	4560	239
		Compressão	299	471
914	12,7	Tração	6561	287
		Compressão	360	566
1219	12,7	Tração	11671	383
		Compressão	481	758

Tabela 6 – Dados de estacas para análise nas condições de tração e compressão

7.3. RESISTÊNCIA GEOTÉCNICA DAS ESTACAS

A seguir são apresentados os resultados de resistência geotécnica para cada tipo de estaca segundo o método Aoki-Velloso, até a cota de -28m em relação ao NR da DHN (Porto de Belém).

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

AVANÇAR

VOLTAR

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Pré-Moldada	Metálica	76,2	28	2,5

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	100

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
3	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
4	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
5	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
6	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
7	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
8	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
9	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
10	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
11	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
12	220	0,04	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
13	220	0,04	1,75	3,5	0,00	96,30	96,30	96,30	**38,52**
14	220	0,04	1,75	3,5	0,00	48,15	144,45	144,45	**57,78**
15	220	0,04	1,75	3,5	0,00	54,17	198,62	198,62	**79,45**
16	220	0,04	1,75	3,5	0,00	72,23	270,85	270,85	**108,34**
17	220	0,04	1,75	3,5	0,00	72,23	343,08	343,08	**137,23**
18	220	0,04	1,75	3,5	0,00	84,27	427,34	427,34	**170,94**
19	220	0,04	1,75	3,5	0,00	90,28	517,63	517,63	**207,05**
20	220	0,04	1,75	3,5	0,00	72,23	589,86	589,86	**235,94**
21	220	0,04	1,75	3,5	0,00	24,08	613,93	613,93	**245,57**
22	200	0,06	1,75	3,5	0,00	41,04	654,97	654,97	**261,99**
23	200	0,06	1,75	3,5	0,00	57,45	712,42	712,42	**284,97**
24	200	0,06	1,75	3,5	0,00	32,83	745,25	745,25	**298,10**
25	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	383,02	1128,28	1128,28	**451,31**
26	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	631,99	1760,26	1760,26	**704,11**
27	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	689,44	2449,71	2449,71	**979,88**
28	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	785,20	3234,90	3234,90	**1293,96**

Figura 12 – Estaca Φ 762x12,7mm: resistência à tração – Método Aoki-Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

AVANÇAR

VOLTAR

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Pré-Moldada	Metálica	76,2	28	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
100	100

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
3	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
4	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
5	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
6	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
7	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
8	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
9	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
10	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
11	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
12	220	0,04	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
13	220	0,04	1,75	3,5	60,13	189,40	189,40	249,53	**124,76**
14	220	0,04	1,75	3,5	30,07	94,70	284,09	314,16	**157,08**
15	220	0,04	1,75	3,5	33,82	106,54	390,63	424,45	**212,23**
16	220	0,04	1,75	3,5	45,10	142,05	532,68	577,78	**288,89**
17	220	0,04	1,75	3,5	45,10	142,05	674,72	719,82	**359,91**
18	220	0,04	1,75	3,5	52,62	165,72	840,44	893,06	**446,53**
19	220	0,04	1,75	3,5	56,37	177,56	1018,00	1074,38	**537,19**
20	220	0,04	1,75	3,5	45,10	142,05	1160,05	1205,15	**602,57**
21	220	0,04	1,75	3,5	15,03	47,35	1207,40	1222,43	**611,22**
22	200	0,06	1,75	3,5	17,08	80,71	1288,11	1305,19	**652,59**
23	200	0,06	1,75	3,5	23,92	112,99	1401,10	1425,01	**712,51**
24	200	0,06	1,75	3,5	13,67	64,57	1465,66	1479,33	**739,67**
25	1000	0,014	1,75	3,5	683,33	753,28	2218,94	2902,27	**1451,14**
26	1000	0,014	1,75	3,5	1127,50	1242,91	3461,85	4589,35	**2294,67**
27	1000	0,014	1,75	3,5	1230,00	1355,90	4817,75	6047,75	**3023,88**
28	1000	0,014	1,75	3,5	1400,83	1544,22	6361,98	7762,80	**3881,40**

Figura 13 – Estaca Φ 762x12,7mm: resistência à compressão – Método Aoki-Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

AVANÇAR

VOLTAR

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Pré-Moldada	Metálica	91,4	28	2,5

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	100

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumlada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
3	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
4	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
5	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
6	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
7	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
8	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
9	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
10	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
11	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
12	220	0,04	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
13	220	0,04	1,75	3,5	0,00	115,51	115,51	115,51	**46,21**
14	220	0,04	1,75	3,5	0,00	57,76	173,27	173,27	**69,31**
15	220	0,04	1,75	3,5	0,00	64,98	238,25	238,25	**95,30**
16	220	0,04	1,75	3,5	0,00	86,63	324,88	324,88	**129,95**
17	220	0,04	1,75	3,5	0,00	86,63	411,51	411,51	**164,61**
18	220	0,04	1,75	3,5	0,00	101,07	512,59	512,59	**205,04**
19	220	0,04	1,75	3,5	0,00	108,29	620,88	620,88	**248,35**
20	220	0,04	1,75	3,5	0,00	86,63	707,52	707,52	**283,01**
21	220	0,04	1,75	3,5	0,00	28,88	736,40	736,40	**294,56**
22	200	0,06	1,75	3,5	0,00	49,22	785,62	785,62	**314,25**
23	200	0,06	1,75	3,5	0,00	68,91	854,53	854,53	**341,81**
24	200	0,06	1,75	3,5	0,00	39,38	893,91	893,91	**357,57**
25	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	459,43	1353,34	1353,34	**541,34**
26	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	758,05	2111,39	2111,39	**844,56**
27	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	826,97	2938,36	2938,36	**1175,34**
28	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	941,82	3880,19	3880,19	**1552,07**

Figura 14 – Estaca Φ 914x12,7mm: resistência à tração – Método Aoki-Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

AVANÇAR

VOLTAR

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Pré-Moldada	Metálica	91,4	28	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
100	100

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
3	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
4	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
5	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
6	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
7	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
8	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
9	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
10	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
11	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
12	220	0,04	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
13	220	0,04	1,75	3,5	72,33	227,82	227,82	300,15	**150,07**
14	220	0,04	1,75	3,5	36,17	113,91	341,72	377,89	**188,94**
15	220	0,04	1,75	3,5	40,69	128,15	469,87	510,56	**255,28**
16	220	0,04	1,75	3,5	54,25	170,86	640,73	694,98	**347,49**
17	220	0,04	1,75	3,5	54,25	170,86	811,59	865,84	**432,92**
18	220	0,04	1,75	3,5	63,29	199,34	1010,93	1074,22	**537,11**
19	220	0,04	1,75	3,5	67,81	213,58	1224,51	1292,32	**646,16**
20	220	0,04	1,75	3,5	54,25	170,86	1395,37	1449,62	**724,81**
21	220	0,04	1,75	3,5	18,08	56,95	1452,33	1470,41	**735,20**
22	200	0,06	1,75	3,5	20,55	97,08	1549,41	1569,96	**784,98**
23	200	0,06	1,75	3,5	28,77	135,91	1685,32	1714,09	**857,04**
24	200	0,06	1,75	3,5	16,44	77,66	1762,98	1779,42	**889,71**
25	1000	0,014	1,75	3,5	821,95	906,09	2669,07	3491,02	**1745,51**
26	1000	0,014	1,75	3,5	1356,22	1495,04	4164,11	5520,33	**2760,16**
27	1000	0,014	1,75	3,5	1479,51	1630,95	5795,06	7274,57	**3637,29**
28	1000	0,014	1,75	3,5	1685,00	1857,48	7652,54	9337,54	**4668,77**

Figura 15 – Estaca Φ 914x12,7mm: resistência à compressão – Método Aoki-Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

AVANÇAR

VOLTAR

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Pré-Moldada	Metálica	121,9	28	2,5

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
0	100

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumulada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
3	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
4	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
5	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
6	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
7	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
8	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
9	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
10	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
11	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
12	220	0,04	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
13	220	0,04	1,75	3,5	0,00	154,06	154,06	154,06	**61,62**
14	220	0,04	1,75	3,5	0,00	77,03	231,09	231,09	**92,44**
15	220	0,04	1,75	3,5	0,00	86,66	317,75	317,75	**127,10**
16	220	0,04	1,75	3,5	0,00	115,54	433,29	433,29	**173,32**
17	220	0,04	1,75	3,5	0,00	115,54	548,84	548,84	**219,53**
18	220	0,04	1,75	3,5	0,00	134,80	683,64	683,64	**273,46**
19	220	0,04	1,75	3,5	0,00	144,43	828,07	828,07	**331,23**
20	220	0,04	1,75	3,5	0,00	115,54	943,61	943,61	**377,45**
21	220	0,04	1,75	3,5	0,00	38,51	982,13	982,13	**392,85**
22	200	0,06	1,75	3,5	0,00	65,65	1047,78	1047,78	**419,11**
23	200	0,06	1,75	3,5	0,00	91,91	1139,69	1139,69	**455,88**
24	200	0,06	1,75	3,5	0,00	52,52	1192,21	1192,21	**476,88**
25	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	612,74	1804,95	1804,95	**721,98**
26	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	1011,01	2815,96	2815,96	**1126,38**
27	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	1102,93	3918,89	3918,89	**1567,55**
28	1000	0,014	1,75	3,5	0,00	1256,11	5175,00	5175,00	**2070,00**

Figura 16 – Estaca Φ 1219x12,7mm: resistência à tração – Método Aoki-Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

AVANÇAR

VOLTAR

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Pré-Moldada	Metálica	121,9	28	2

% Resistência de ponta	% Resistência lateral
100	100

RESULTADOS

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	$R_{P\ na\ camada}$ (kN)	$R_{L\ por\ metro}$ (kN)	$R_{L\ acumlada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
2	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
3	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
4	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
5	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
6	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
7	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
8	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
9	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
10	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
11	200	0,06	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
12	220	0,04	1,75	3,5	0,00	0,00	0,00	0,00	**0,00**
13	220	0,04	1,75	3,5	96,81	304,91	304,91	401,72	**200,86**
14	220	0,04	1,75	3,5	48,40	152,45	457,36	505,77	**252,88**
15	220	0,04	1,75	3,5	54,45	171,51	628,87	683,33	**341,66**
16	220	0,04	1,75	3,5	72,61	228,68	857,56	930,16	**465,08**
17	220	0,04	1,75	3,5	72,61	228,68	1086,24	1158,84	**579,42**
18	220	0,04	1,75	3,5	84,71	266,80	1353,03	1437,74	**718,87**
19	220	0,04	1,75	3,5	90,76	285,85	1638,88	1729,64	**864,82**
20	220	0,04	1,75	3,5	72,61	228,68	1867,57	1940,17	**970,09**
21	220	0,04	1,75	3,5	24,20	76,23	1943,79	1968,00	**984,00**
22	200	0,06	1,75	3,5	27,50	129,93	2073,73	2101,23	**1050,61**
23	200	0,06	1,75	3,5	38,50	181,91	2255,63	2294,13	**1147,07**
24	200	0,06	1,75	3,5	22,00	103,95	2359,58	2381,58	**1190,79**
25	1000	0,014	1,75	3,5	1100,10	1212,71	3572,28	4672,38	**2336,19**
26	1000	0,014	1,75	3,5	1815,16	2000,96	5573,25	7388,41	**3694,20**
27	1000	0,014	1,75	3,5	1980,17	2182,87	7756,11	9736,29	**4868,14**
28	1000	0,014	1,75	3,5	2255,20	2486,05	10242,16	12497,36	**6248,68**

Figura 17 – Estaca Φ 1219x12,7mm: resistência à compressão – Método Aoki-Velloso

8. DOLFINS DE AMARRAÇÃO – DAM 3, DAM 4, DAM 5 E DAM 6

Este capítulo tem como objetivo apresentar a modelagem estrutural dos dolfins de atracação, bem como resultados obtidos e dimensionamento estrutural e geotécnico.

Serão abordados os seguintes assuntos:

- Apresentação da geometria do modelo;
- Cargas consideradas;
- Combinações;
- Resultados obtidos;
- Dimensionamento das estacas;
- Dimensionamento geotécnico;
- Deslocamentos.

Destaca-se que, para a superestrutura, foram adotadas dimensões compatíveis com os esforços encontrados na análise estrutural, permitindo adoção de armaduras condizentes com a boa prática de engenharia portuária.

8.1. APRESENTAÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO

O modelo foi concebido utilizando o Software SAP2000, onde as estacas foram consideradas como elementos lineares (frame) e as lajes da superestrutura discretizadas em pequenos elementos de área (Shell).

As estacas foram admitidas com corrosão conforme valores indicados na Tabela 1. Para a situação intermediária entre a maré baixa e 5 metros abaixo da maré baixa foi admitida uma espessura média, para efeitos práticos de modelagem.

As figuras abaixo apresentam imagens retiradas do modelo.

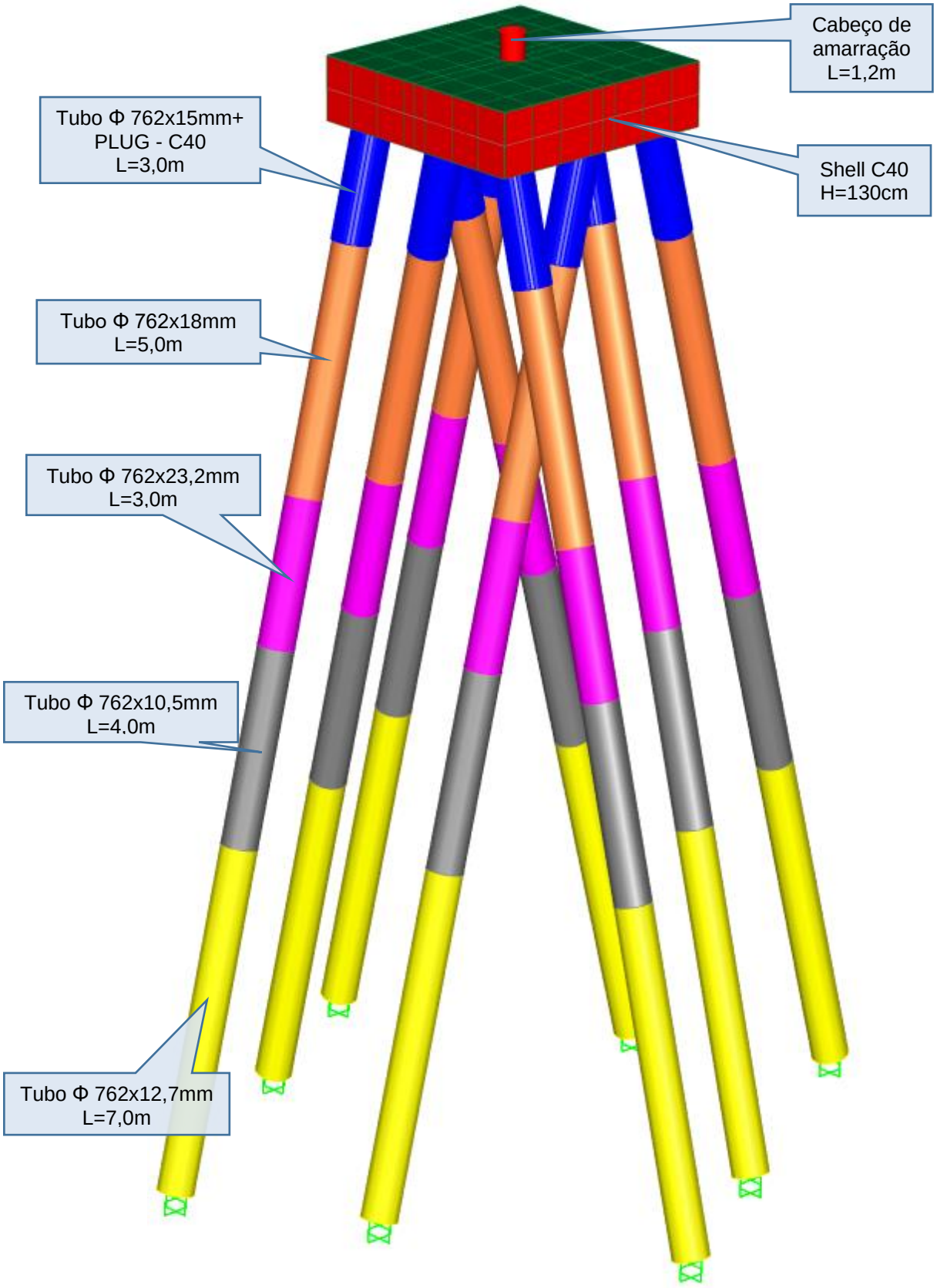

Figura 18 – Modelo dos dolfins de amarração no SAP2000.

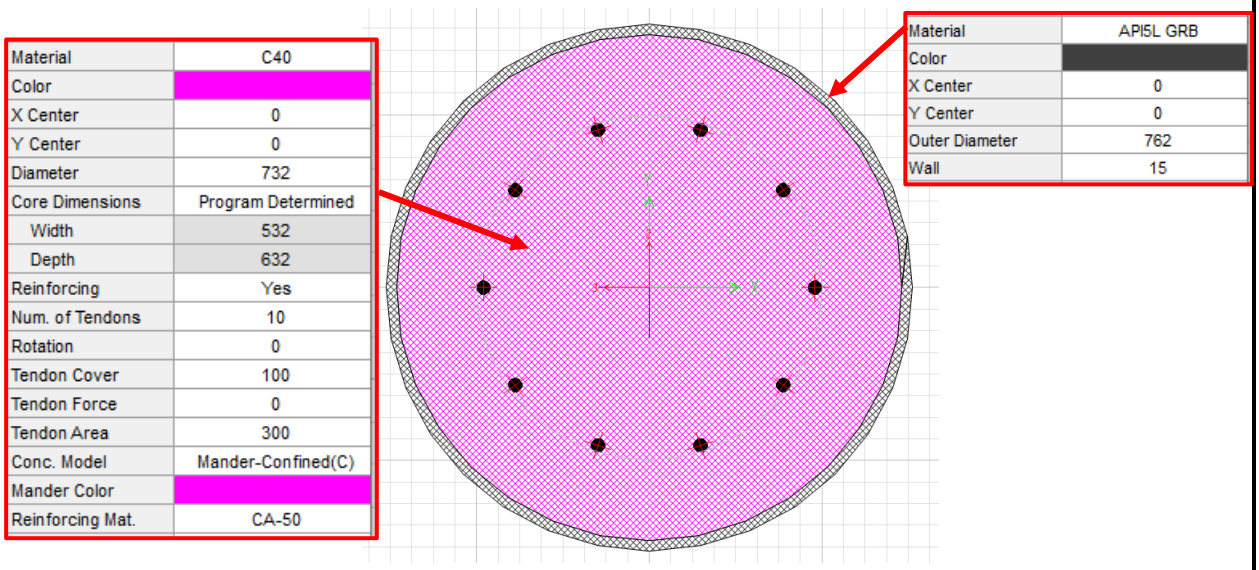

Figura 19 – Perfil Φ 762x15mm (corrosão externa) com plug de concreto armado simulado no módulo 'Section Designer' do SAP2000 – unidades em mm.

8.2. CARGAS CONSIDERADAS

Foram considerados os seguintes carregamentos:

8.2.1. TEMPERATURA

Em face às dimensões relativamente pequenas das estruturas, tem-se que o efeito de variação de temperatura é desprezível em relação às demais cargas consideradas e, portanto, foi desprezada na análise computacional.

8.2.2. PESO PRÓPRIO (DEAD)

Este carregamento é considerado de maneira automática pelo software SAP2000. Para o peso específico do concreto considerou-se 2,50 tf/m³ e para o aço 7,85 tf/m³.

8.2.3. SOBRECARGA (SC)

Adotou-se a sobrecarga mínima atuando sobre os dolfins de amarração como 0,50 tf/m².

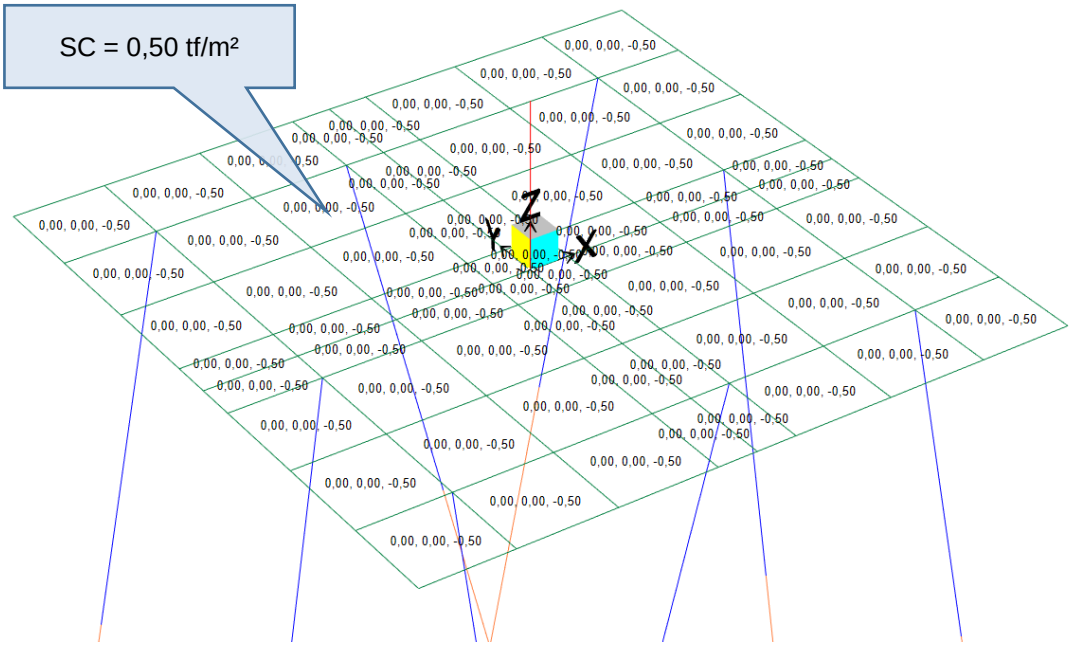

Figura 20 – DAM: Sobrecarga (tf/m²)

8.2.4. CORRENTEZA

As estacas sofrem ação das cargas provenientes de correntes marítimas. Estas cargas podem ser estimadas com base na NBR 7187:2003, item 7.2.5. Segundo esta recomendação, pode-se calcular este carregamento com a seguinte fórmula:

$$p = k.{v_a}^2$$

Onde:

p = pressão estática equivalente em kN/m²;

k = 0,34 para elementos circulares;

v_a = velocidade da água em m/s. Para este caso vale 1,50m/s.

Portanto:

$$p = 0{,}34.1{,}50^2 = 0{,}77 kN/m^2 = 0{,}077\ tf/m^2$$

$$q(linear) = 0{,}077.(diâmetro\ da\ estaca)$$

A Tabela 7 apresenta os resultados para as estacas dos dolfins de amarração, conforme ilustrado na Figura 21.

Diâmetro (mm)	Carregamento devido à correnteza (tf/m)
762	0,06

Tabela 7 – DAM: carregamentos devido à ação de correnteza.

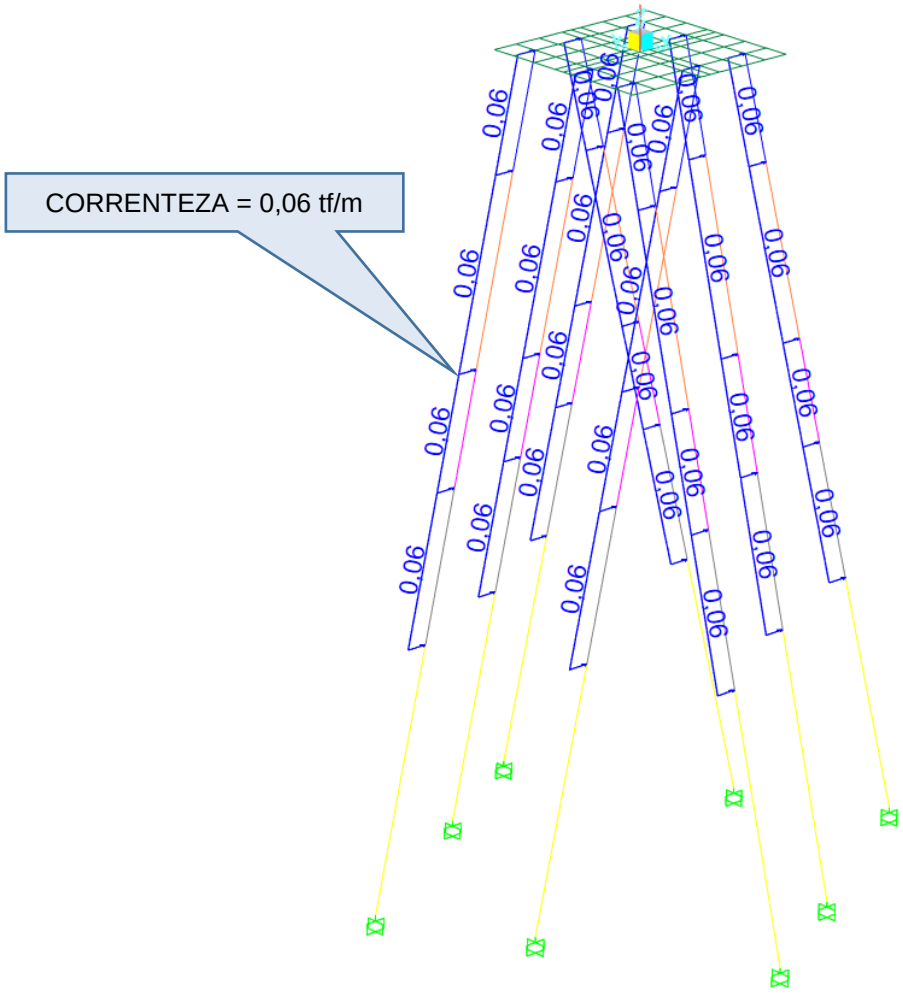

Figura 21 – DAM: Carregamentos devido à ação de correnteza (tf/m)

Estas cargas foram inseridas nas estacas considerando agindo longitudinalmente à linha de atracação.

8.2.5. AMARRAÇÃO

Considerou-se carga devido à amarração, agindo nos cabeços de amarração, de valor igual a 85t (ver documentos MC-4450.72-6611-962-E3C-001 e FD-4450.72-6611-962-E3C-002). Tal ação foi considerada atuando em 3 direções diferentes no plano xy (plano horizontal). A Figura 22 ilustra o ponto de aplicação da carga no modelo.

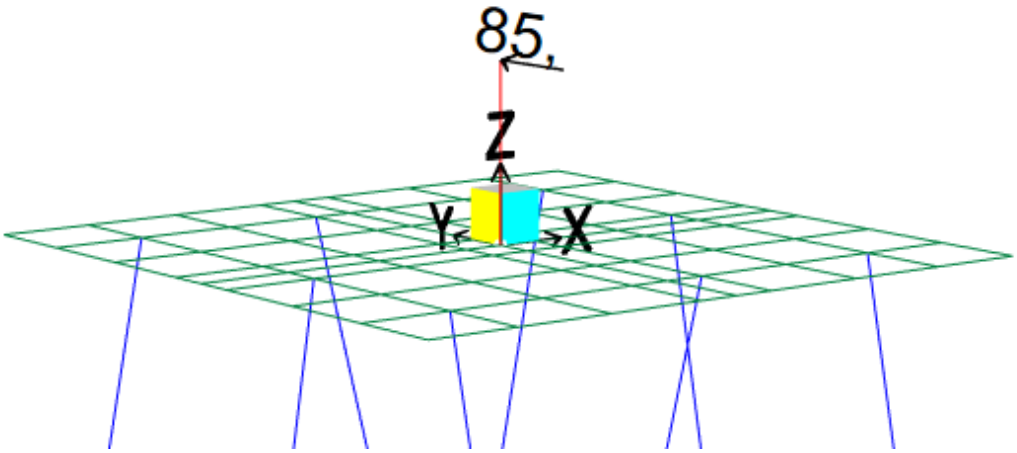

Figura 22 – DAM: Ponto de aplicação da carga de amarração (tf)

Portanto, em relação à linha de atracação, tem-se:

a) Carga de amarração longitudinal (0º) – AMARRAÇÃO 01:

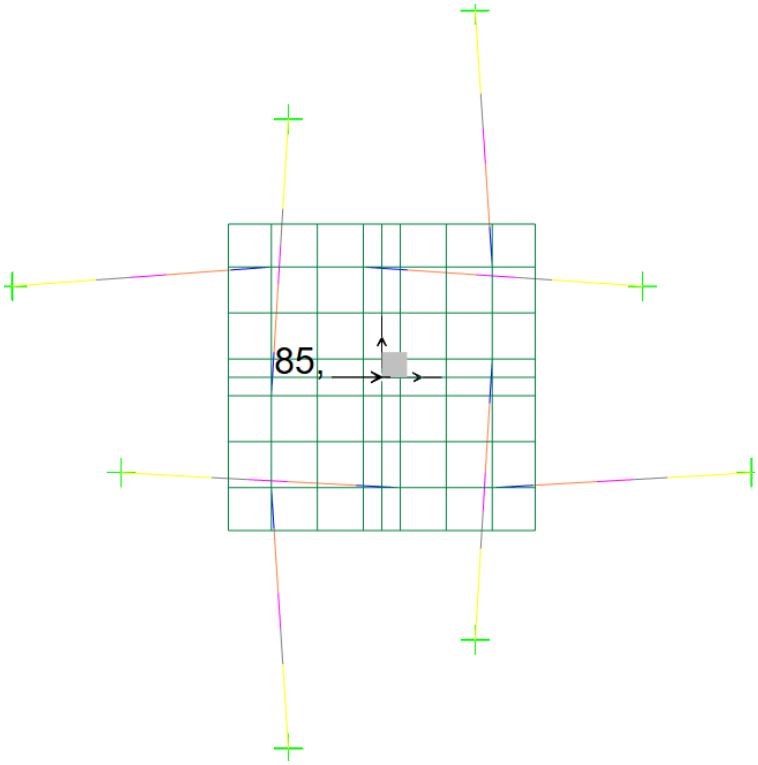

Figura 23 – DAM: Carga de amarração na longitudinal – 0º (tf)

b) Carga de amarração inclinada (45º):

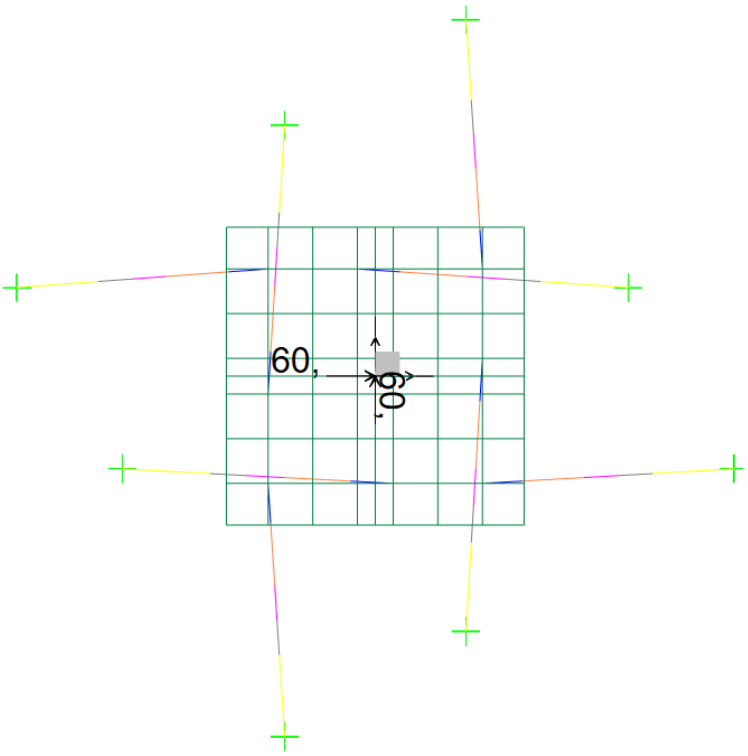

Figura 24 – DAM: Carga de amarração inclinada – 45º (tf)

c) Carga de amarração transversal (90º):

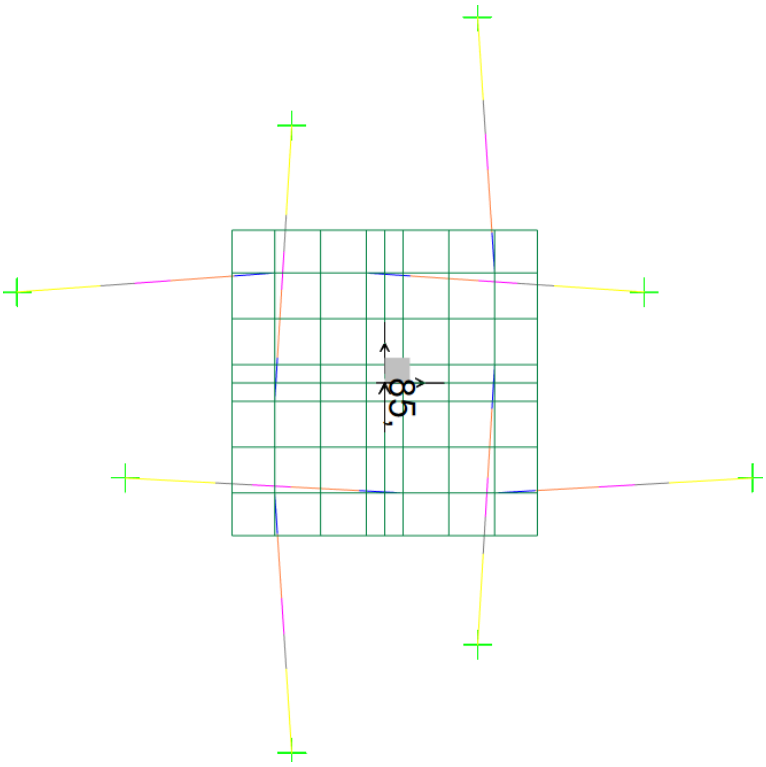

Figura 25 – DAM: Carga de amarração tranversal – 90º (tf)

8.3. COMBINAÇÕES

Foram realizadas combinações para o Estado Limite Último (ELU) cujo objetivo é verificar a integridade dos elementos estruturais. Também foram geradas combinações para o Estado Limite de Serviço (ELS), para avaliação de deslocamentos e carga de trabalho nas estacas.

Para isso, foram empregadas combinações auxiliares do tipo envoltória (envelope).

As combinações para ELS são dadas por:

ID	Coeficientes					
	AMARRAÇÃO			PESO PRÓPRIO	CORRENTEZA	SOBRECARGA
	01	02	03			
COMB.01	1,0	-	-	1,0	1,0	-
COMB.02	-	1,0	-	1,0	1,0	-
COMB.03	-	-	1,0	1,0	1,0	-
COMB.04	1,0	-	-	1,0	1,0	1,0
COMB.05	-	1,0	-	1,0	1,0	1,0
COMB.06	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabela 8– DAM: Combinações para ELS.

As combinações para ELU são dadas por:

ID	Coeficientes					
	AMARRAÇÃO			PESO PRÓPRIO	CORRENTEZA	SOBRECARGA
	01	02	03			
COMB.07	1,4	-	-	1,0	1,4	-
COMB.08	-	1,4	-	1,0	1,4	-
COMB.09	-	-	1,4	1,0	1,4	-
COMB.10	1,4	-	-	1,4	1,4	1,4
COMB.11	-	1,4	-	1,4	1,4	1,4
COMB.12	-	-	1,4	1,4	1,4	1,4

Tabela 9– DAM: Combinações para ELU.

A envoltória ‘ELS’ compreende as combinações 1 a 6, e a envoltória ‘ELU’ compreende as combinações 1 a 12.

8.4. RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos da análise computacional, em que os esforços axiais com valores negativos referem-se a esforços de compressão e valores positivos referem-se a esforços de tração.

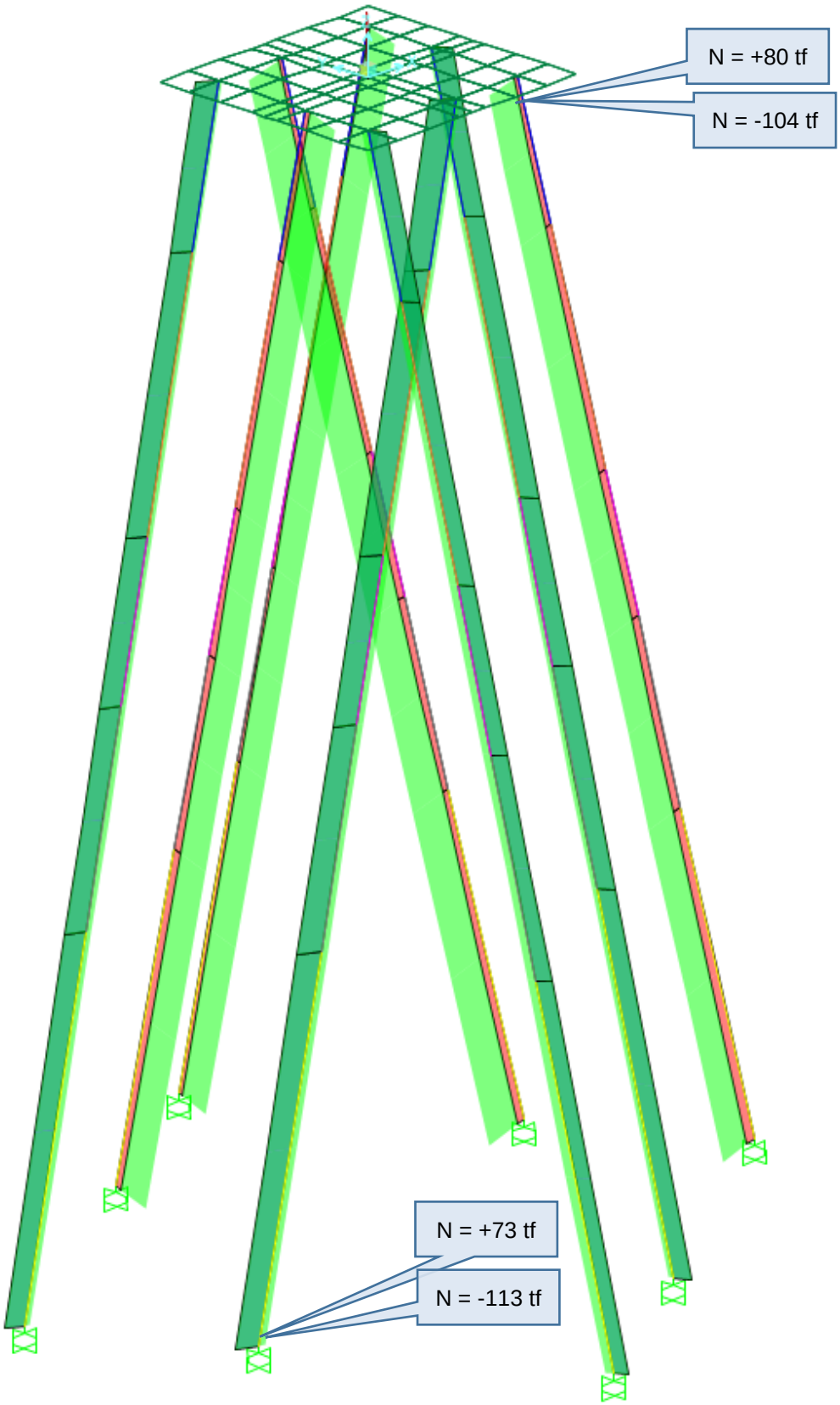

Figura 26 – DAM: Envoltória de esforços axiais nas estacas (ELS)

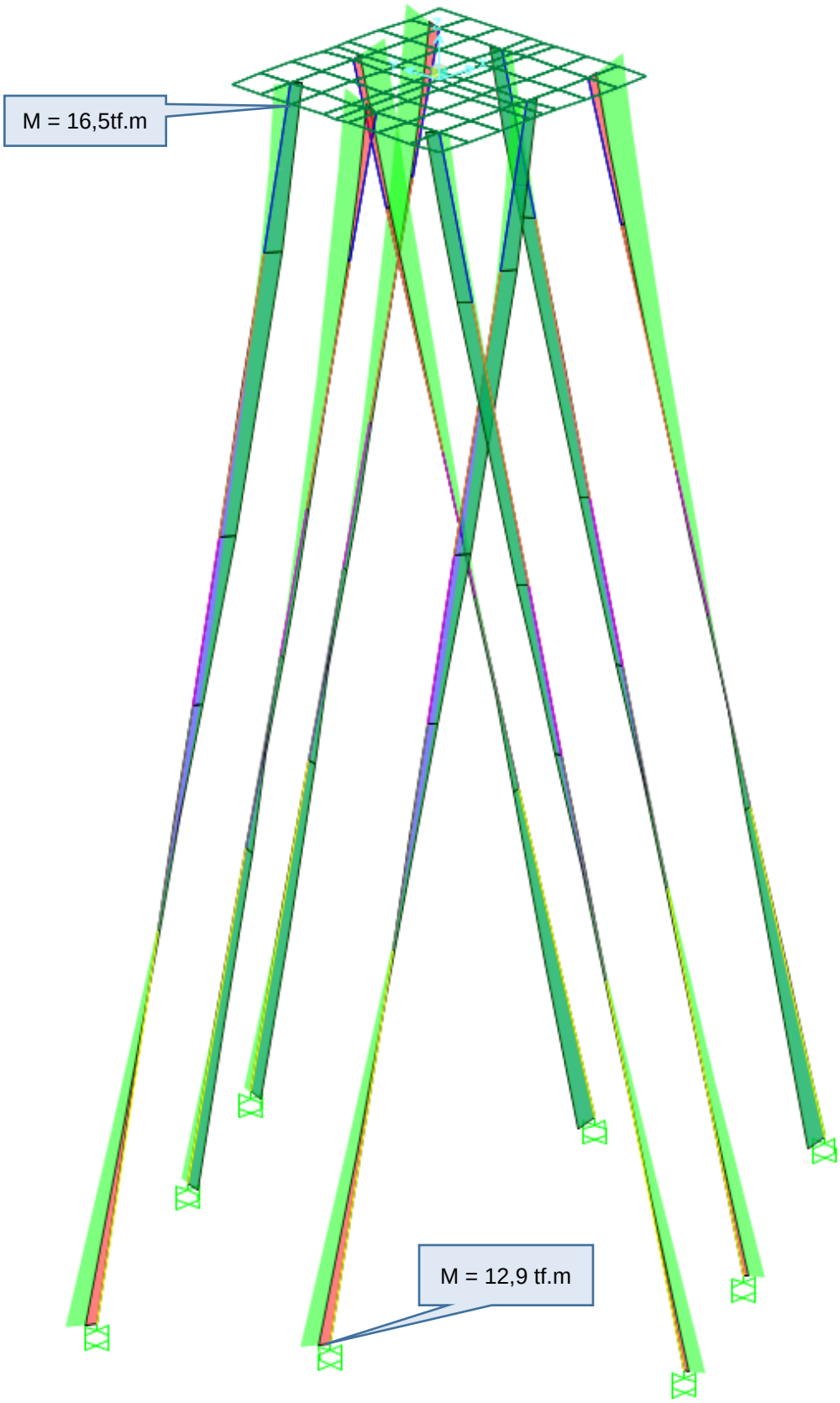

Figura 27 – DAM: Envoltória de momentos fletores nas estacas (ELS)

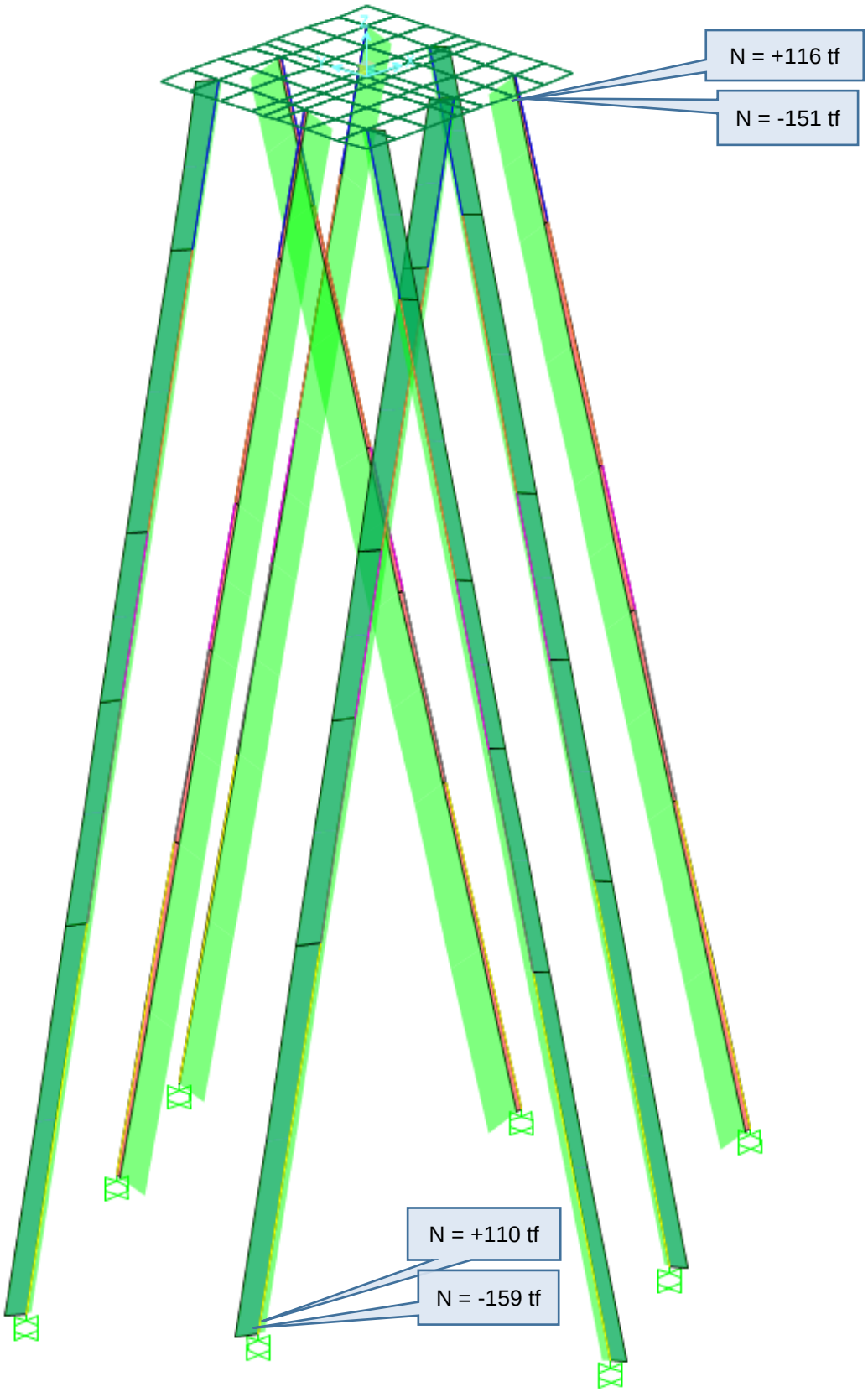

Figura 28 – DAM: Envoltória de esforços axiais nas estacas (ELU)

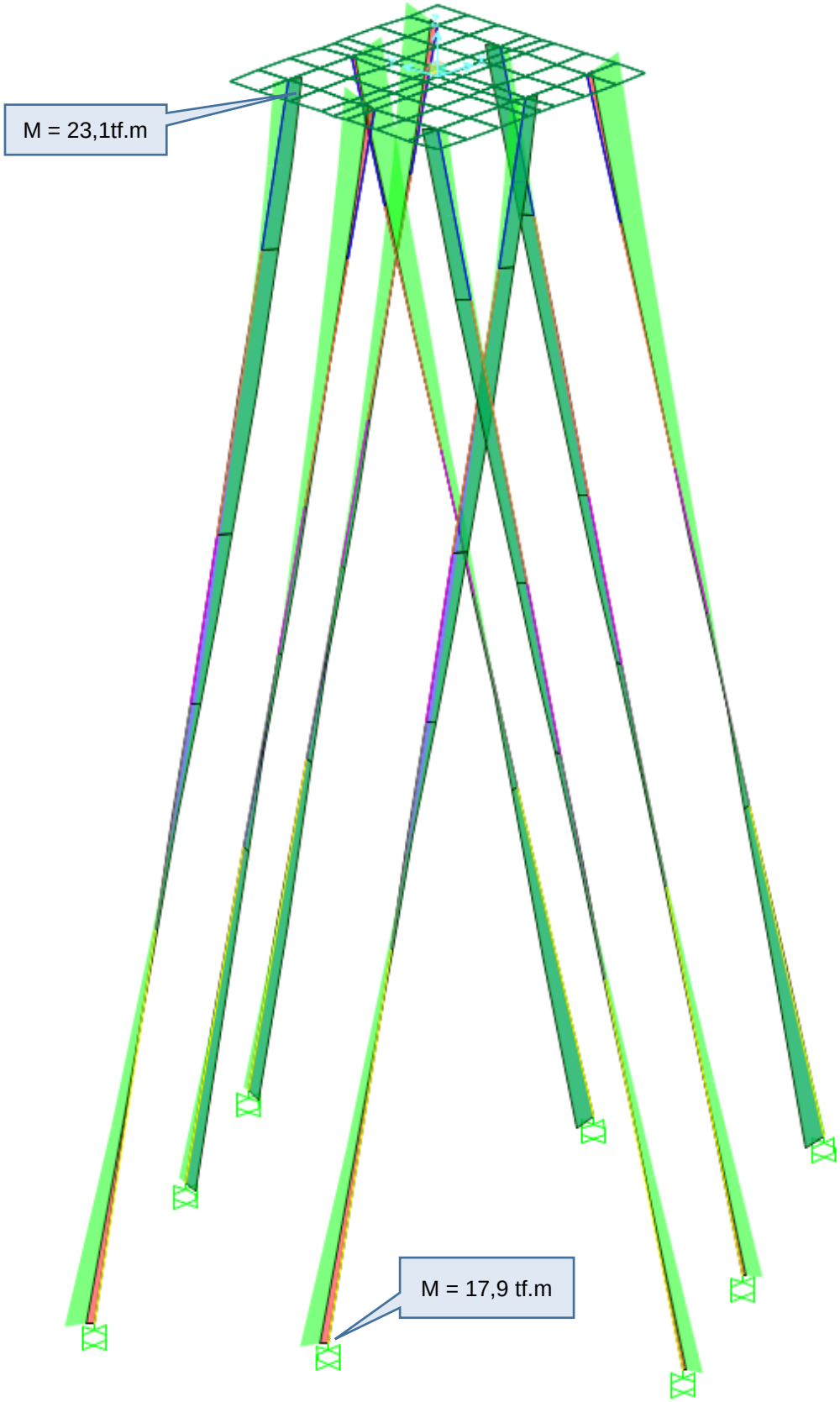

Figura 29 – DAM: Envoltória de momentos fletores nas estacas (ELU)

8.5. DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Para o dimensionamento das estacas metálicas fez-se uso da Norma API WSD 2000, em que são utilizados os esforços característicos (ELS). A Figura 30 apresenta a verificação na base das estacas e a Figura 31 apresenta a verificação na transição do perfil metálico para o plug de concreto armado, considerando efeitos de corrosão e considerando os esforços críticos da análise estrutural.

Elementos Cilindricos - API RP2A-WSD2000

Dados de Entrada

Tensão de Escoamento do Aço	Fy	241	Mpa
Módulo de Elasticidade	E	200	Gpa
Diâmetro	D	762	mm
Espessura	t	10,495	mm
Comprimento da Estaca	Lp	22	m
Parâmetro de Flambagem em X	Kx	1	
Parâmetro de Flambagem em Y	Ky	1	
Compressão Atuante	P	1130	kN
Momento em X	Mx	129	kN.m
Momento em Y	My	0	kN.m

Propriedades da Seção

Ap	247,78	cm²
I	174953,50	cm⁴
r	26,57	cm
Wp	4591,96	cm³

Compressão Axial

Cc	127,99	
Lambda x	82,79	
Lambda y	82,79	
Lambda	82,79	
Fa	101,62	Mpa

Ratio 0,656

CORROSÃO	
C (mm/ano)	0,21
T (anos)	50
Profundidade abaixo maré mínima (m)	5
Coef. (externo)	0,15
Coef. (interno)	0,4
EM SOLO?	NÃO
	1
Coef. TOTAL	0,21
C (mm)	**2,205**

Flambagem

Fb	165,75

180,75 1ª cond.
165,75 2ª cond.
161,29 3ª cond.

72,61 (D/t)
42,90 10430 Mpa/Fy
85,81 20680 Mpa/Fy

Carga Axial combinada com Flambagem

fa	45,61
Fbx	28,09
Fby	0,00
Fex	150,24
Fey	150,24
Cmx	0,85
Cmy	0,85

Figura 30 – DAM – Verificação estaca Φ 762 mm - base

Elementos Cilindricos - API RP2A-WSD2000

Dados de Entrada

Tensão de Escoamento do Aço	Fy	241	Mpa
Módulo de Elasticidade	E	200	Gpa
Diâmetro	D	762	mm
Espessura	t	10,7	mm
Comprimento da Estaca	Lp	22	m
Parâmetro de Flambagem em X	Kx	1	
Parâmetro de Flambagem em Y	Ky	1	
Compressão Atuante	P	1040	kN
Momento em X	Mx	165	kN.m
Momento em Y	My	0	kN.m

Propriedades da Seção

Ap	252,55	cm²
I	178226,35	cm⁴
r	26,57	cm
Wp	4677,86	cm³

Compressão Axial

Cc	127,99	
Lambda x	82,82	
Lambda y	82,82	
Lambda	82,82	
Fa	101,61	Mpa

Ratio 0,653

Flambagem

Fb	166,45

180,75 1ª cond.
166,45 2ª cond.
161,52 3ª cond.

71,21 (D/t)
42,90 10430 Mpa/Fy
85,81 20680 Mpa/Fy

CORROSÃO	
C (mm/ano)	0,21
T (anos)	50
Profundidade abaixo maré mínima (m)	0
Coef. (externo)	1
Coef. (interno)	0,4
EM SOLO?	NÃO
	1
Coef. TOTAL	1,4
C (mm)	**14,7**

Carga Axial combinada com Flambagem

fa	41,18
Fbx	35,27
Fby	0,00
Fex	150,16
Fey	150,16
Cmx	0,85
Cmy	0,85

Figura 31 – DAM – Verificação estaca Φ 762 mm – transição plug de concreto armado para perfil metálico

8.6. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Os máximos esforços de tração e compressão no solo, conforme resultados da análise computacional, são apresentados na Tabela 10.

	Esforços normais máximos (tf)	Esforços normais máximos (kN)
Tração	73	730
Compressão	113	1130

Tabela 10 – DAM: Esforços máximos característicos de tração e compressão no solo

Comparando os resultados dados da Tabela 10 com os valores de resistência de solo da Figura 12 e da Figura 13, tem-se que o comprimento mínimo necessário para a estaca resistir aos esforços de tração é de 27m, e para resistir aos esforços de compressão é de 25m.

Portanto, tem-se que o comprimento preponderante é devido aos esforços de tração e adotou-se comprimento mínimo para as estacas em 28m.

8.7. DESLOCAMENTOS

De modo a avaliar o deslocamento global da estrutura, este capítulo apresenta os maiores deslocamentos horizontais que foram obtidas na modelagem computacional quando adotou-se a seguinte combinação: ELS (quase permanente). A figura abaixo sintetiza o comentado neste parágrafo.

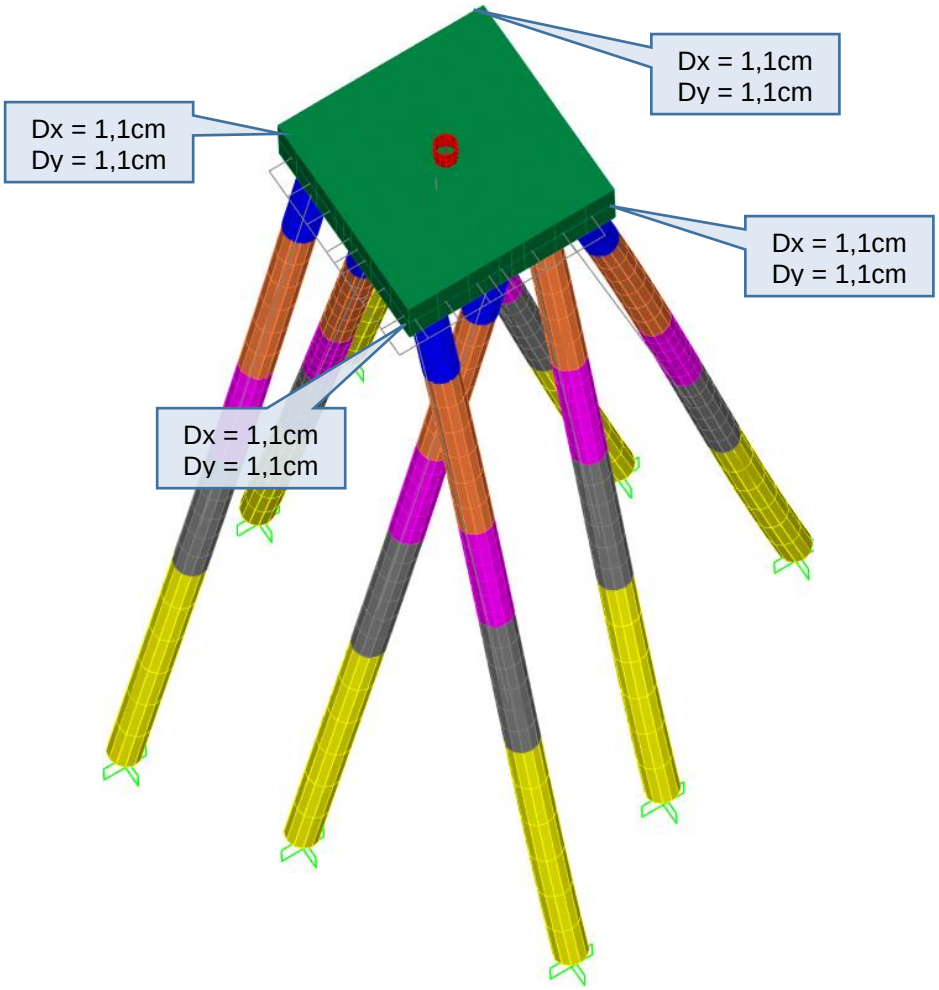

Figura 32 – Dolfim de Amarração – Deslocamentos para envoltória 'ELS'

As deformações globais estão situadas próximas a limites aceitáveis (L/300).

9. DOLFINS DE ATRACAÇÃO E AMARRAÇÃO – DAT 1 E DAT 2

Este capítulo tem como objetivo apresentar a modelagem estrutural dos dolfins de atracação, bem como resultados obtidos e dimensionamento estrutural e geotécnico.

Serão abordados os seguintes assuntos:

- Apresentação da geometria do modelo;
- Cargas consideradas;
- Combinações;
- Resultados obtidos;
- Dimensionamento das estacas;
- Dimensionamento geotécnico;
- Deslocamentos.

Destaca-se que, para a superestrutura, foram adotadas dimensões compatíveis com os esforços encontrados na análise estrutural, permitindo adoção de armaduras condizentes com a boa prática de engenharia portuária.

9.1. APRESENTAÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO

O modelo foi concebido utilizando o Software SAP2000, onde as estacas foram consideradas como elementos lineares (frame) e as lajes da superestrutura discretizadas em pequenos elementos de área (Shell).

As estacas foram admitidas com corrosão conforme valores indicados na Tabela 1. Para a situação intermediária entre a maré baixa e 5 metros abaixo da maré baixa foi admitida uma espessura média, para efeitos práticos de modelagem.

O elemento pré-moldado da defensa foi modelado com espessura média de 65cm.

A defensa cônica e o cabeço de amarração foram modelados com elementos tipo frame rígido apenas para aplicação e transferência de esforços.

As figuras abaixo apresentam imagens retiradas do modelo.

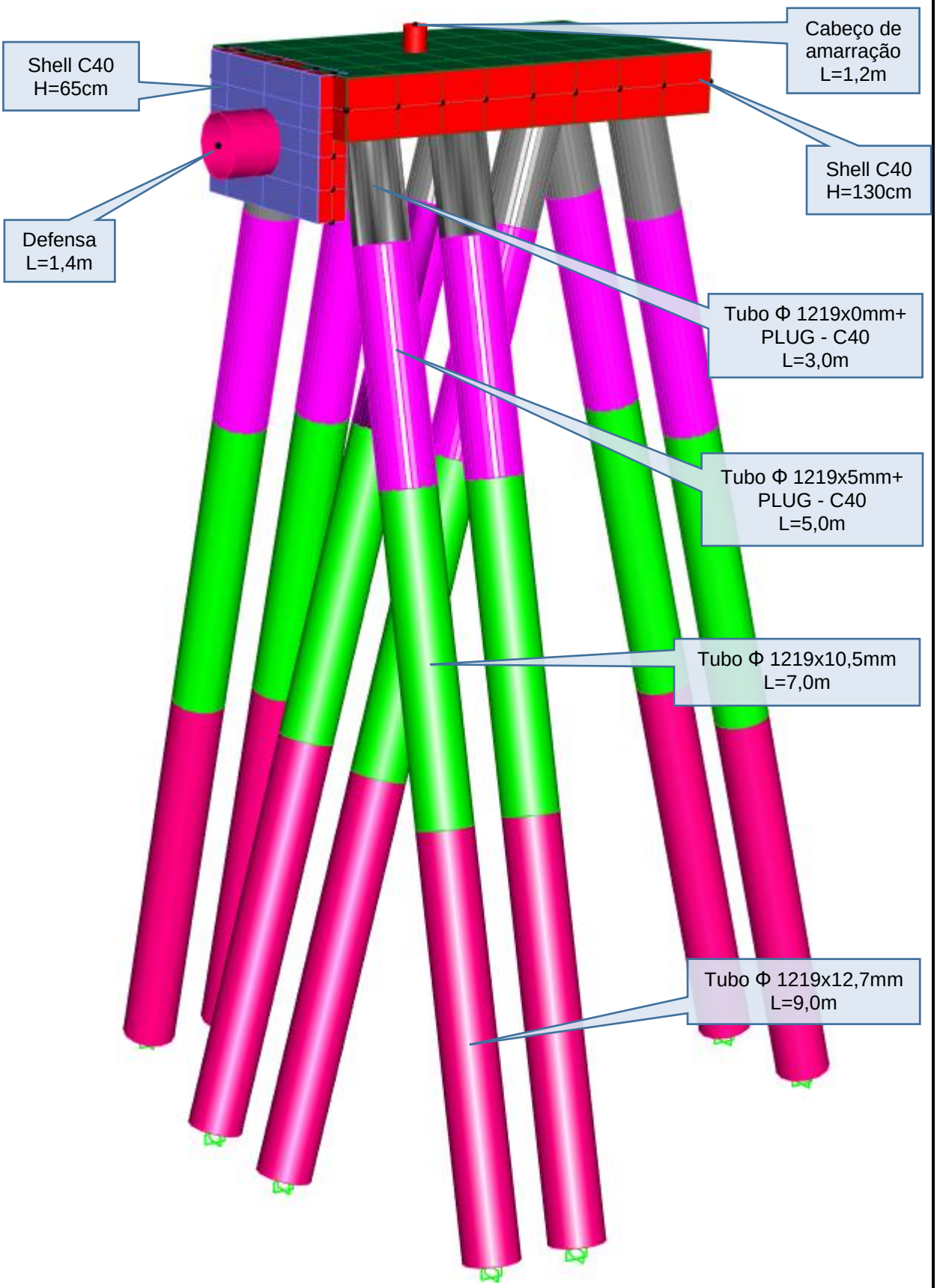

Figura 33 – Modelo dos dolfins de atracação no SAP2000.

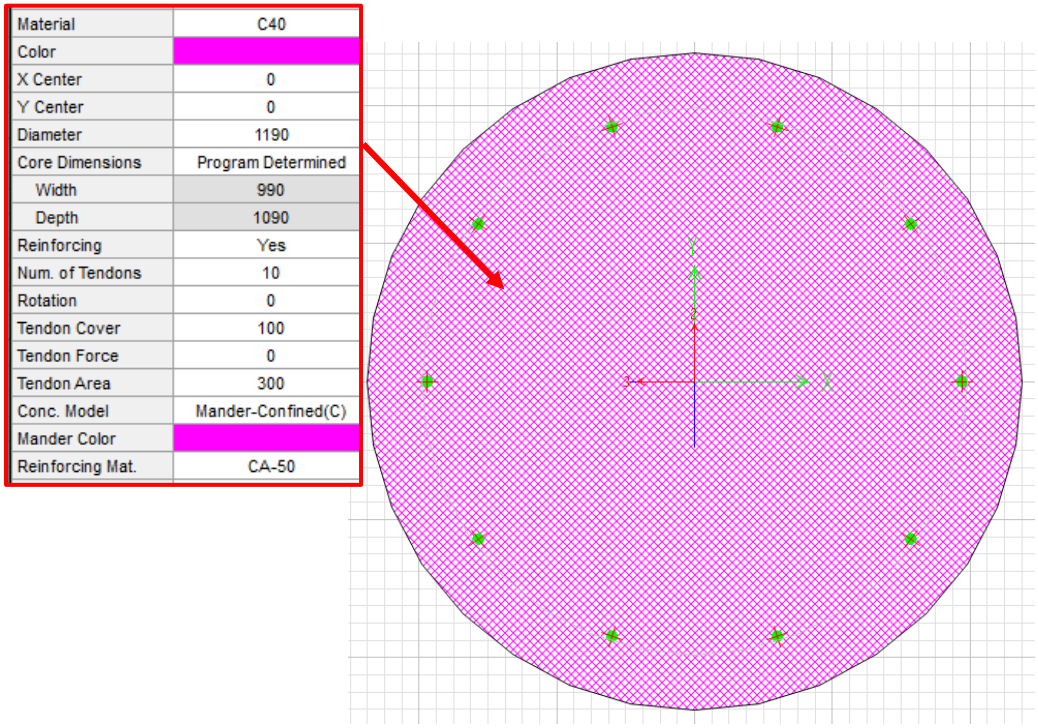

Figura 34 – Perfil Φ 1219x0mm (corrosão externa total) com plug de concreto armado simulado no módulo 'Section Designer' do SAP2000 – unidades em mm.

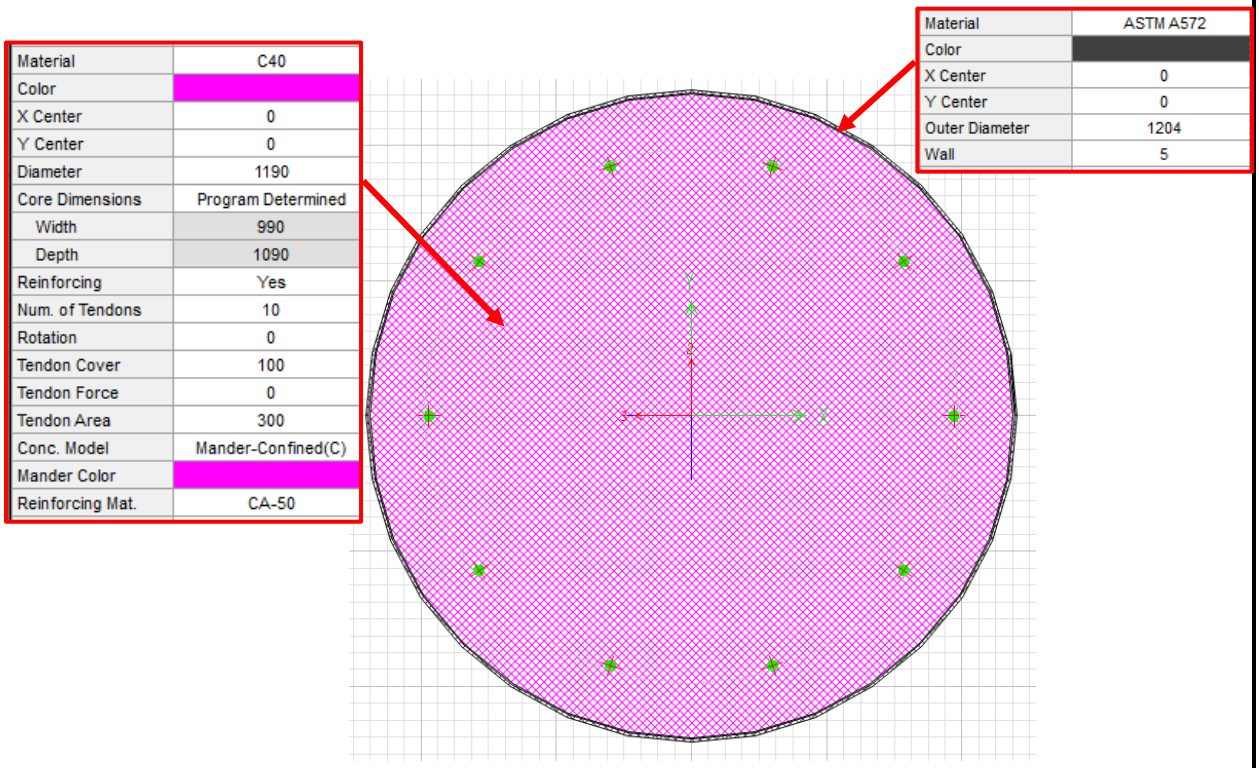

Figura 35 – Perfil Φ 1219x5mm (corrosão externa intermediária) com plug de concreto armado simulado no módulo 'Section Designer' do SAP2000 – unidades em mm.

A fim de verificar possíveis situaçoes de desvio das estacas em relação às estacas existentes da plataforma central de operações, realizou-se também a análise do dolfim de atracação com desvio horizontal de 20º das estacas inclinadas em direção à plaforma existente. A Figura 36 ilustra os dois modelos analisados.

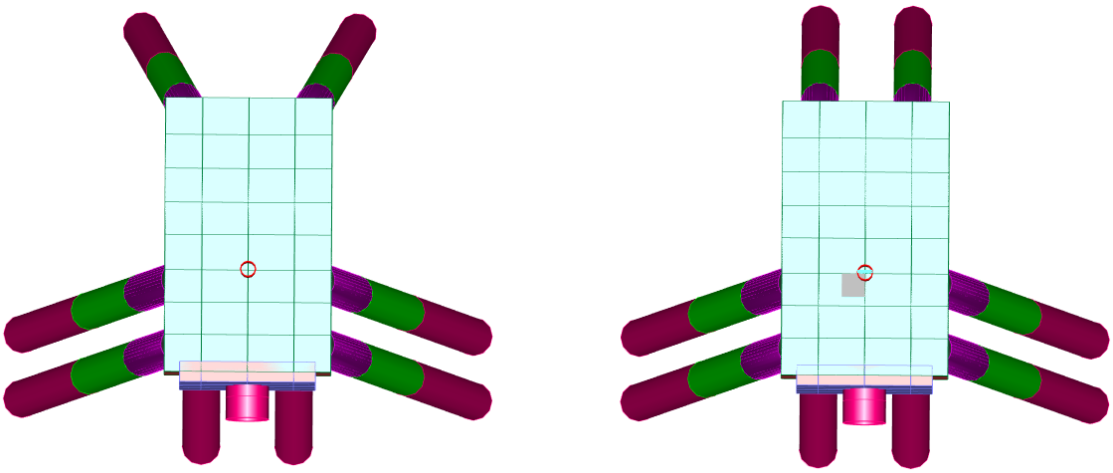

Figura 36 – Modelos dos dolfins de atracação no SAP2000: à esquerda modelo com desvio de estacas; à direita modelo sem desvio de estacas.

9.2. CARGAS CONSIDERADAS

Foram considerados os seguintes carregamentos:

9.2.1. PESO PRÓPRIO (DEAD)

Este carregamento é considerado de maneira automática pelo software SAP2000. Para o peso específico do concreto considerou-se 2,50 tf/m³ para o aço 7,85 tf/m³.

Admitiu-se 3 toneladas de peso próprio do painel da defensa, considerando o painel com 2,5m de largura e 4,0m de altura, pesando 300 kg/m², segundo catálogo de referência e ilustrado na Figura 37.

TYPICAL PANEL WEIGHTS

LIGHT DUTY	200 – 250
MEDIUM DUTY	250 – 300
HEAVY DUTY	300 – 400
EXTREME DUTY	≥ 400

[Units: kg/m²]

Figura 37 – Peso típico de painel de referência (kgf/m²)

Aplicou-se 3 tf devido ao peso próprio da defensa cônica, segundo catálogo de referência (ver documento ET-4450.72-6611-962-E3C-001). Tais carregamentos estão ilustrados na Figura 38.

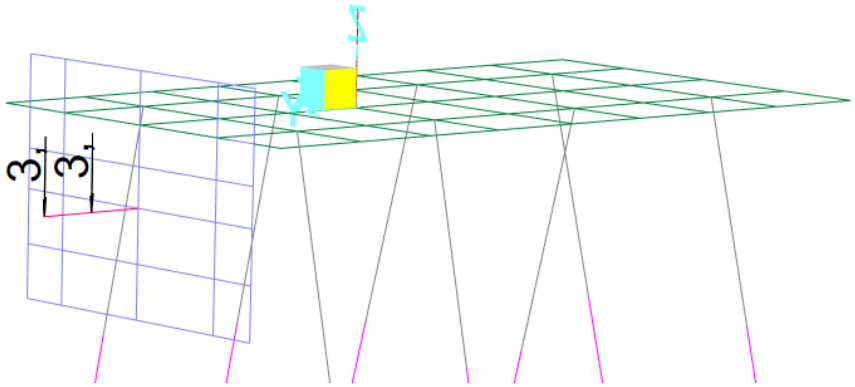

Figura 38 – DAT: Peso próprio do painel (carga externa) e peso próprio da defensa (carga no ponto médio) (tf)

9.2.2. SOBRECARGA (SC)

Adotou-se a sobrecarga mínima atuando sobre os dolfins de atracação e amarração como 0,5 tf/m², conforme ilustrado na Figura 39.

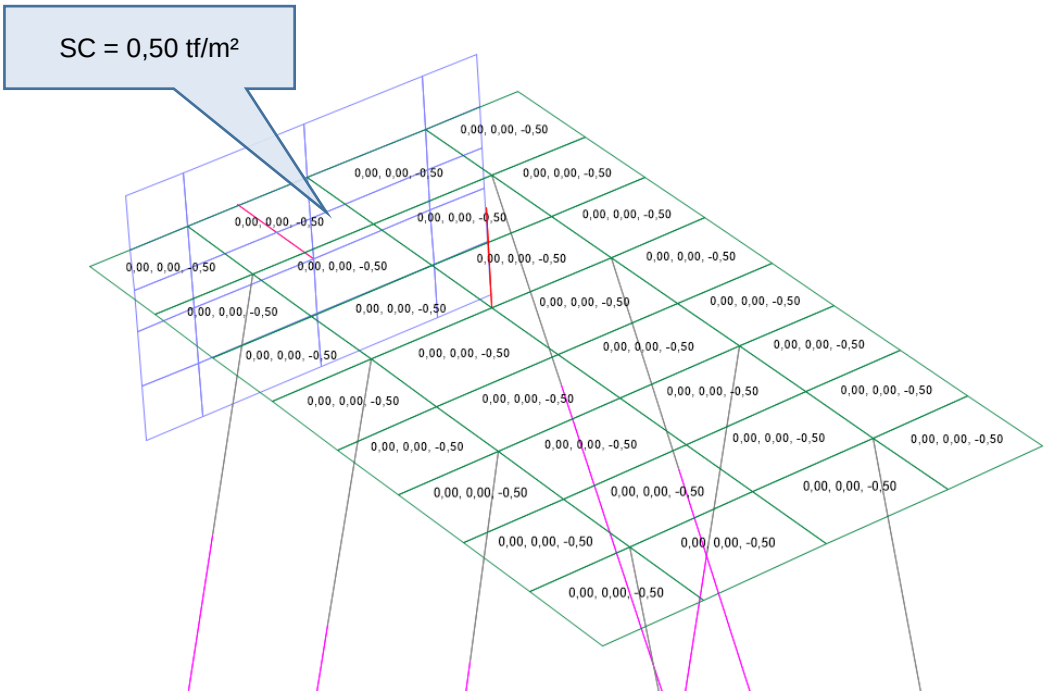

Figura 39 – DAT: Sobrecarga (tf/m²)

9.2.3. CORRENTEZA

Seguindo a mesma metodologia utilizada para os dolfins de amarração, tem-se os seguintes carregamentos devido à ação de correnteza atuando nos dolfins de atracação:

Diâmetro (mm)	Carregamento devido à correnteza (tf/m)
1219	0,09

Tabela 11 – DAT: carregamentos devido à ação de correnteza.

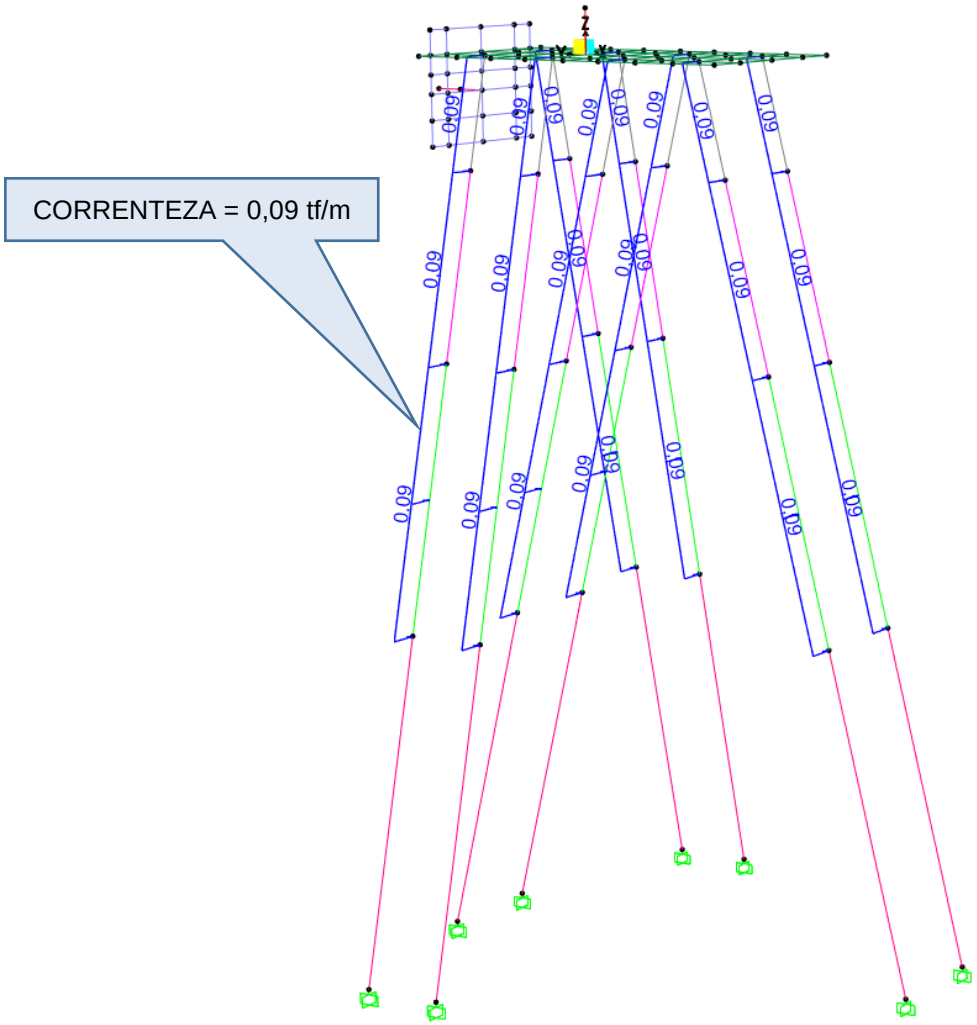

Figura 40 – DAT: Açao de correnteza (tf/m)

Estas cargas foram inseridas nas estacas considerando agindo longitudinalmente à linha de atracação.

9.2.4. AMARRAÇÃO

Considerou-se carga devido à amarração, agindo nos cabeços de amarração, de valor igual a 85t (ver documentos MC-4450.72-6611-962-E3C-001 e FD-4450.72-6611-962-E3C-002). Tal ação foi considerada atuando em 3 direções diferentes no plano xy (plano horizontal). A Figura 41 ilustra o ponto de aplicação da carga no modelo.

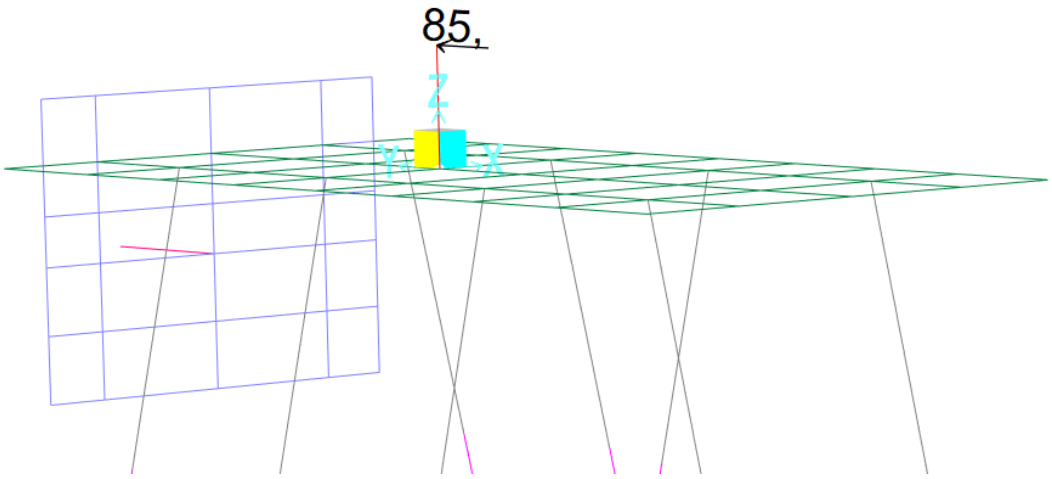

Figura 41 – DAT: Ponto de aplicação da carga de amarração (tf)

Portanto, em relação à linha de atracação, tem-se:

a) Carga de amarração longitudinal (0º) – AMARRAÇÃO 01:

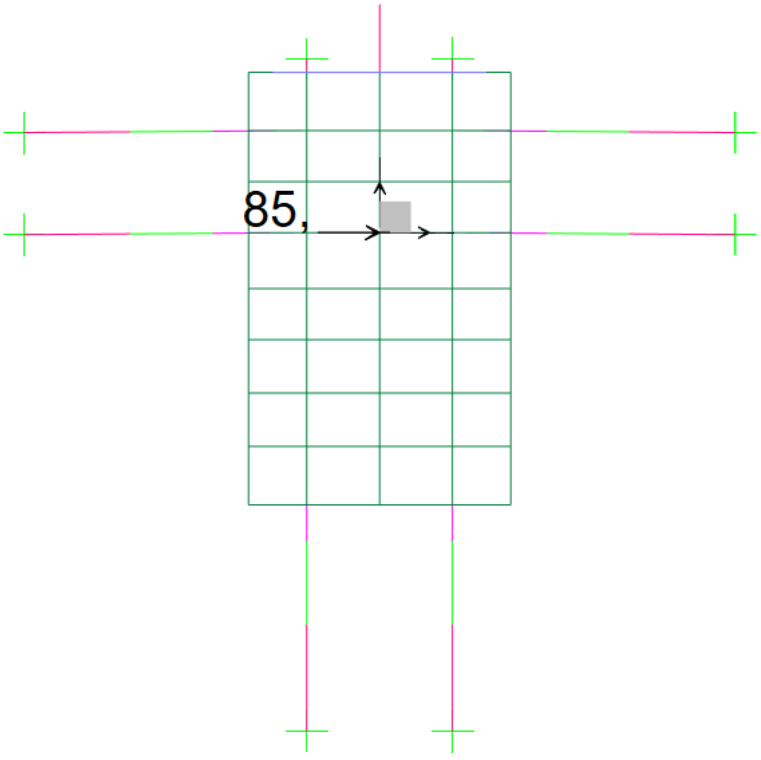

Figura 42 – DAT: Carga de amarração na longitudinal – 0º (tf)

b) Carga de amarração inclinada (45º):

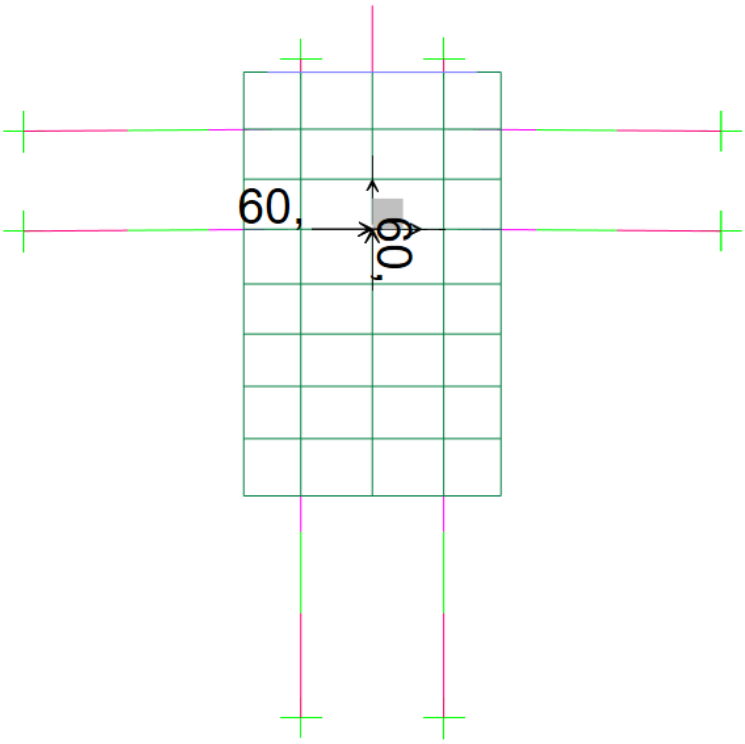

Figura 43 – DAT: Carga de amarração inclinada – 45º (tf)

c) Carga de amarração transversal (90º):

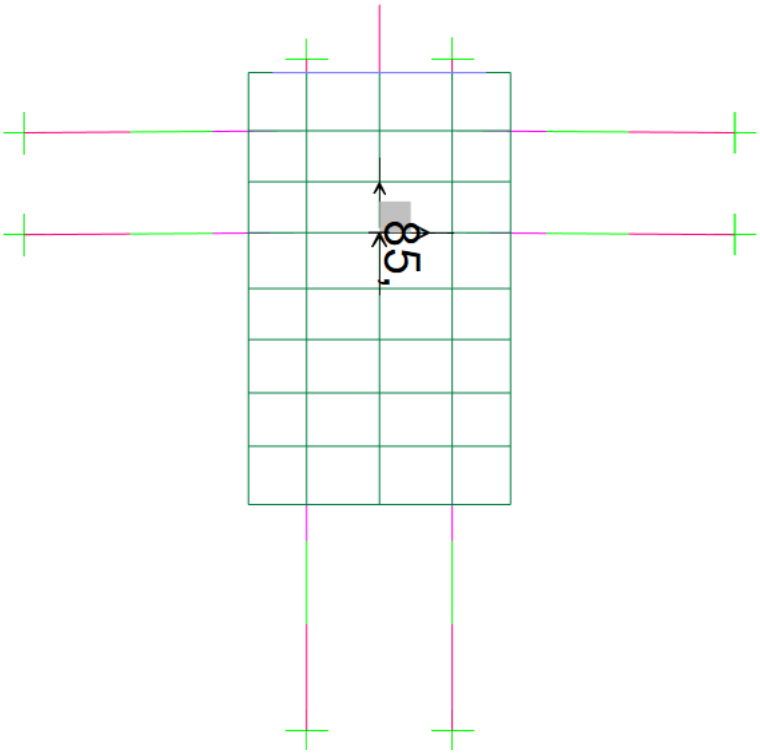

Figura 44 – DAT: Carga de amarração tranversal – 90º (tf)

9.2.5. ATRACAÇÃO

Considerou-se carga devido à atracação, agindo na extremidade da defensa cônica, de valor igual a 170t na direção transversal à linha de atracação (ver documento ET-4450.72-6611-962-E3C-001). Considerou-se também uma componente longitudinal à linha de atracação, devido ao atrito do casco do navio com o painel, igual a 34t, adotando-se coeficiente de atrito entre UHMW e aço igual a 0,2, conforme recomendado em PIANC nº 153, tabela 7.8. A Figura 45 ilustra a aplicação deste carregamento.

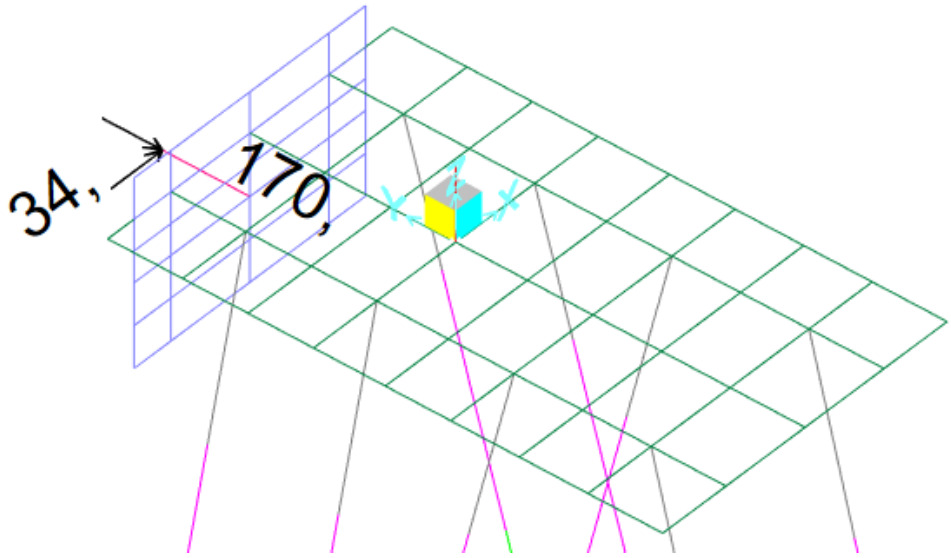

Figura 45 – DAT: Carga de atracação (tf)

9.3. COMBINAÇÕES

Foram realizadas combinações para o Estado Limite Último (ELU) cujo objetivo é verificar a integridade dos elementos estruturais. Também foram geradas combinações para o Estado Limite de Serviço (ELS), para avaliação de deslocamentos e carga de trabalho nas estacas.

Para isso, foram empregadas combinações auxiliares do tipo envoltória (envelope).

As combinações para ELS são dadas por:

ID	Coeficientes						
	ATRACAÇÃO	AMARRAÇÃO			PESO PRÓPRIO	CORRENTEZA	SC
		01	02	03			
COMB.01	-	1,0	-	-	1,0	1,0	-
COMB.02	-	-	1,0	-	1,0	1,0	-
COMB.03	-	-	-	1,0	1,0	1,0	-
COMB.04	-	1,0	-	-	1,0	1,0	1,0
COMB.05	-	-	1,0	-	1,0	1,0	1,0
COMB.06	-	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0
COMB.07	1,0	-	-	-	1,0	1,0	-
COMB.08	1,0	-	-	-	1,0	1,0	1,0

Tabela 12 – DAT: Combinações para ELS.

As combinações para ELU são dadas por:

ID	Coeficientes						
	ATRACAÇÃO	AMARRAÇÃO			PESO PRÓPRIO	CORRENTEZA	SC
		01	02	03			
COMB.09	-	1,4	-	-	1,0	1,4	-
COMB.10	-	-	1,4	-	1,0	1,4	-
COMB.11	-	-	-	1,4	1,0	1,4	-
COMB.12	-	1,4	-	-	1,4	1,4	1,4
COMB.13	-	-	1,4	-	1,4	1,4	1,4
COMB.14	-	-	-	1,4	1,4	1,4	1,4
COMB.15	1,4	-	-	-	1,0	1,4	-
COMB.16	1,4	-	-	-	1,4	1,4	1,4

Tabela 13 – DAT: Combinações para ELU.

A envoltória ‘ELS’ compreende as combinações 1 a 8, e a envoltória ‘ELU’ compreende as combinações 1 a 16.

9.4. RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos da análise computacional, em que os esforços axiais com valores negativos referem-se a esforços de compressão e valores positivos referem-se a esforços de tração.

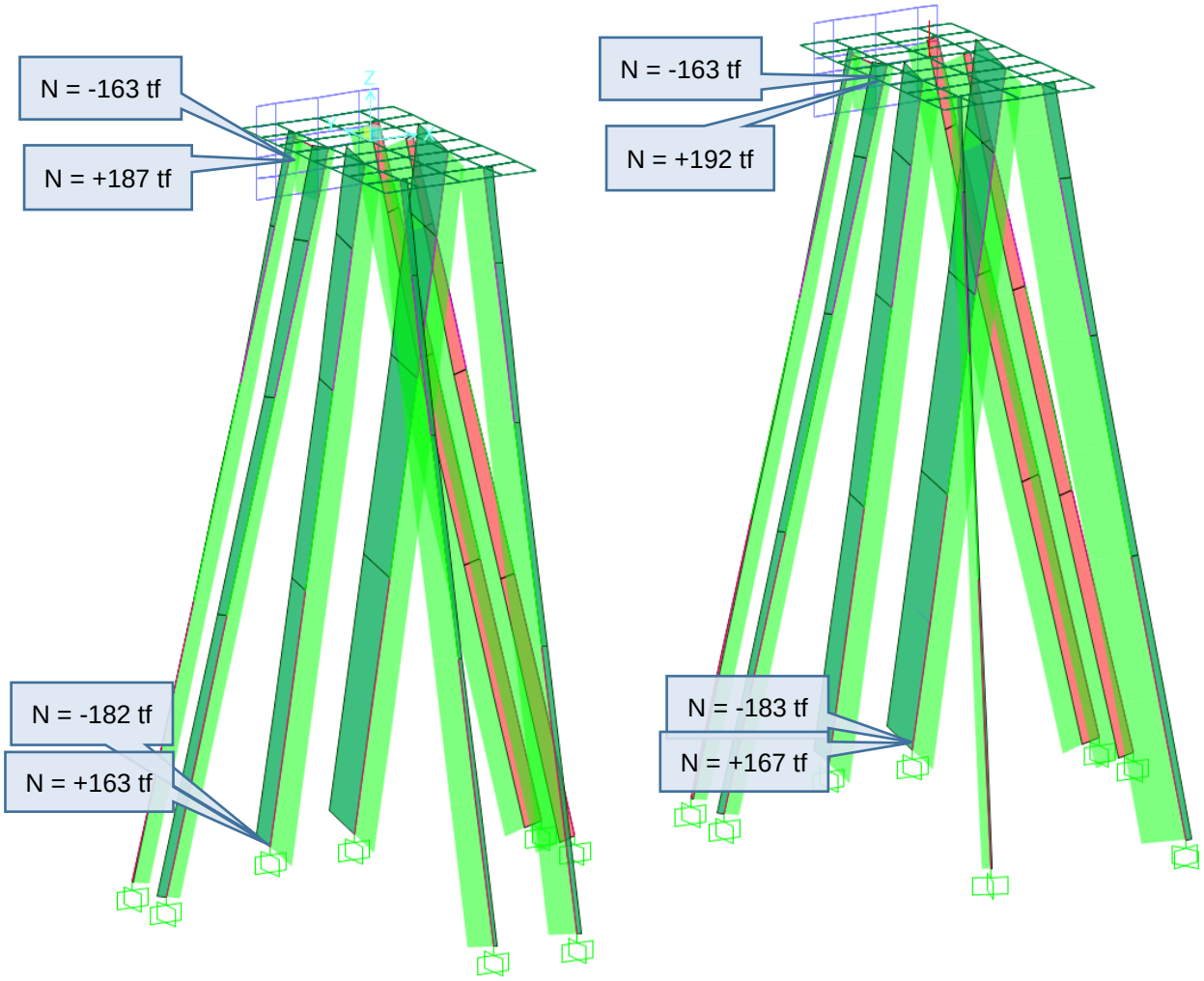

Figura 46 – DAT: Envoltória de esforços axiais nas estacas (ELS) - à esquerda modelo sem desvio de estacas; à direita modelo com desvio de estacas.

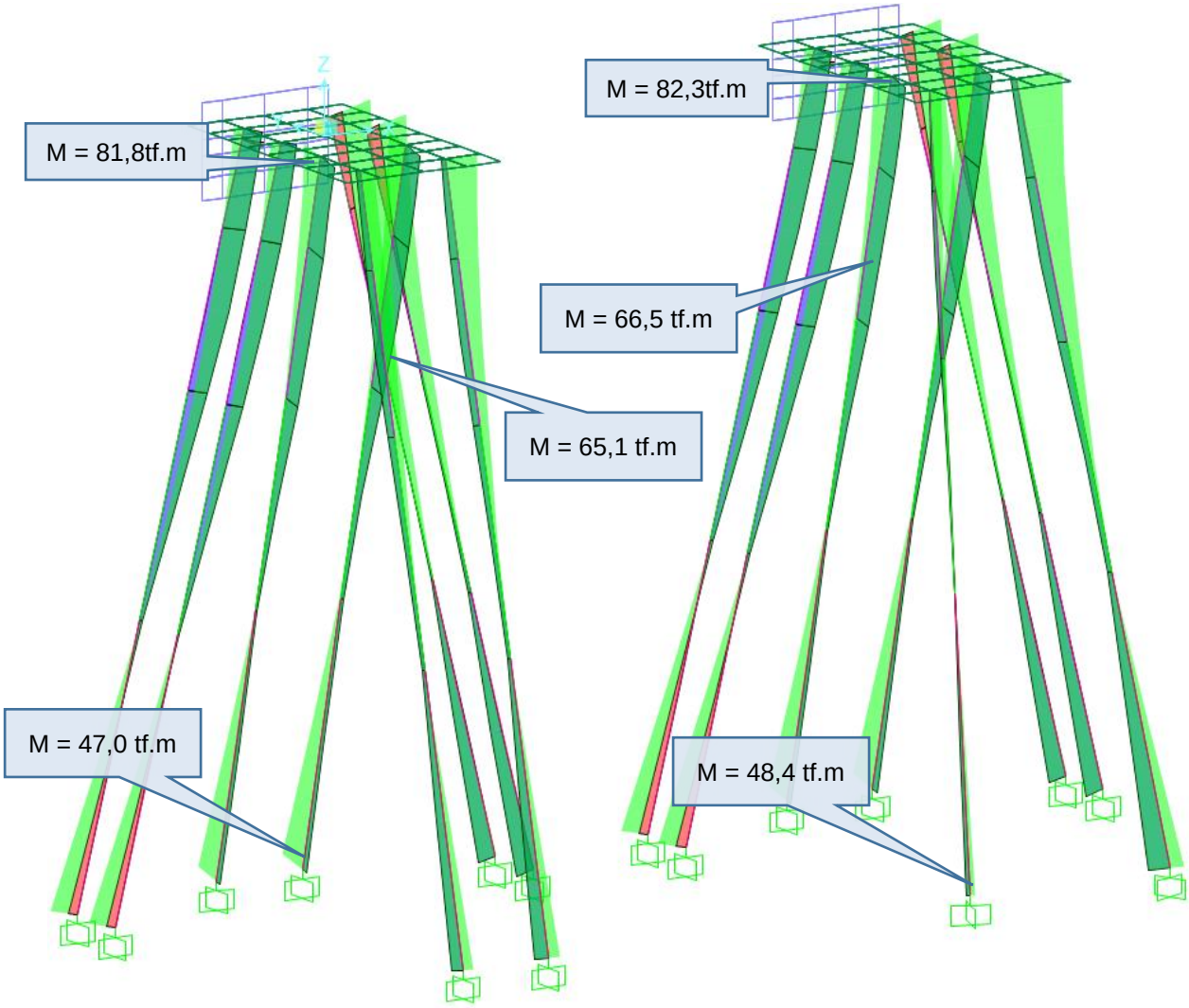

Figura 47 – DAT: Envoltória de momentos fletores nas estacas (ELS) - à esquerda modelo sem desvio de estacas; à direita modelo com desvio de estacas

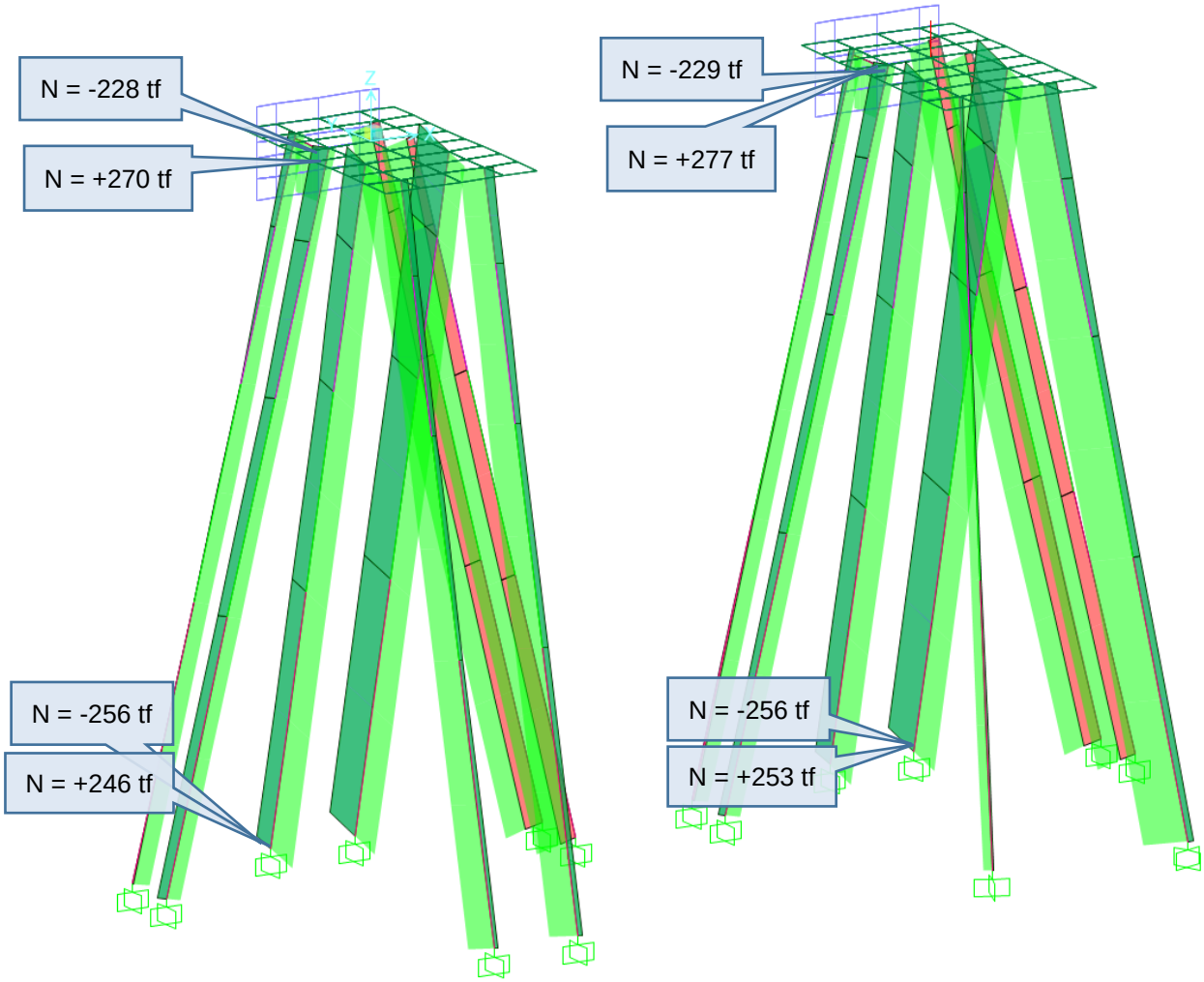

Figura 48 – DAT: Envoltória de esforços axiais nas estacas (ELU) - à esquerda modelo sem desvio de estacas; à direita modelo com desvio de estacas.

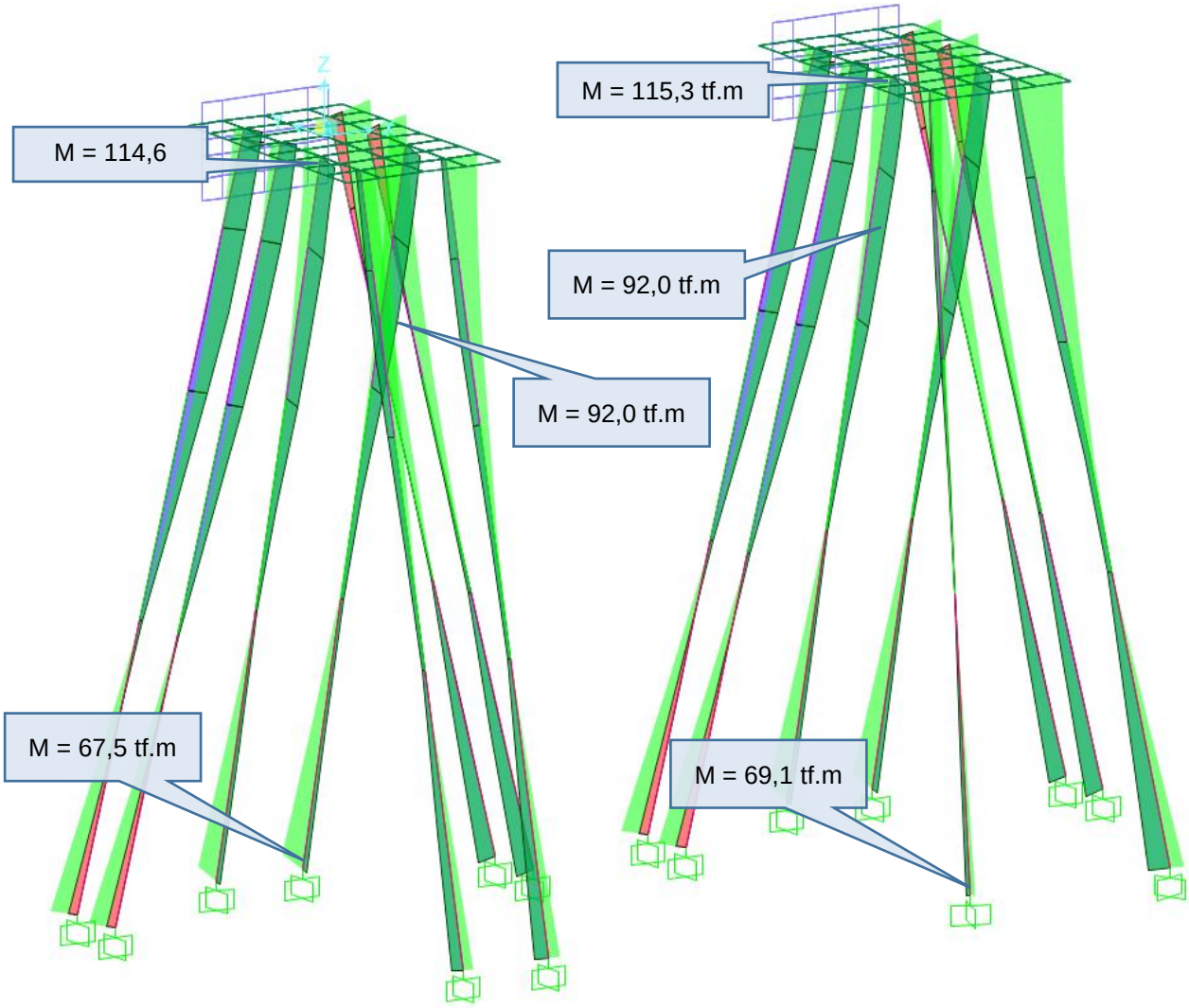

Figura 49 – DAT: Envoltória de momentos fletores nas estacas (ELU) - à esquerda modelo sem desvio de estacas; à direita modelo com desvio de estacas

9.5. DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Para o dimensionamento das estacas metálicas fez-se uso da Norma API WSD 2000, em que são utilizados os esforços característicos. Neste caso fez-se a verificação na base das estacas (Figura 50) e na região de transição entre o plug de concreto armado e o perfil metálico, considerando efeitos de corrosão (Figura 51) e considerando os esforços críticos da análise estrutural.

TRANSPETRO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº MC-4450.72-6611-131-E3C-001	REV. 0
	ÁREA: TERMINAL DE BELÉM		FOLHA: 60 DE 80
	TÍTULO: DIMENSIONAMENTO DAS NOVAS ESTRUTURAS		DTEC/ENG/PPL/DPL/DP1
			NP-1

Elementos Cilindricos - API RP2A-WSD2000

Dados de Entrada

Tensão de Escoamento do Aço	Fy	345	Mpa
Módulo de Elasticidade	E	200	Gpa
Diâmetro	D	1219	mm
Espessura	t	10,495	mm
Comprimento da Estaca	Lp	24	m
Parâmetro de Flambagem em X	Kx	1	
Parâmetro de Flambagem em Y	Ky	1	
Compressão Atuante	P	1830	kN
Momento em X	Mx	484	kN.m
Momento em Y	My	0	kN.m

Propriedades da Seção

Ap	398,46	cm²
I	727478,96	cm⁴
r	42,73	cm
Wp	11935,67	cm³

Compressão Axial

Cc	106,97	
Lambda x	56,17	
Lambda y	56,17	
Lambda	56,17	
Fa	161,18	Mpa

Ratio 0,478

Flambagem

Fb	208,31	

258,75 1ª cond.
169,52 2ª cond.
208,31 3ª cond.

116,15 (D/t)
29,97 10430 Mpa/Fy
59,94 20680 Mpa/Fy

CORROSÃO	
C (mm/ano)	0,21
T (anos)	50
Profundidade abaixo maré mínima (m)	5
Coef. (externo)	0,15
Coef. (interno)	0,4
EM SOLO?	NÃO
	1
Coef. TOTAL	0,21
C (mm)	**2,205**

Carga Axial combinada com Flambagem

fa	45,93
Fbx	40,55
Fby	0,00
Fex	326,44
Fey	326,44
Cmx	0,85
Cmy	0,85

Figura 50 – DAT – Verificação estaca Φ 1219 mm - base

TRANSPETRO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº MC-4450.72-6611-131-E3C-001	REV. 0
	ÁREA: TERMINAL DE BELÉM	FOLHA: 61 DE 80	
	TÍTULO: DIMENSIONAMENTO DAS NOVAS ESTRUTURAS	DTEC/ENG/PPL/DPL/DP1	
		NP-1	

Elementos Cilindricos - API RP2A-WSD2000

Dados de Entrada

Tensão de Escoamento do Aço	Fy	345	Mpa
Módulo de Elasticidade	E	200	Gpa
Diâmetro	D	1219	mm
Espessura	t	8,731	mm
Comprimento da Estaca	Lp	24	m
Parâmetro de Flambagem em X	Kx	1	
Parâmetro de Flambagem em Y	Ky	1	
Compressão Atuante	P	1830	kN
Momento em X	Mx	665	kN.m
Momento em Y	My	0	kN.m

Propriedades da Seção

Ap	331,97	cm²
I	607844,10	cm⁴
r	42,79	cm
Wp	9972,83	cm³

Compressão Axial

Cc	106,97	
Lambda x	56,09	
Lambda y	56,09	
Lambda	56,09	
Fa	161,27	Mpa

Ratio 0,682

Flambagem

Fb	200,21

258,75 1ª cond.
145,22 2ª cond.
200,21 3ª cond.

139,62 (D/t)
29,97 10430 Mpa/Fy
59,94 20680 Mpa/Fy

CORROSÃO	
C (mm/ano)	0,21
T (anos)	50
Profundidade abaixo maré mínima (m)	3
Coef. (externo)	0,27
Coef. (interno)	0,4
EM SOLO?	NÃO
	1
Coef. TOTAL	0,378
C (mm)	**3,969**

Carga Axial combinada com Flambagem

fa	55,13
Fbx	66,68
Fby	0,00
Fex	327,38
Fey	327,38
Cmx	0,85
Cmy	0,85

Figura 51 – DAT – Verificação estaca Φ 1219 mm – transição plug para perfil metálico

9.6. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Os máximos esforços de tração e compressão no solo, conforme resultados da análise computacional, são apresentados na Tabela 14.

	Esforços normais máximos (tf)	Esforços normais máximos (kN)
Tração	167	1670
Compressão	183	1830

Tabela 14 – DAT: Esforços máximos característicos de tração e compressão no solo

Comparando os resultados dados da Tabela 14 com os valores de resistência de solo da Figura 16 e da Figura 17, tem-se que o comprimento mínimo necessário para a estaca resistir aos esforços de tração é de 28m, e para resistir aos esforços de compressão é de 25m.

Portanto, tem-se que o comprimento preponderante é devido aos esforços de tração e adotou-se comprimento mínimo para as estacas em 28m.

9.7. DESLOCAMENTOS

De modo a avaliar o deslocamento global da estrutura, este capítulo apresenta os maiores deslocamentos horizontais que foram obtidas na modelagem computacional quando adotou-se a seguinte combinação: ELS (quase permanente). A figura abaixo sintetiza o comentado neste parágrafo.

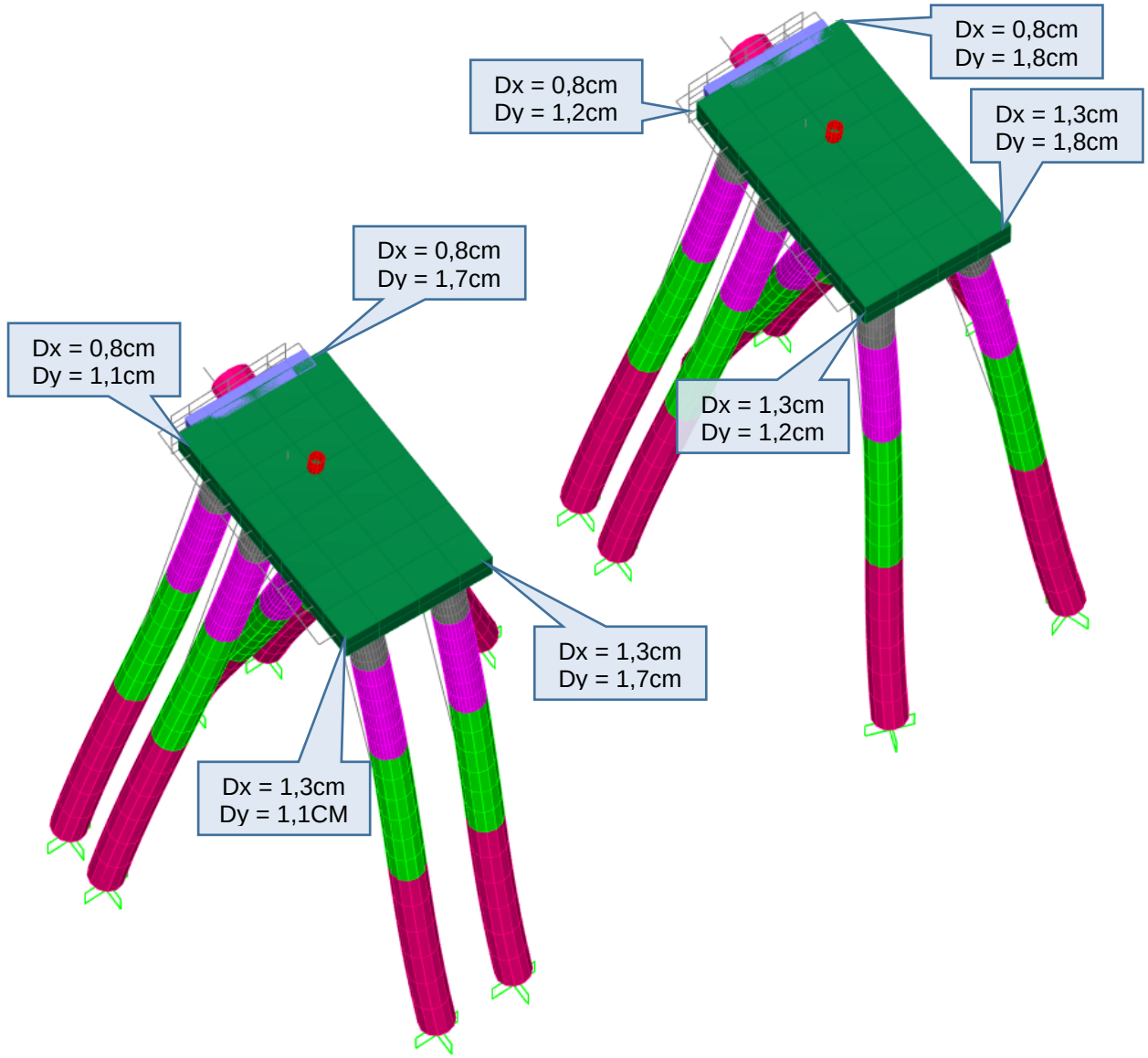

Figura 52 – Dolfim de Atracação – Deslocamentos para envoltória 'ELS'

As deformações globais estão situadas próximas a limites aceitáveis (L/300).

10. PLATAFORMA CENTRAL DE OPERAÇÕES

Este capítulo tem como objetivo apresentar a modelagem estrutural dos dolfins de atracação, bem como resultados obtidos e dimensionamento estrutural e geotécnico.

Serão abordados os seguintes assuntos:

- Apresentação da geometria do modelo;
- Cargas consideradas;
- Combinações;
- Resultados obtidos;
- Dimensionamento das estacas;
- Dimensionamento geotécnico;
- Deslocamentos.

Destaca-se que, para a superestrutura, foram adotadas dimensões compatíveis com os esforços encontrados na análise estrutural, permitindo adoção de armaduras condizentes com a boa prática de engenharia portuária.

10.1. APRESENTAÇÃO DA GEOMETRIA DO MODELO

O modelo foi concebido utilizando o Software SAP2000, onde as estacas e vigas principais foram consideradas como elementos lineares (frame) e as lajes da superestrutura discretizadas em pequenos elementos de área (Shell).

As estacas foram admitidas com corrosão conforme valores indicados na Tabela 1. Para a situação intermediária entre a maré baixa e 5 metros abaixo da maré baixa foi admitida uma espessura média, para efeitos práticos de modelagem.

As figuras abaixo apresentam imagens retiradas do modelo.

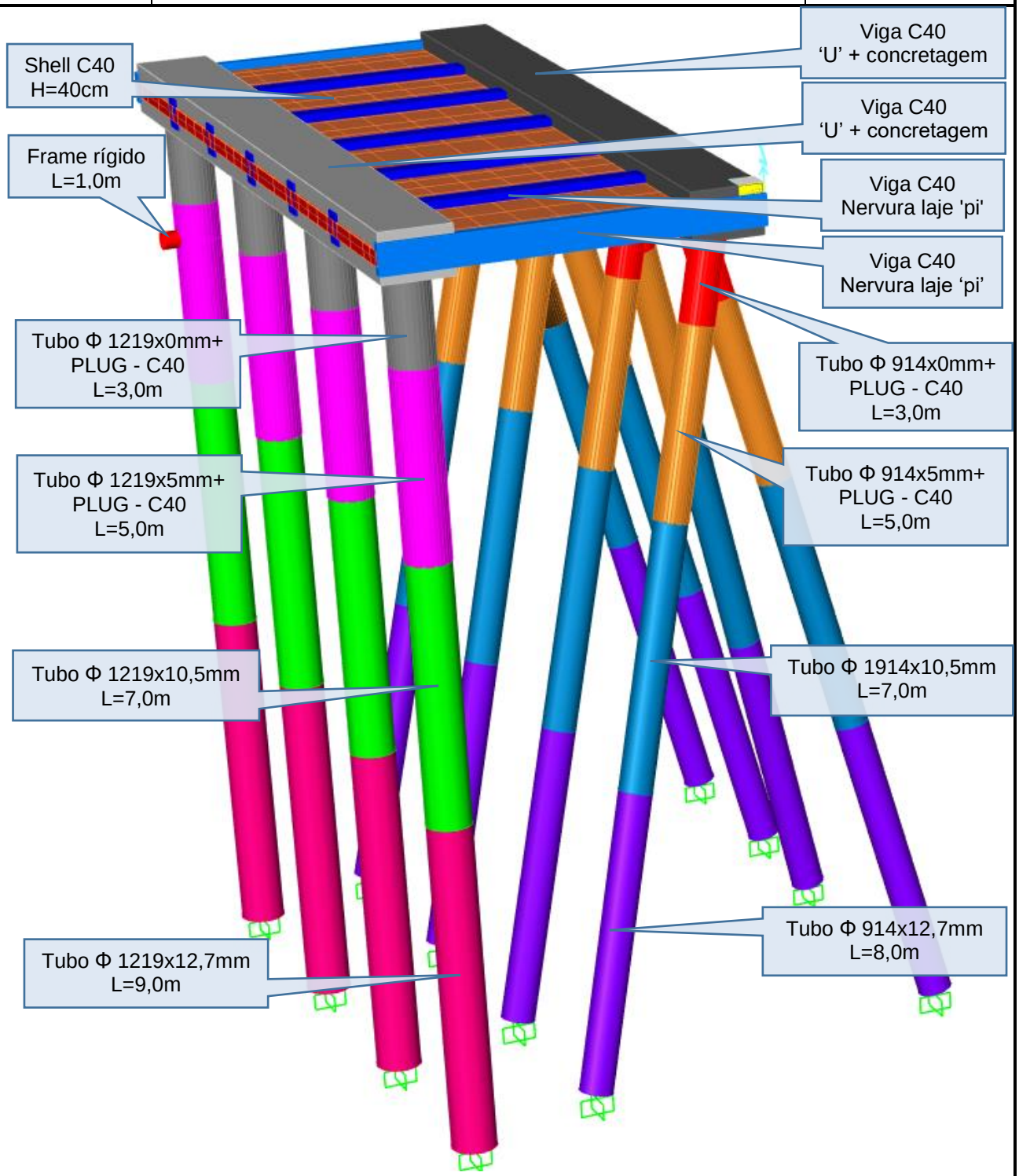

Figura 53 – Modelo da Plataforma Central de Operações no SAP2000.

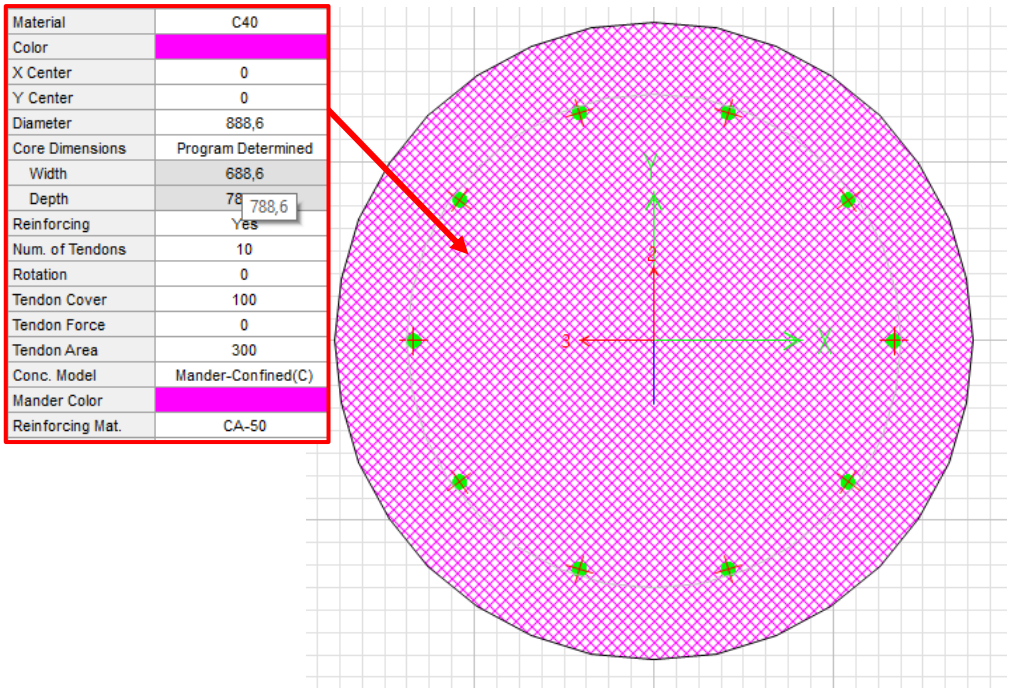

Figura 54 – Perfil Φ 914x0mm (corrosão externa total) com plug de concreto armado simulado no módulo 'Section Designer' do SAP2000 – unidades em mm.

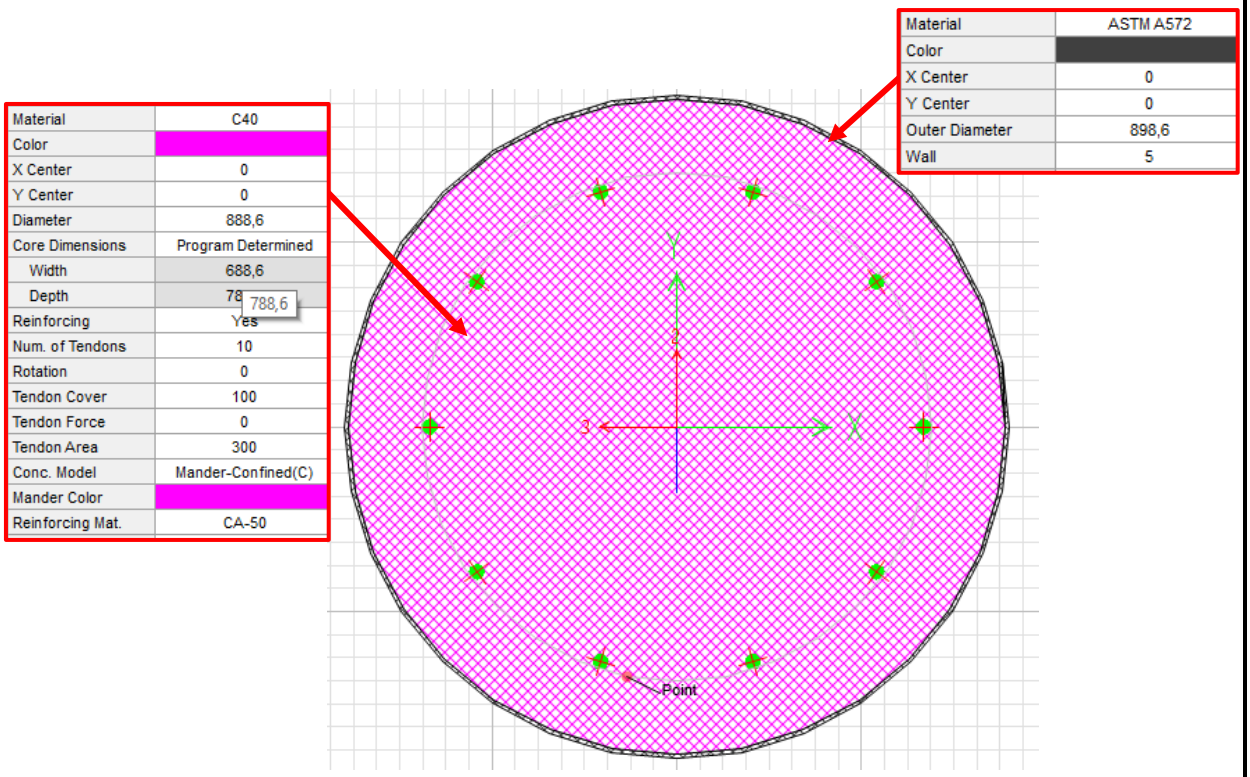

Figura 55 – Perfil Φ 914x5mm (corrosão externa intermediária) com plug de concreto armado simulado no módulo 'Section Designer' do SAP2000 – unidades em mm.

A fim de verificar possíveis situações de desvio das estacas em relação às estacas existentes da plataforma central de operações, realizou-se também a análise da plataforma central com desvio horizontal de 20° em duas estacas inclinadas em direção à plaforma existente. A Figura 56 ilustra os dois modelos analisados.

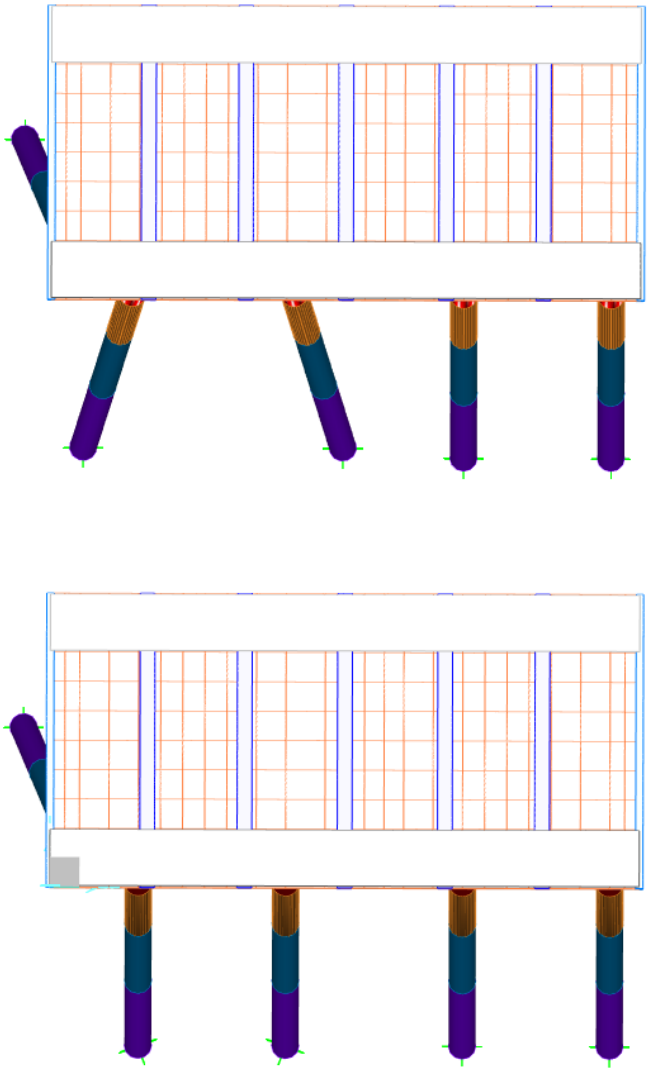

Figura 56 – Modelos da plataforma central de operações no SAP2000: acima modelo com desvio de estacas; abaixo modelo sem desvio de estacas.

10.2. CARGAS CONSIDERADAS

Foram considerados os seguintes carregamentos:

10.2.1. PESO PRÓPRIO (DEAD)

Este carregamento é considerado de maneira automática pelo software SAP2000. Para o peso específico do concreto considerou-se 2,50 tf/m³ para o aço 7,85 tf/m³.

10.2.2. SOBRECARGA (SC)

Adotou-se sobrecarga de 2,0 tf/m² atuando na plataforma central, em acordo com recomendações da ROM 2.0-11, tabela 4.6.4.4.

Considerou-se ainda uma sobrecarga adicional de 0,5 tf/m² devido a possíveis esforços que possam atuar na plataforma (vazamento de líquidos dentro da contenção, revestimentos etc.).

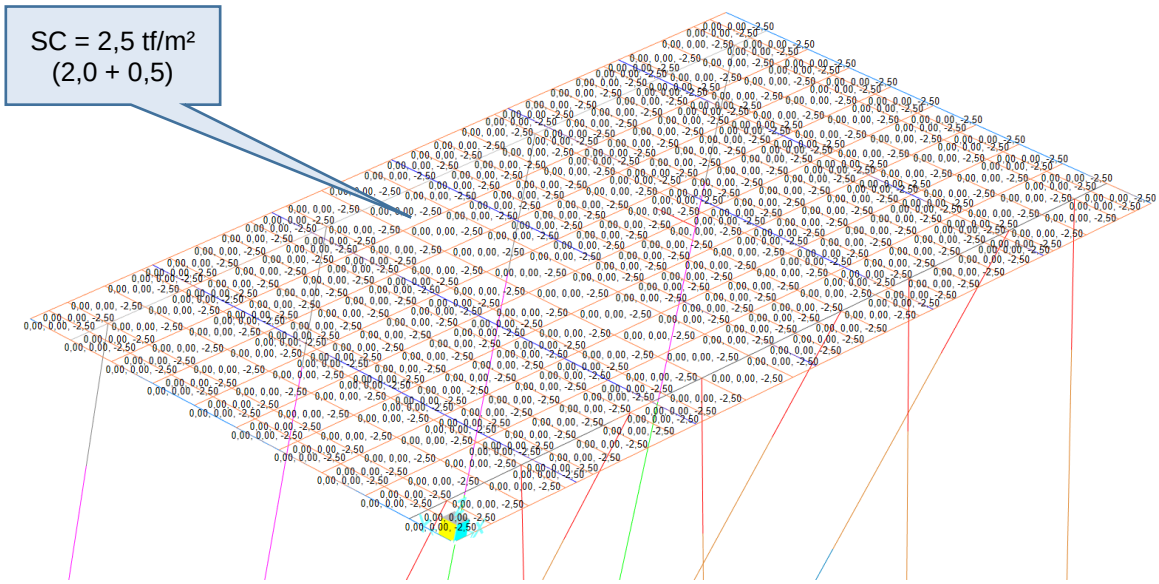

Figura 57 – Plataforma Central de Operações: Sobrecarga (tf/m²)

10.2.3. CORRENTEZA

Seguindo a mesma metodologia utilizada para os dolfins de amarração, tem-se os seguintes carregamentos devido à ação de correnteza atuando na plataforma central de operações:

Diâmetro (mm)	Carregamento devido à correnteza (tf/m)
914	0,07
1219	0,09

Tabela 15 – Plataforma Central de Operações: Carregamentos devido à ação de correnteza.

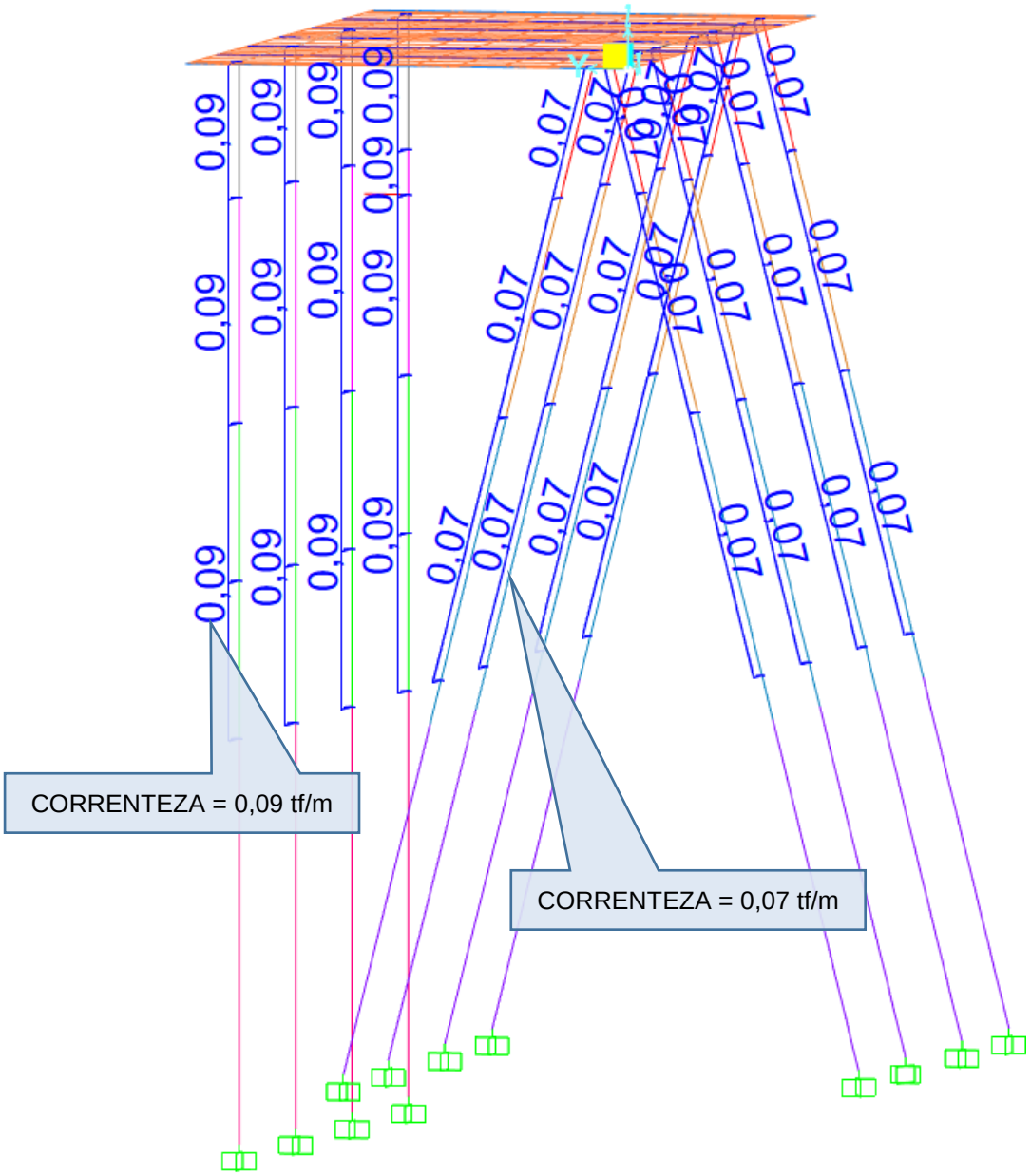

Figura 58 – Plataforma Central: Ação de correnteza (tf/m)

Estas cargas foram inseridas nas estacas considerando agindo longitudinalmente à linha de atracação.

10.2.4. ATRACAÇÃO

Considerou-se carga devido à atracação, agindo na defensa tipo arco, de valor igual a 73t na direção transversal à linha de atracação (ver documento ET-4450.72-6611-962-E3C-001). Considerou-se também uma componente longitudinal à linha de atracação, devido ao atrito do casco do navio com a defensa, igual a 44t, adotando-se coeficiente de atrito entre

material emborrachado e aço igual a 0,6, conforme recomendado em PIANC nº 153, tabela 7.8. Esta carga foi considerada agindo ora no topo da defensa (ATRACAÇÃO 01) ora na base. (ATRACAÇÃO 02). A Figura 59 e a Figura 60 ilustram a aplicação deste carregamento.

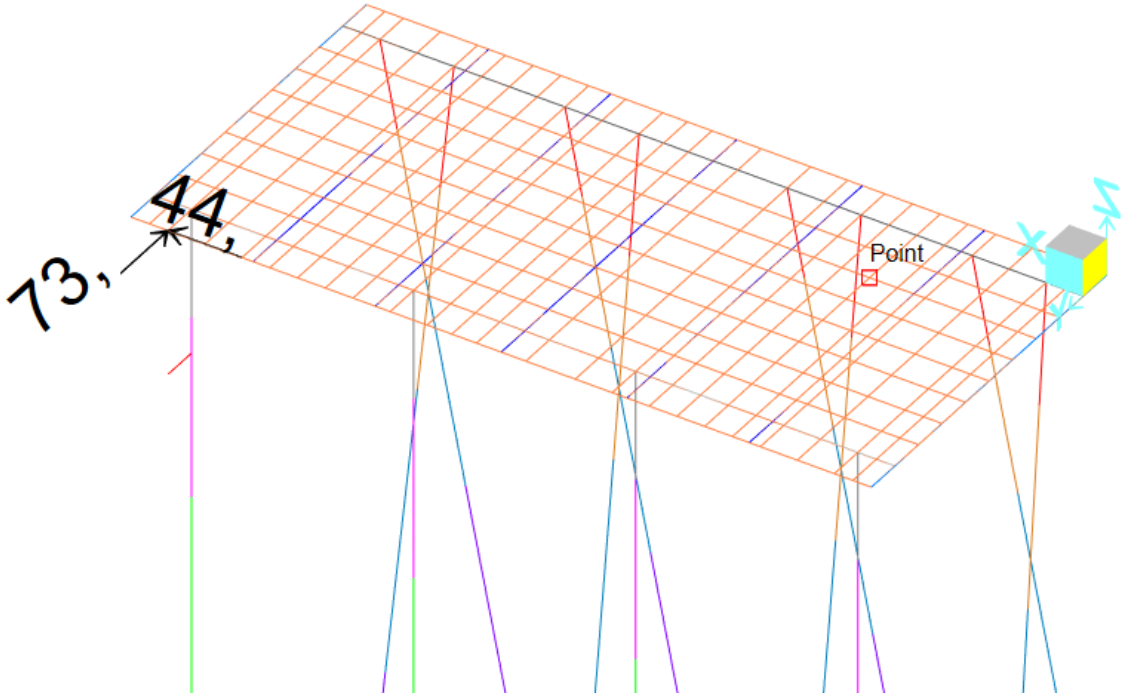

Figura 59 – Plataforma Central de Operações: Carga de atracação no topo da defensa - Atracação 01 (tf)

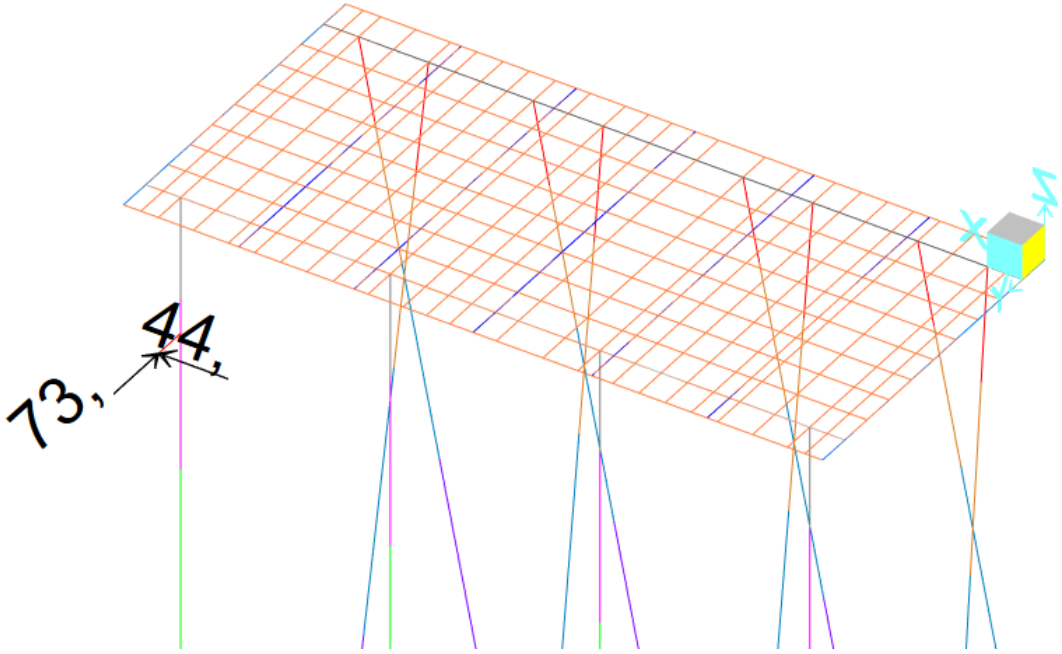

Figura 60 – Plataforma Central de Operações: Carga de atracação na base da defensa - Atracação 02 (tf)

10.3. COMBINAÇÕES

Foram realizadas combinações para o Estado Limite Último (ELU) cujo objetivo é verificar a integridade dos elementos estruturais. Também foram geradas combinações para o Estado Limite de Serviço (ELS), para avaliação de deslocamentos e carga de trabalho nas estacas.

Para isso, foram empregadas combinações auxiliares do tipo envoltória (envelope).

As combinações para ELS são dadas por:

	Coeficientes				
ID	ATRACAÇÃO		PESO PRÓPRIO	CORRENTEZA	SOBRECARGA
	01	02			
COMB.01	1,0	-	1,0	1,0	-
COMB.02	1,0	-	1,0	1,0	1,0
COMB.03	-	1,0	1,0	1,0	-
COMB.04		1,0	1,0	1,0	1,0

Tabela 16– Plataforma Central de Operações: Combinações para ELS.

As combinações para ELU são dadas por:

	Coeficientes				
ID	ATRACAÇÃO		PESO PRÓPRIO	CORRENTEZA	SOBRECARGA
	01	02			
COMB.05	1,4	-	1,0	1,4	-
COMB.06	1,4	-	1,4	1,4	1,4
COMB.07	-	1,4	1,0	1,4	-
COMB.08	-	1,4	1,4	1,4	1,4

Tabela 17– Plataforma Central de Operações: Combinações para ELU.

A envoltória ‘ELS’ compreende as combinações 1 a 4, e a envoltória ‘ELU’ compreende as combinações 1 a 8.

10.4. RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos da análise computacional, em que os esforços axiais com valores negativos referem-se a esforços de compressão e valores positivos referem-se a esforços de tração.

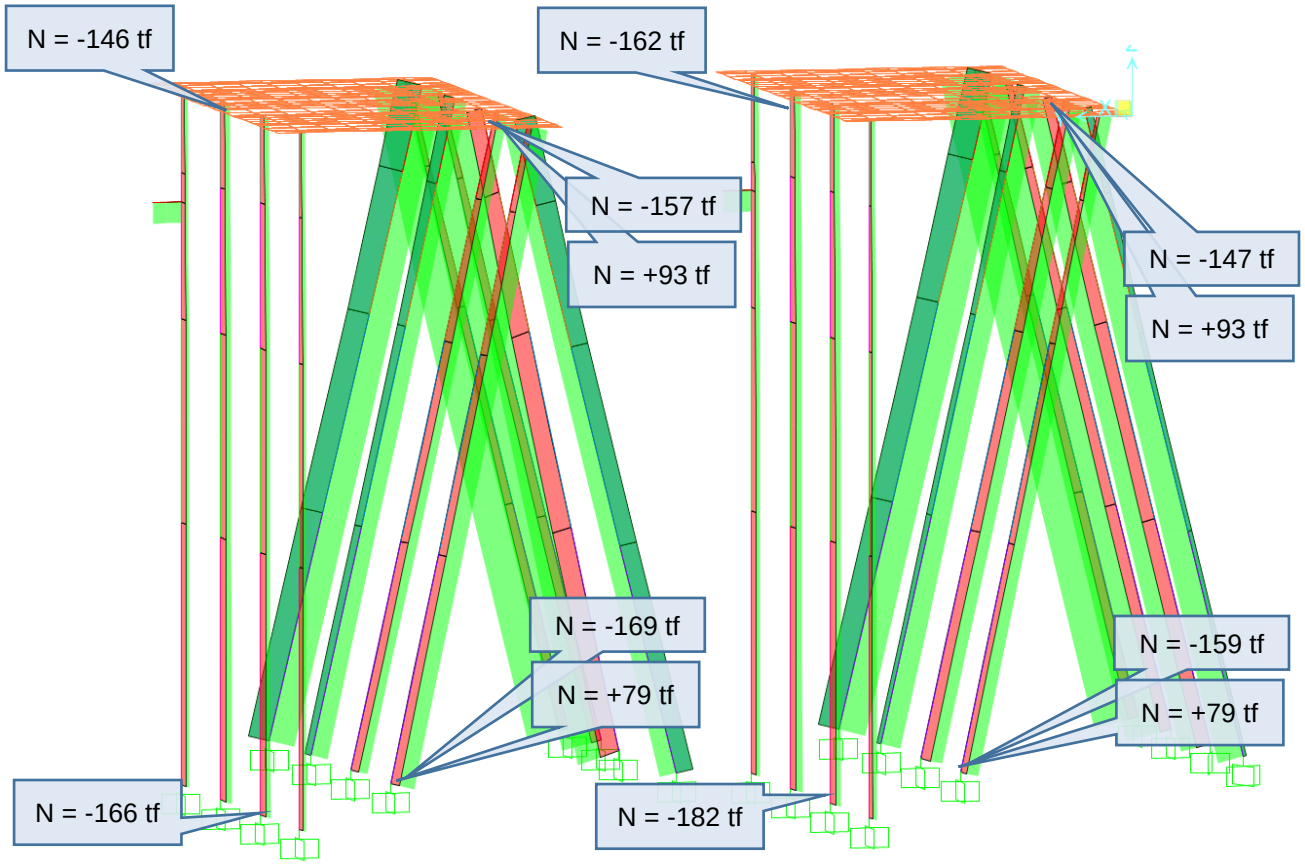

Figura 61 – Plataforma Central de Operações: Envoltória de esforços axiais nas estacas (ELS) - à esquerda modelo com desvio de estacas; à direita modelo sem desvio de estacas.

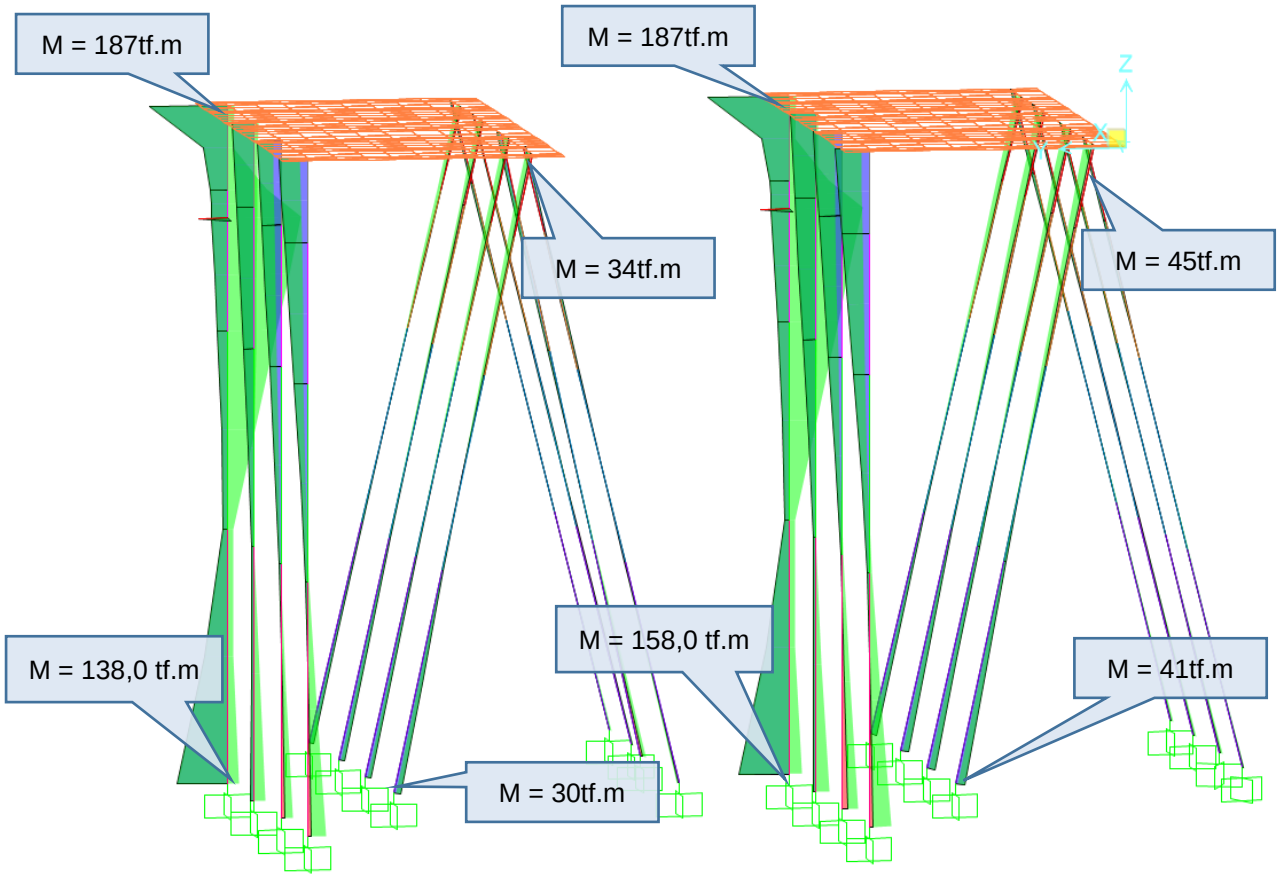

Figura 62 – Plataforma Central de Operações: Envoltória de momentos fletores nas estacas (ELS) - à esquerda modelo com desvio de estacas; à direita modelo sem desvio de estacas

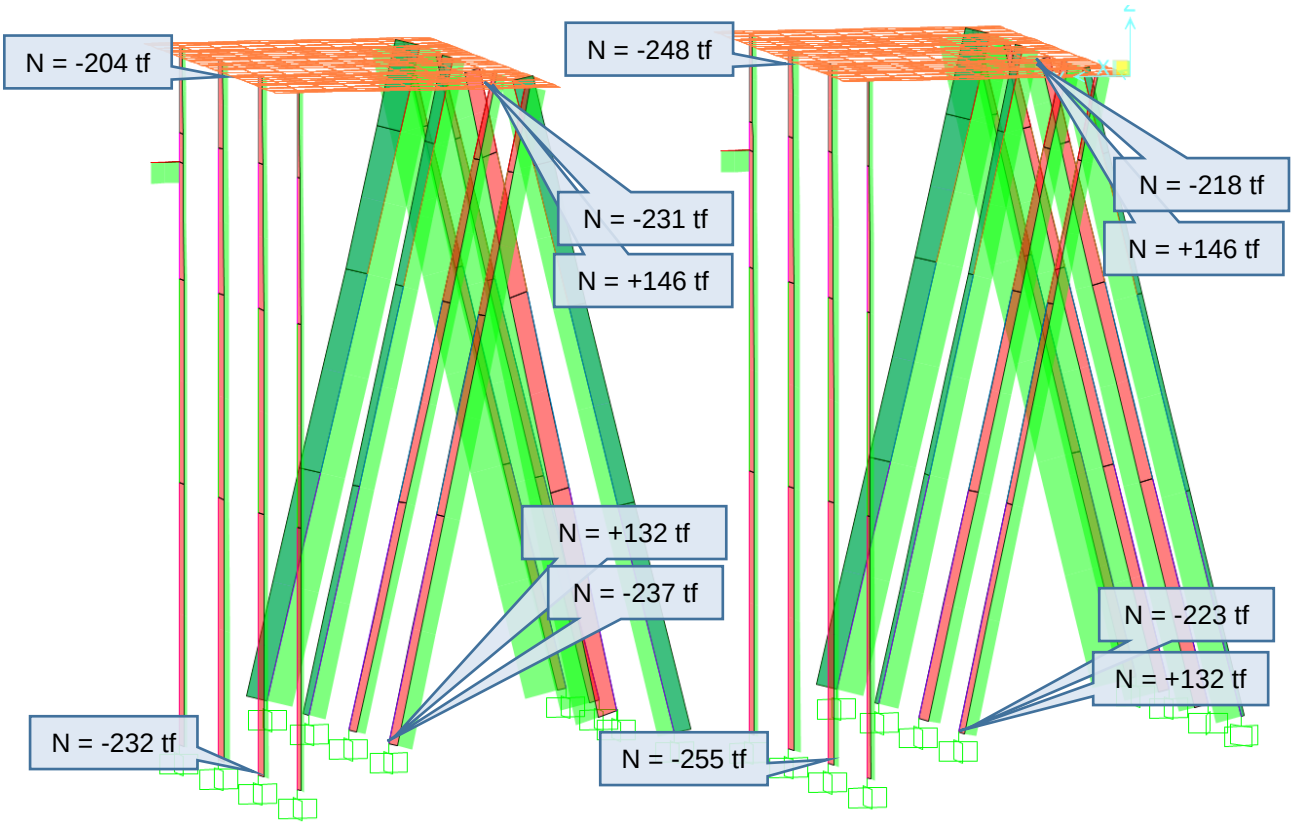

Figura 63 – Plataforma Central de Operações: Envoltória de esforços axiais nas estacas (ELU) - à esquerda modelo com desvio de estacas; à direita modelo sem desvio de estacas.

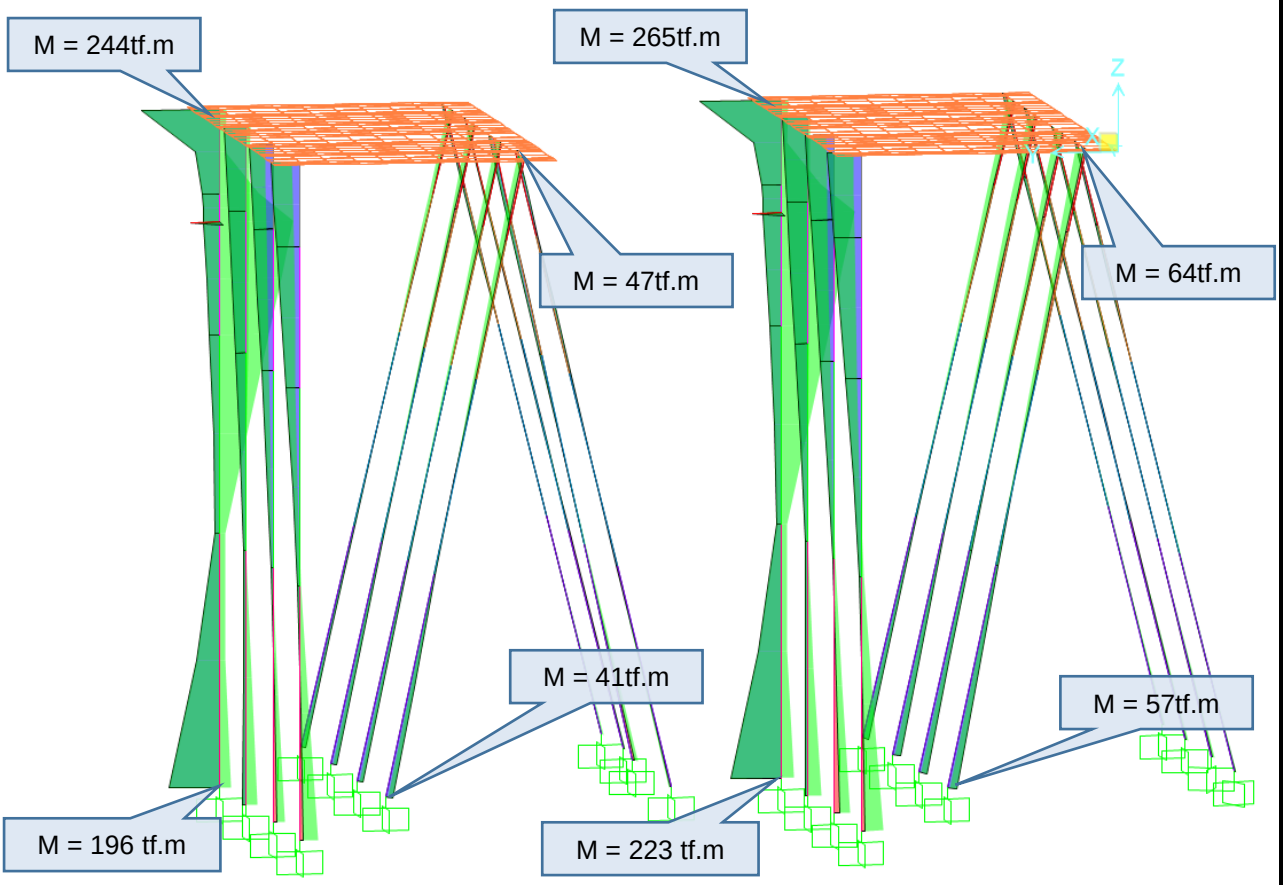

Figura 64 – Plataforma Central de Operações: Envoltória de momentos fletores nas estacas (ELU) - à esquerda modelo com desvio de estacas; à direita modelo sem desvio de estacas

10.5. DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Para o dimensionamento das estacas metálicas fez-se uso da Norma API WSD 2000, em que são utilizados os esforços característicos. A Figura 65 ilustra a verificação para a estaca de diâmetro de 1219mm e a Figura 66 ilustra a verificação para a estaca de diâmetro de 914mm considerando efeitos de corrosão e considerando os esforços críticos da análise estrutural.

Elementos Cilindricos - API RP2A-WSD2000

Dados de Entrada

Tensão de Escoamento do Aço	Fy	345	Mpa
Módulo de Elasticidade	E	200	Gpa
Diâmetro	D	1219	mm
Espessura	t	10,495	mm
Comprimento da Estaca	Lp	24	m
Parâmetro de Flambagem em X	Kx	1	
Parâmetro de Flambagem em Y	Ky	1	
Compressão Atuante	P	750	kN
Momento em X	Mx	1580	kN.m
Momento em Y	My	0	kN.m

Propriedades da Seção

Ap	398,46	cm²
I	727478,96	cm⁴
r	42,73	cm
Wp	11935,67	cm³

Compressão Axial

Cc	106,97	
Lambda x	56,17	
Lambda y	56,17	
Lambda	56,17	
Fa	161,18	Mpa

Ratio 0,690

Flambagem

Fb	208,31

258,75 1ª cond.
169,52 2ª cond.
208,31 3ª cond.

116,15 (D/t)
29,97 10430 Mpa/Fy
59,94 20680 Mpa/Fy

CORROSÃO	
C (mm/ano)	0,21
T (anos)	50
Profundidade abaixo maré mínima (m)	5
Coef. (externo)	0,15
Coef. (interno)	0,4
EM SOLO?	NÃO
	1
Coef. TOTAL	0,21
C (mm)	**2,205**

Carga Axial combinada com Flambagem

fa	18,82
Fbx	132,38
Fby	0,00
Fex	326,44
Fey	326,44
Cmx	0,85
Cmy	0,85

Figura 65 – Plataforma Central de Operações: Verificação estaca Φ 1219 mm

A verificação apresentada na Figura 65 refere-se à situação crítica de dimensionamento. No caso, note-se que o valor referente ao esforço normal não é o valor máximo (182tf de compressão, conforme Figura 61), pois este não ocorre concomitante ao momento fletor máximo, o qual verificou-se ser preponderante para o dimensionamento. No modelo estrutural, verificou-se que para o esforço normal máximo de compressão os esforços de momento fletor são da ordem de 38tf.m, o qual verificou-se ser bem inferior à situação crítica.

Elementos Cilindricos - API RP2A-WSD2000

Dados de Entrada

Tensão de Escoamento do Aço	Fy	345	Mpa
Módulo de Elasticidade	E	200	Gpa
Diâmetro	D	914	mm
Espessura	t	10,495	mm
Comprimento da Estaca	Lp	23	m
Parâmetro de Flambagem em X	Kx	1	
Parâmetro de Flambagem em Y	Ky	1	
Compressão Atuante	P	1690	kN
Momento em X	Mx	410	kN.m
Momento em Y	My	0	kN.m

Propriedades da Seção

Ap	297,89	cm²
I	304013,31	cm⁴
r	31,95	cm
Wp	6652,37	cm³

Compressão Axial

Cc	106,97	
Lambda x	72,00	
Lambda y	72,00	
Lambda	72,00	
Fa	141,88	Mpa

Ratio 0,736

Flambagem

Fb	218,34

258,75 1ª cond.
199,62 2ª cond.
218,34 3ª cond.

87,09 (D/t)
29,97 10430 Mpa/Fy
59,94 20680 Mpa/Fy

CORROSÃO	
C (mm/ano)	0,21
T (anos)	50
Profundidade abaixo maré mínima (m)	5
Coef. (externo)	0,15
Coef. (interno)	0,4
EM SOLO?	NÃO
	1
Coef. TOTAL	0,21
C (mm)	**2,205**

Carga Axial combinada com Flambagem

fa	56,73
Fbx	61,63
Fby	0,00
Fex	198,68
Fey	198,68
Cmx	0,85
Cmy	0,85

Figura 66 – Plataforma Central de Operações: Verificação estaca Φ 914 mm

10.6. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Os máximos esforços de tração e compressão no solo para a estaca de diâmetro de 1219mm, conforme resultados da análise computacional, são apresentados na Tabela 18.

	Esforços normais máximos (tf)	Esforços normais máximos (kN)
Tração	-	-
Compressão	182	1820

Tabela 18– Plataforma Central de Operações: Esforços máximos característicos de tração e compressão no solo para estacas de diâmetro de 1219mm

Comparando os resultados dados da Tabela 18 com os valores de resistência de solo da Figura 16 e da Figura 17, tem-se que o comprimento mínimo necessário para a estaca resistir aos esforços de compressão é de 25m.

Os máximos esforços de tração e compressão no solo para a estaca de diâmetro de 914mm, conforme resultados da análise computacional, são apresentados na Tabela 19.

	Esforços normais máximos (tf)	Esforços normais máximos (kN)
Tração	79	790
Compressão	169	1690

Tabela 19– Plataforma Central de Operações: Esforços máximos característicos de tração e compressão no solo para estacas de diâmetro de 914mm

Comparando os resultados dados da Tabela 18 com os valores de resistência de solo da Figura 14 e da Figura 15, tem-se que o comprimento mínimo necessário para a estaca resistir aos esforços de tração é de 25m, e para resistir aos esforços de compressão é de 25m.

Adotou-se comprimento mínimo para as estacas da plataforma central de operações em 28m.

10.7. DESLOCAMENTOS

De modo a avaliar o deslocamento global da estrutura, este capítulo apresenta os maiores deslocamentos horizontais que foram obtidas na modelagem computacional quando adotou-se a seguinte combinação: ELS (quase permanente). A figura abaixo sintetiza o comentado neste parágrafo.

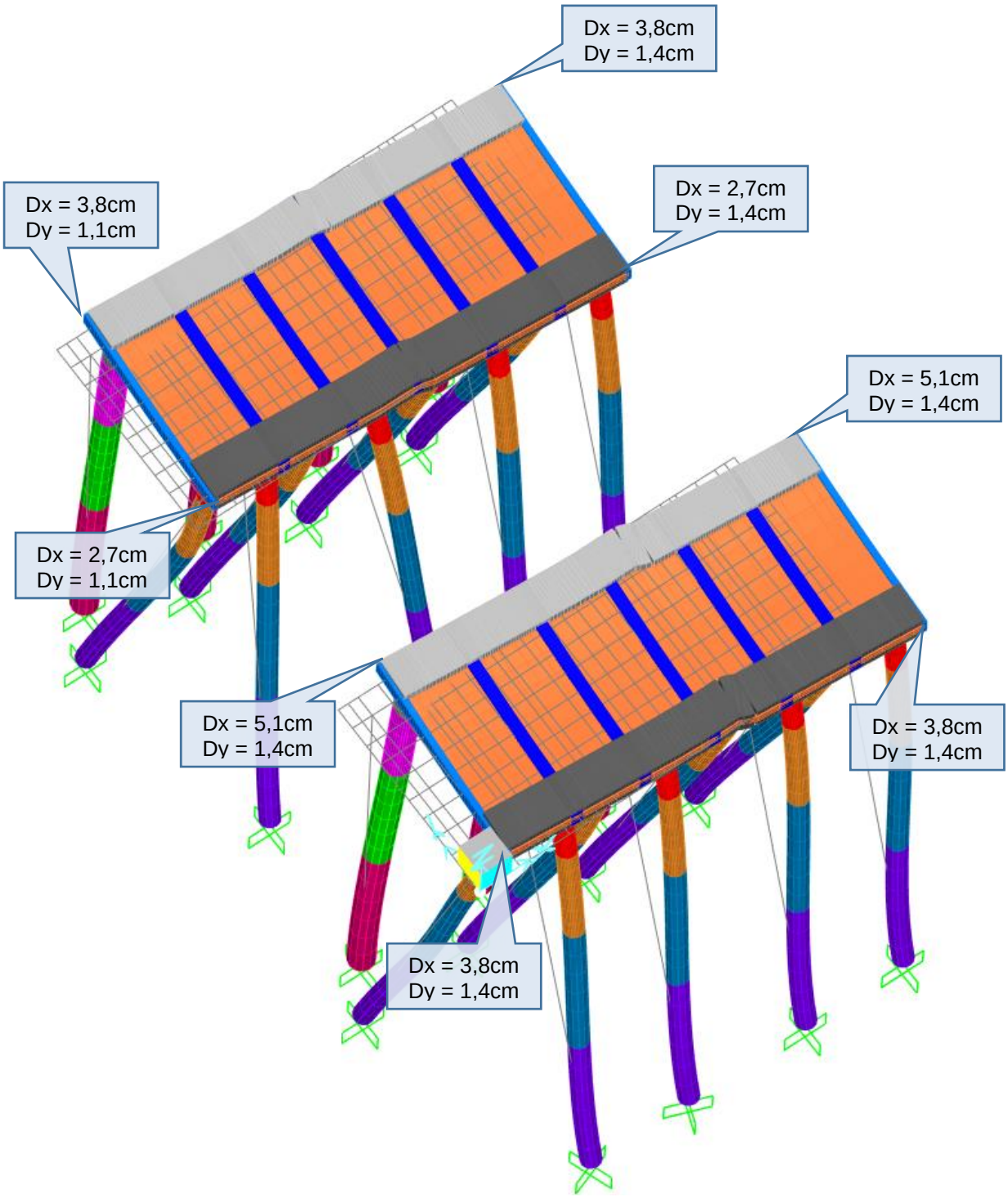

Figura 67 – Plataforma Central de Operações – Deslocamentos para envoltória 'ELS'

As deformações globais estão situadas próximas a limites aceitáveis (L/300).

11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através desta memória de cálculo é possível concluir que as estruturas típicas referentes à ampliação do Píer 100 estão adequadamente dimensionadas considerando as premissas do critério de projeto (documento RL-4450.72-6611-940-E3C-003).

Cabe salientar também que os comprimentos de estacas indicados no projeto Básico são valores referenciais e devem ser melhor aferidos no Projeto Executivo, uma vez que os estudos geotécnicos disponíveis para este projeto estão incompletos. Por este motivo, reforça-se a necessidade de execução de novas sondagens mais profundas antes do início da execução.