

**Universidade Federal do Rio de Janeiro**  
**Escola Politécnica**  
**Programa de Projeto de Estruturas**

Luiz Eduardo Barros Falcão

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DE  
UM DOLFIM PARA DUAS SOLUÇÕES DE ESTAQUEAMENTO**



UFRJ

Luiz Eduardo Barros Falcão

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DE  
UM DOLFIM PARA DUAS SOLUÇÕES DE ESTAQUEAMENTO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadora:  
Cláudia Ribeiro Éboli

Rio de Janeiro  
2015

Falcão, Luiz Eduardo Barros

Análise comparativa do comportamento da estrutura de um delfim para duas soluções de estaqueamento / Luiz Eduardo Barros Falcão – 2015.

143.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2015.

Orientadora: Cláudia Ribeiro Éboli

1. Delfim, 2. Análise comparativa, 3. Estacas verticais 4. Estacas inclinadas I. Éboli, Cláudia Ribeiro II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTUTADA DE UM  
DOLFIM PARA DUAS SOLUÇÕES DE ESTAQUEAMENTO

Luiz Eduardo Barros Falcão

Orientadora:

Cláudia Ribeiro Éboli

Dissertação de Mestrado apresentada Programa de Projeto de Estruturas,  
Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como  
parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em  
Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Cláudia Ribeiro Éboli, D. Sc., UFRJ

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ

Prof. Gilberto Olympio Mota Fialho, D.Sc., UFRJ

Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso, D.Sc., PUC-Rio

Rio de Janeiro  
2015

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, por tudo que já me deu, desde o nascimento até hoje em minha vida.

À toda minha família. Principalmente aos meus pais Ana Beatriz e Luiz Fernando, que sempre me incentivam e tentam me mostrar os melhores caminhos a serem seguidos.

À minha esposa, Giuliana, que nos momentos mais difíceis sempre esteve comigo me apoiando, sempre me ajudou e, sem ela não seria a mesma coisa. Dedico também esse trabalho à minha filha, Maria Valentina, que está por vir.

A vocês todos dedico este trabalho.

Gostaria de agradecer a equipe da VGarambone e, em especial ao Engenheiro Vicente Garambone que, além de meu chefe, me ensina e passa até hoje sua experiência profissional.

A equipe da VALE do Píer IV em São Luís que me liberou a utilização desse projeto para análise acadêmica.

À professora Cláudia Eboli, que me orientou neste trabalho. Obrigado pelos ensinamentos não só neste projeto, mas desde a graduação até a conclusão do mestrado. Pela dedicação e atenção que deu.

Aos demais professores desta escola, que contribuíram na minha formação.

## RESUMO

FALCÃO, Luiz Eduardo Barros Falcão, **Análise Comparativa do Comportamento da Estrutura de um Delfim para Duas Soluções de Estaqueamento**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

A elaboração de projetos de obras portuárias, com o avanço das tecnologias, tem se tornado cada vez mais um desafio no ramo da Engenharia Civil. Esse desafio se traduz por cada porto apresentar particularidades únicas a serem analisadas, como: condições de abrigo e terreno; especificações de cada embarcação e o tipo de carga movimentada. Questões operacionais do porto e a metodologia construtiva empregada também devem ser consideradas, com igual atenção, no desenvolvimento desse tipo de projeto. É possível que haja, para um mesmo projeto, mais de uma solução. Nesse sentido, este trabalho visa elaborar um comparativo entre o comportamento de duas soluções de projeto que possuem a mesma superestrutura, as mesmas cargas atuantes, porém, com arranjos de estaqueamentos distintos. Serão analisadas duas alternativas da infraestrutura, uma com apenas estacas verticais e a outra com estaqueamento misto, verticais e inclinadas. Será utilizado, como estudo de caso, os Delfins D7 e D8 do Píer IV da VALE, localizado em São Luís, no Estado do Maranhão.

Palavras-chave: delfim. análise comparativa. estacas verticais. estacas inclinadas. análise estrutural.

## ABSTRACT

FALCÃO, Luiz Eduardo Barros Falcão, **Comparative Analyses of the Structural Behavior of a Dolfim with two Foundations Solutions**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

The development of port projects has become a challenge in Civil Engineering because of the technology advancement. This challenge is explained because each port has unique characteristics to be analyzed, like: harborage and geotechnical conditions; specifications for each type of ship and cargo. Operational issues of the harbor and the constructive methodology should also be considered with equal attention in the development of this type of project. For the same project more than one solution can be applied. In this sense, this work aims to establish a comparison between the behavior of two different solutions with the same superstructure, with the same loadings, but with different foundations. In this work, two foundation's alternative will be analyzed, one with only vertical piles and the other one with vertical and inclined piles. It will be used as a case study, the structure of the dolfins D7 and D8, built in Harbor Complex called Pier IV VALE, located in São Luís, Maranhão, Brazil.

Keywords: dolfim. comparative analyses. vertical piles. inclined piles. all plumb. structural analyses.

---

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Objetivo .....	2
1.2. Organização do Trabalho .....	2
2. CONCEITOS GERAIS DE PORTOS .....	3
2.1. Estudo das Ações nas Estruturas Portuárias .....	8
2.1.1. Carga Permanente .....	8
2.1.2. Carga Variável .....	8
2.1.3. Correntes e Ondas .....	14
2.1.4. Ventos .....	14
3. CARACTERÍSTICAS DO TRABALHO .....	15
3.1. Complexo Portuário de São Luís .....	15
3.2. Histórico do Projeto .....	21
4. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA .....	26
4.1. Materiais .....	26
4.2. Superestrutura .....	27
4.3. Infraestrutura .....	40
4.3.1. Projeto Executado - PE .....	43
4.3.2. Projeto Alternativo - PA .....	46
5. ANÁLISE ELÁSTICA .....	51
5.1. Modelos de Análise .....	51
5.2. Cargas Atuantes na Estrutura .....	61
5.2.1. Peso Próprio .....	61
5.2.2. Corrente .....	61
5.2.3. Sobrecarga .....	63
5.2.4. Variação Uniforme de Temperatura .....	64
5.2.5. Retração .....	65
5.2.6. Carga de Amarração .....	65
5.3. Combinações das Ações Consideradas .....	68
6. RESULTADOS DAS ANÁLISES .....	70
6.1. Estaqueamento .....	70



6.1.1. Peso Próprio.....	72
6.1.2. Corrente .....	74
6.1.3. Retração e Temperatura.....	76
6.1.4. Sobrecarga .....	78
6.1.5. Amarração .....	80
6.1.6. Efeitos Finais do ELS .....	83
6.2. Superestrutura.....	85
6.2.1. Deslocamentos na Superestrutura.....	85
6.2.2. Esforços nos Blocos .....	95
6.2.3. Solicitações no Plano da Sobrelaje.....	103
7. CONCLUSÃO .....	112
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	114
9. ANEXO A.....	115
10. ANEXO B .....	118
10.1. Estaqueamento.....	118
10.1.1. Projeto Executado.....	118
10.1.2. Projeto Alternativo .....	123

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Seção Transversal de Píer Junto à Costa variando o Estaqueamento: Estacas Verticais somente (esquerda); e Estacas Verticais e Inclínadas (direita) – [MILITARY HANDBOOK].	5
Figura 2-2 – Seção Transversal de Píer Afastado da Costa variando o Estaqueamento: Estacas Verticais somente (esquerda); Estacas Verticais e Inclínadas (centro); e Estacas Inclínadas somente (direita) – [MILITARY HANDBOOK].	5
Figura 2-3 – Linha de Atracção de Navio junto ao Cais: Defensas e Amarras (superior esquerda); Guindastes e Defensas (superior direita); Tipos de Defensas (inferiores) [TSINKER, 2004].	6
Figura 2-4 – Linha de Atracção de Navio junto ao Cais: Defensas e Amarras – Projeto Tipo Travelling [TSINKER, 2004]	7
Figura 2-5 – Linha de Atracção de Navio separada do Cais: Defensas e Amarras posicionadas em Dolfins – Projeto Tipo Dual-Quadrante [TSINKER, 2004]	7
Figura 2-6 – Exemplo de Contato entre Navio e Estrutura [BRIDGESTONE CATALOGUE]	10
Figura 2-7 – Graus de Liberdade do Navio [MASON, 1978]	10
Figura 2-8 – Esquema de Amarração de um Navio: Cais [MASON, 1978]	11
Figura 2-9 – Esquema de Amarração de um Navio em Dolfins [MASON, 1978].	11
Figura 2-10 – Gancho de Desengate Rápido: Elevação (superior) e Planta [MASON, 1978].	12
Figura 2-11 – Equipamentos de Amarração Instalados no Dolfim D7 e D8 – Guinchos e Gatos.	13
Figura 2-12 – Equipamentos de Amarração Instalados no Dolfim D7 e D8 – Guinchos e Gatos.	13
Figura 2-13 – Cabeço de Amarração [MASON, 1978].	13
Figura 3-1 – Foto Aérea do Google Earth do Complexo Portuário de São Luís, MA. .	15
Figura 3-2 – Foto Aérea do Complexo Portuário de São Luís.	16
Figura 3-3 – Planta Chave do Projeto do Píer IV da VALE (configuração final prevista para 2017) [VGARAMBONE, 2012].	17
Figura 3-4 – Foto Aérea da Obra em 2013.	18
Figura 3-5 – Foto Aérea da Obra em 2013.	19

Figura 3-6 – Foto Aérea da Obra em 2011 – Metodologias Executivas. ....	21
Figura 3-7 – Arranjo de Equipamentos – Dolfim de Amarração – D7 – Projeto Básico	22
Figura 3-8 – Locação de Estacas – Dolfim de Amarração – D7 – Projeto Básico [VGARAMBONE, 2012]......	22
Figura 3-9 – Arranjo de Equipamentos – Dolfim de Amarração – D8 – Projeto Básico [VGARAMBONE, 2012]......	23
Figura 3-10 – Locação de Estacas – Dolfim de Amarração – D8 – Projeto Básico [VGARAMBONE, 2012]......	24
Figura 4-1– Arranjo de Equipamentos – Dolfins de Amarração – D7 e D8 – Vista Superior – Projeto Final [VGARAMBONE, 2012]. ....	27
Figura 4-2 – Detalhe do Arranjo de Equipamentos – Dolfim de Amarração – D7 – Equipamentos: 2 “gatos” e 5 guinchos – Vista Superior [VGARAMBONE, 2012] ....	28
Figura 4-3 – Detalhe do Arranjo de Equipamentos – Dolfins de Amarração – D8 – Equipamentos: Lado Esquerdo: 2 “gatos” e 2 guinchos; Lado Direito: 2 “gatos” e 4 guinchos – Vista Superior [VGARAMBONE, 2012]. ....	29
Figura 4-4 – Viga T pré-moldada no canteiro de pré-moldados (local de fabricação e armazenamento).....	30
Figura 4-5 – Posicionamento dos Blocos Pré-Moldados sobre as Estacas.....	31
Figura 4-6 – Posicionamento das vigas pré-moldadas sobre os blocos já consolidados e distribuição da armadura da laje para concretagem.....	31
Figura 4-7 – Corte Transversal do Dolfim D7 [VGARAMBONE, 2012]. ....	32
Figura 4-8 – Corte Transversal das Demais Áreas [VGARAMBONE, 2012]......	32
Figura 4-9 – Corte Transversal do Dolfim D8 [VGARAMBONE, 2012]. ....	33
Figura 4-10 – Corte Longitudinal – Eixos 35 a 28 [VGARAMBONE, 2012]......	34
Figura 4-11 – Corte Longitudinal – Eixos 28 a 21 [VGARAMBONE, 2012]......	35
Figura 4-12 – Locação de Blocos – Dolfins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Final [VGARAMBONE, 2012]......	36
Figura 4-13 – Seção Final dos Blocos: Sobre Estacas de 2,00m (esquerda) e Sobre Estacas de 1,20m (direita) .....	37
Figura 4-14 – Viga U Pré-Moldada Típica.....	38
Figura 4-15 – Viga T Pré-Moldada Típica. ....	38
Figura 4-16 – Locação de Vigas – Dolfins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Final [VGARAMBONE, 2012]......	39
Figura 4-17 – Execução de Estacas D7 e D8.....	41

Figura 4-18 – Detalhe do Comprimento das Estacas com Pino de 10 m [VGARAMBONE, 2012].....	42
Figura 4-19 – Seção Transversal – Estaca $\varphi=120\text{cm}$ [VGARAMBONE, 2012].....	43
Figura 4-20 – Seção Transversal – Estaca $\varphi=200\text{cm}$ [VGARAMBONE, 2012].....	43
Figura 4-21 – Locação de Estacas – Dolfins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Executado [VGARAMBONE, 2012].....	44
Figura 4-22 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Executado .....	45
Figura 4-23 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Executado .....	45
Figura 4-24 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Executado.....	46
Figura 4-25 – Seção Transversal – Estaca $\varphi=120\text{cm}$ [VGARAMBONE, 2012].....	46
Figura 4-26 – Seção Transversal – Estaca $\varphi=150\text{cm}$ [VGARAMBONE, 2012].....	47
Figura 4-27 – Locação de Estacas – Dolfins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Alternativo [VGARAMBONE, 2012].....	48
Figura 4-28 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Alternativo.....	49
Figura 4-29 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Alternativo.....	49
Figura 4-30 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Alternativo .....	50
Figura 5-1 – Vista Isométrica do Modelo Estrutural – Projeto Executado (PE).....	51
Figura 5-2 – Vista Isométrica do Modelo Estrutural – Projeto Alternativo (PA) .....	52
Figura 5-3 – Seção Final da Laje $h = 140\text{ cm}$ – Modelos PE e PA.....	53
Figura 5-4 – Seção Final da Laje $h = 20\text{ cm}$ – Modelos PE e PA.....	54
Figura 5-5 – Seção das Vigas “T” – Modelos PE e PA.....	55
Figura 5-6 – Seção Final dos Blocos $270 \times 150\text{ cm}$ – Modelos PE e PA .....	56
Figura 5-7 – Seção Final dos Blocos $210 \times 90\text{ cm}$ – Modelos PE e PA .....	57
Figura 5-8 – Seção das Estacas de $\varphi = 120\text{ cm}$ – Modelos PA e PE.....	58
Figura 5-9 – Seção das Estacas de $\varphi = 150\text{ cm}$ – Modelo PA.....	59
Figura 5-10 – Seção das Estacas de $\varphi = 200\text{ cm}$ – Modelo PE.....	60
Figura 5-11– Exemplo de Aplicação da Carga de Corrente no Modelo Computacional (PE) no Programa SAP2000 .....	62
Figura 5-12 – Aplicação da Sobrecarga na Laje (PE e PA) do Programa SAP2000 .....	64
Figura 5-13 – Variação Angular da Carga de Amarração – Plano Horizontal (esq.) e Plano Vertical (dir.) .....	65

Figura 5-14 – Esquema de Amarração – VALEMAX – Estudo FCTH.....	66
Figura 5-15 – Carga de Amarração Considerada nos Modelos – Dolfim D7 .....	68
Figura 5-16 – Carga de Amarração Considerada nos Modelos – Dolfim D8 .....	68
Figura 6-1 – Eixos Locais das Estacas e Eixo Global das Estruturas.....	71
Figura 6-2 – Diagrama de Esforços Axiais – Peso Próprio – Projeto Executado .....	72
Figura 6-3 – Diagrama de Esforços Axiais – Peso Próprio – Projeto Alternativo .....	73
Figura 6-4 – Diagrama de Momentos Fletores M3 – Corrente X <sup>+</sup> – Projeto Executado	75
Figura 6-5 – Diagrama de Esforços Axiais – Corrente X <sup>+</sup> – Projeto Alternativo.....	75
Figura 6-6 – Diagrama de Momentos Fletores M3 – Retração – Projeto Executado.....	77
Figura 6-7 – Diagrama de Esforços Axiais – Retração – Projeto Alternativo .....	77
Figura 6-8 – Diagrama de Esforços Axiais – Sobrecarga – Projeto Executado .....	79
Figura 6-9 – Diagrama de Esforços Axiais – Sobrecarga – Projeto Alternativo.....	79
Figura 6-10 – Diagrama de Momento Fletor M2 – Amarração – Projeto Executado....	81
Figura 6-11 – Diagrama de Esforços Axiais – Amarração – Projeto Alternativo.....	81
Figura 6-12 – Eixos Globais e Locais e Nós de Análise dos Deslocamentos .....	86
Figura 6-13 – Configuração Deformada – Planta – Corrente – Projeto Executivo.....	87
Figura 6-14 – Configuração Deformada – 3D – Corrente – Projeto Executivo .....	87
Figura 6-15 – Configuração Deformada – Planta – Corrente – Projeto Alternativo.....	88
Figura 6-16 – Configuração Deformada – 3D – Corrente – Projeto Alternativo.....	88
Figura 6-17 – Configuração Deformada – Planta – Amarração –Projeto Executivo .....	90
Figura 6-18 – Configuração Deformada – 3D – Amarração – Projeto Executivo .....	91
Figura 6-19 – Configuração Deformada – Amarração – Projeto Alternativo .....	91
Figura 6-20 – Configuração Deformada – 3D – Amarração – Projeto Alternativo .....	92
Figura 6-21 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Executado .....	95
Figura 6-22 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	95
Figura 6-23 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 26 – Projeto Executado.....	96
Figura 6-24 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	96
Figura 6-25 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 35 – Projeto Executado.....	96
Figura 6-26 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 35 – Projeto Alternativo .....	97
Figura 6-27 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Executado.....	97
Figura 6-28 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Executado.....	97
Figura 6-29 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	98
Figura 6-30 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	98
Figura 6-31 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Executado .....	99

Figura 6-32 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	99
Figura 6-33 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Executado .....	99
Figura 6-34 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	100
Figura 6-35 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Executado.....	100
Figura 6-36 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Executado.....	100
Figura 6-37 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	101
Figura 6-38 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Alternativo .....	101
Figura 6-39 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 35 – Projeto Executado.....	101
Figura 6-40 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 35 – Projeto Executado.....	101
Figura 6-41 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 35 – Projeto Alternativo .....	102
Figura 6-42 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 35 – Projeto Alternativo .....	102
Figura 6-43 – Locação dos “ <i>Section Cut</i> ” .....	103
Figura 6-44 – Orientação dos Eixos Locais dos “ <i>Section Cut</i> ” .....	104
Figura 6-45 – Tensões Principais – Corrente – Projeto Executado.....	104
Figura 6-46 – Tensões Principais – Corrente – Projeto Alternativo.....	105
Figura 6-47 – Gráfico Esforço Axial – Corrente.....	106
Figura 6-48 – Gráfico de Momento Fletor – Corrente .....	107
Figura 6-49 – Tensões Principais – Amarração – Projeto Executado .....	108
Figura 6-50 – Tensões Principais – Amarração – Projeto Alternativo.....	108
Figura 6-51 – Gráfico Esforço Axial – Amarração .....	110
Figura 6-52 – Gráfico de Momento Fletor – Amarração.....	110
Figura 10-1 – Locação de Estacas – Projeto Executado.....	118
Figura 10-2 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Executado .....	119
Figura 10-3 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Executado .....	119
Figura 10-4 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Executado.....	120
Figura 10-5 – Locação de Estacas – Projeto Alternativo .....	123
Figura 10-6 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Alternativo .....	124
Figura 10-7 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Alternativo .....	124
Figura 10-8 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Alternativo .....	125

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5-1 – Propriedades Mecânicas dos Materiais .....	52
Tabela 5-2 – Valores Característicos Nominiais Mínimos das Sobrecargas a Serem Consideradas em Obras de Acostagem (NBR9782/1987) .....	63
Tabela 5-3 – Esforços de Amarração – VALEMAX [FCTH, 2012].....	67
Tabela 5-4 – Fatores de Multiplicação a serem Aplicados nas Cargas Atuantes - ELS. 69	
Tabela 5-5 – Resumo das Combinações – ELS.....	69
Tabela 6-1 – Envoltória de Esforços – PE – Peso Próprio .....	73
Tabela 6-2 – Envoltória de Esforços – PA – Peso Próprio.....	73
Tabela 6-3 – Envoltória de Esforços – PE – Corrente X <sup>+</sup> .....	76
Tabela 6-4 – Envoltória de Esforços – PA – Corrente X <sup>+</sup> .....	76
Tabela 6-5 – Envoltória de Esforços – PE – Retração .....	77
Tabela 6-6– Envoltória de Esforços – PA – Retração .....	78
Tabela 6-7 – Envoltória de Esforços – PE – Sobrecarga.....	80
Tabela 6-8 – Envoltória de Esforços – PA – Sobrecarga .....	80
Tabela 6-9 – Envoltória de Esforços – PE – Amarração .....	82
Tabela 6-10 – Envoltória de Esforços – PA – Amarração .....	82
Tabela 6-11 – Resumo da Envoltória de Esforços – ELS – PE.....	83
Tabela 6-12 – Resumo da Envoltória de Esforços – ELS – PA .....	83
Tabela 6-13 – Deslocamentos – Corrente X <sup>+</sup> .....	86
Tabela 6-14 – Deslocamentos – Retração .....	89
Tabela 6-15– Deslocamentos – Amarração.....	90
Tabela 6-16 – Envoltória de Deslocamentos – ELS.....	93
Tabela 6-17 – Saída Section Cut – Corrente .....	105
Tabela 6-18 – Saída Section Cut – Amarração.....	109
Tabela 10-1 – Envoltória de Esforços no Topo das Estacas – ELS – PE.....	120
Tabela 10-2 – Envoltória de Esforços no Topo das Estacas – ELS – PA .....	125

# INTRODUÇÃO

---

O Brasil possui hoje um sistema de portos considerado defasado por especialistas. O setor tem recebido grandes investimentos e o número de projetos de novos portos e de renovação e adequação de portos existentes voltou a crescer.

A construção de estruturas portuárias envolve uma tecnologia diferenciada no ramo da Engenharia Civil. São projetos de grande complexidade, multidisciplinares, que lançam desafios para projetistas e construtores. Nesse sentido, é importante destacar a necessidade de verificação das etapas construtivas com igual dedicação quanto que a fase final de operação.

Cada porto, porém, apresenta suas particularidades. Além das condições de operação (tipos de navios, equipamentos e cargas movimentadas) a que se destina, a concepção do projeto é diretamente influenciada pela metodologia construtiva, pelas condições de abrigo, do terreno e da batimetria do local.

A metodologia construtiva pode ser via terra, com utilização de “Canti-Traveler”, ou via mar, através de balsas e flutuantes. Utilizam-se elementos estruturais e fôrmas pré-moldadas, de modo a se evitar ao máximo concretagens “in loco”, escoramentos e fôrmas, ganhando-se, assim, velocidade e segurança na execução.

A urgência da renovação da infraestrutura brasileira traz cronogramas com prazos cada vez mais exíguos, o que requer, por vezes, adoção de novos métodos construtivos ou novas concepções de projeto.

Este foi o caso do Píer IV da VALE, localizado em São Luís, no Estado do Maranhão, que serviu de motivação para este trabalho. Além da necessidade de rapidez de execução, na presente obra a execução de estacas inclinadas representou um complicador. Desse modo, foi adotado um estaqueamento composto somente de estacas verticais. Este esquema é pouco usual, já que as ações são horizontais, na presente estrutura, são de grande magnitude.



## **1.1. Objetivo**

O presente trabalho tem por objetivo apresentar um estudo comparativo do comportamento de duas estruturas portuárias, com a mesma superestrutura e sujeitas às mesmas cargas, mas com tipos distintos de estaqueamento: projeto executado (PE), no qual foram empregadas apenas estacas verticais; e, projeto alternativo (PA), no qual é empregado um estaqueamento misto, composto de estacas verticais e inclinadas.

Como objetivo é a comparação de comportamento e não o desenvolvimento de projeto executivo completo, as estruturas são analisadas apenas para condições de serviço. Para tanto, são desenvolvidos modelos numéricos de análise elástica e suas respostas e resultados comentados e comparados.

## **1.2. Organização do Trabalho**

O conteúdo do trabalho está apresentado nos seis capítulos descritos a seguir.

O capítulo 2 traz uma noção dos conceitos básicos de projetos de portos.

No capítulo 3 é apresentado o complexo portuário no qual a estrutura do dolfin estudado se insere.

No capítulo 4 são apresentadas as características dos projetos - materiais, fôrmas e os dois esquemas de estaqueamento.

No capítulo 5 são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos na plataforma SAP2000. Além da concepção dos elementos estruturais, são apresentadas as ações nas estruturas e como estas se traduzem em cargas aplicadas aos modelos.

No capítulo 6 são apresentados, comentados e comparados os resultados obtidos nas análises elásticas – esforços nas estacas, deslocamentos da superestrutura, esforços nos blocos e tensões nas lajes.

No capítulo 7 está a conclusão do trabalho.

## CONCEITOS GERAIS DE PORTOS

---

É fundamental introduzir alguns conceitos gerais e básicos de projetos de portos para uma melhor compreensão das análises das estruturas portuárias, tema do presente trabalho.

A concepção de um complexo portuário, segundo ALFREDINI (2013), está ligada diretamente a cinco características essenciais: abrigo, profundidade, acessos, área de retroporto, e impactos ambientais.

Além das influências naturais na estrutura portuária, é preciso avaliar as condições de operação do porto. Estas estão diretamente ligadas ao tipo de utilização para a qual o porto é projetado e envolvem diversos aspectos, como: características dos navios (p.e.: largura, comprimento, calado, etc.), tipo de carga (containers, granel, etc.), equipamentos a serem utilizados na operação (p.e.: guindastes, carregadores de navios, etc.), entre outros.

Dessa maneira, é imperativo realizar estudos detalhados da área onde o porto será implantado, abrangendo os temas relacionados - abrigo, acessos e impactos ambientais. Tais estudos determinam as premissas para construção e operação do porto, são elas:

- Abrigo: condição primordial de proteção das embarcações contra as ações de corrente, ondas e ventos. O projeto deve ser definido de modo a se buscar esforços mínimos de atracação e amarração durante a operação e que permita uma acostagem segura.
- Profundidade: está diretamente ligada às dimensões dos navios e à profundidade da lâmina d'água, garantindo o calado mínimo de operação.
- Acessos: fazem parte da logística portuária para prover eficiente acesso de cargas e passageiros à área do complexo e permitindo a implantação da infraestrutura necessária às operações portuárias.
- Área de Retroporto: é a área do complexo portuário onde estão armazenadas as cargas e onde estão localizados os edifícios de administração portuária e de recepção de passageiros.

- Impactos Ambientais: devem ser feitos estudos, multidisciplinares, de impacto ambiental para serem avaliadas as alterações físicas, biológicas e socioeconômicas geradas pela implantação do porto, de modo a se obter as licenças governamentais necessárias.

O projeto final de uma obra portuária envolve várias áreas da engenharia.

- Engenharia Hidráulica Marítima e Fluvial – estudo das ações hidrodinâmicas de ondas e correntes sobre as estruturas;
- Engenharia Geotécnica e Mecânica dos Solos – avaliação dos parâmetros do solo, cálculo das fundações e, para os portos junto às costas, a verificação de taludes, cargas de empuxo e estabilidade global;
- Engenharia de Estruturas – determinação das solicitações nas estruturas e dimensionamento das mesmas.

Além das questões diretamente ligadas à construção do porto, são necessários também conhecimentos gerais de: logística e operação portuária, equipamentos, princípios de navegação e legislação ambiental.

Após os estudos preliminares e, já, considerando a ação conjunta das diversas áreas envolvidas no projeto, é lançado um arranjo que vise otimizar a operação do complexo portuário.

Dois tipos de estruturas portuárias são muito usados. No primeiro, a linha de atracação está junto à costa e o cais recebe os esforços de atracação e amarração. Nesse caso, apresentam-se condições para que o navio tenha profundidade para operar, conforme figuras 2.1 e 2.3. O Porto do Rio de Janeiro é um exemplo deste tipo de construção. Outro tipo de estrutura portuária é aquela em que o cais está distante da costa (figuras 2.2 e 2.4) e seu acesso, por terra, é feito através de uma ponte. Essa solução é aplicada onde não é possível se atingir, junto à costa, o calado operacional para o navio e a realização de dragagem é técnica e/ou financeiramente inviável, como é o caso do Terminal da VALE em São Luís.

Em ambos os tipos de estruturas é possível variar o tipo de estaqueamento a ser utilizado. Podem ser utilizadas soluções com estaqueamento misto, isto é, estacas verticais e inclinadas (figuras 2.1-direita e 2.2-centro) ou soluções com um tipo só de

estaqueamento, ou só com estacas verticais ou só com estacas inclinadas (figuras 2.1-esquerda, 2.2-esquerda e 2.2-direita).

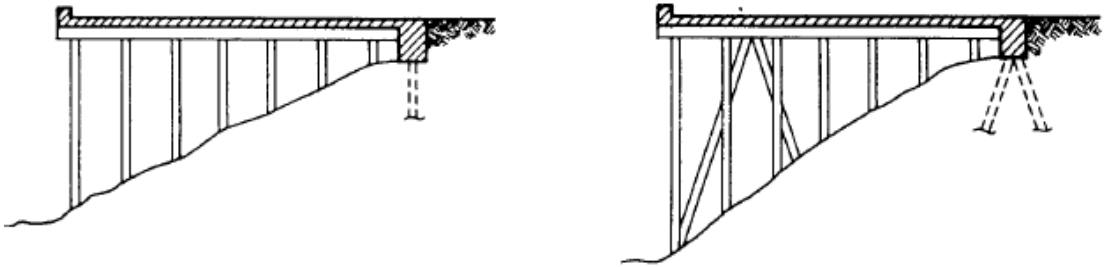


Figura 2-1 – Seção Transversal de Píer Junto à Costa variando o Estaqueamento: Estacas Verticais somente (esquerda); e Estacas Verticais e Inclinadas (direita)–

[MILITARY HANDBOOK].

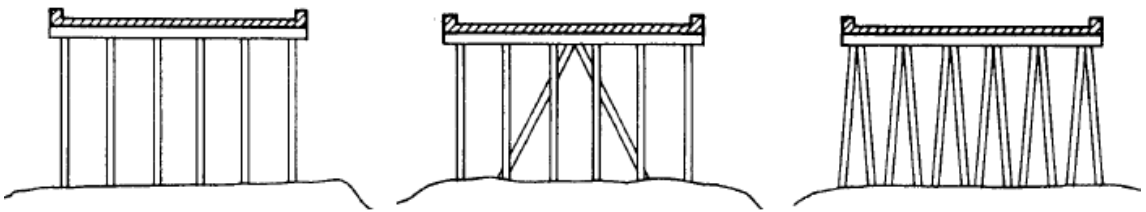


Figura 2-2 – Seção Transversal de Píer Afastado da Costa variando o Estaqueamento: Estacas Verticais somente (esquerda); Estacas Verticais e Inclinadas (centro); e Estacas Inclinadas somente (direita) – [MILITARY HANDBOOK].

Outro fator a ser considerado no arranjo portuário é a absorção das cargas de amarração e/ou atracação. A instalação dos dispositivos e equipamentos responsáveis pela absorção dessas cargas – guinchos, ganchos de desengate rápido (também denominados “gatos”) e/ou defensas – pode ser feita de duas formas: na própria estrutura de operação (figura 2.3); ou, através da construção de dolphins, estruturas independentes, isoladas da principal, de modo a não transmitir os esforços provocados por essas cargas (figura 2.5).

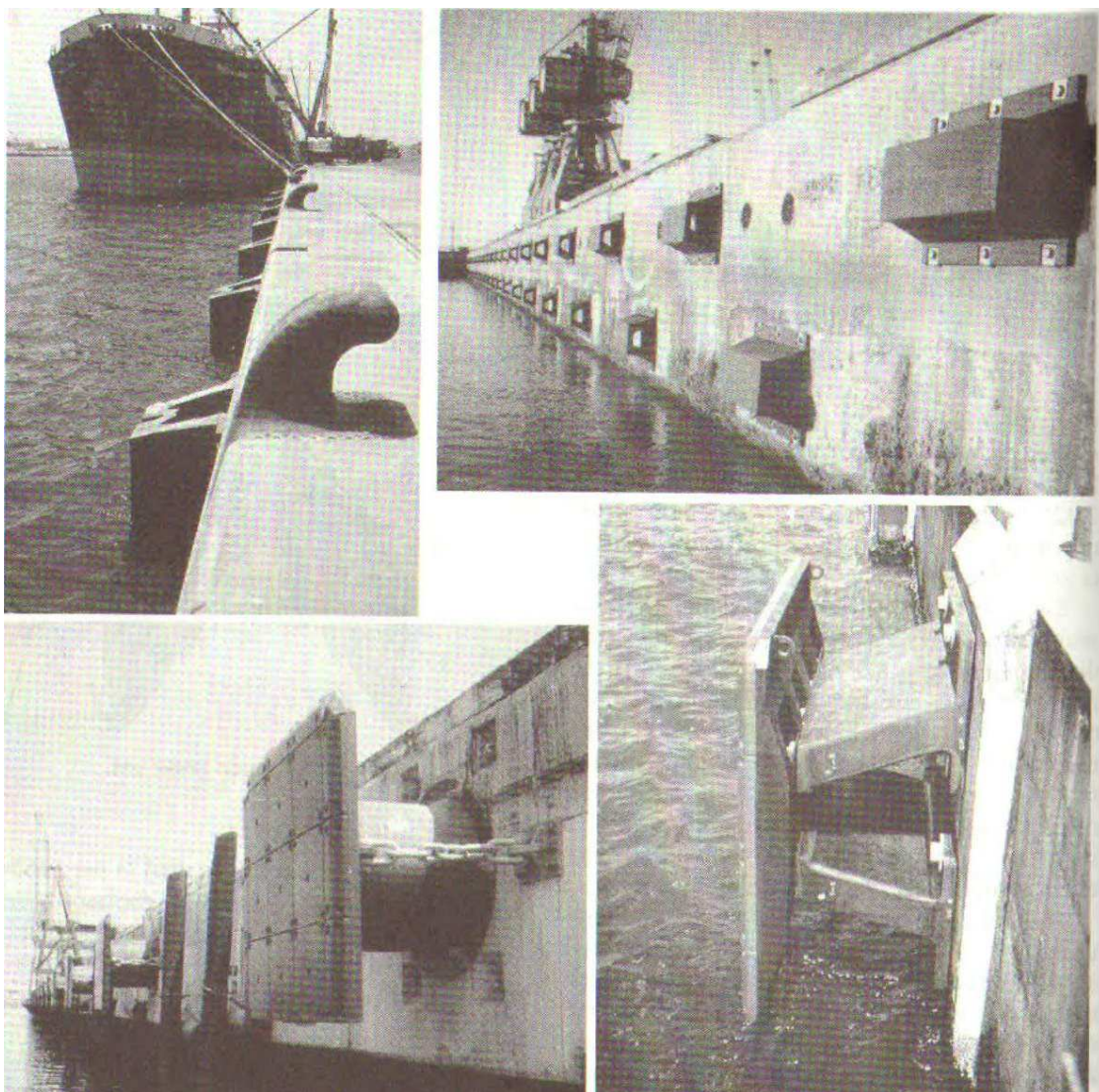


Figura 2-3– Linha de Atracação de Navio junto ao Cais: Defensas e Amarras (superior esquerda); Guindastes e Defensas (superior direita); Tipos de Defensas (inferiores)

[TSINKER, 2004]



Figura 2-4– Linha de Atracação de Navio junto ao Cais: Defensas e Amarras – Projeto Tipo Travelling [TSINKER, 2004]

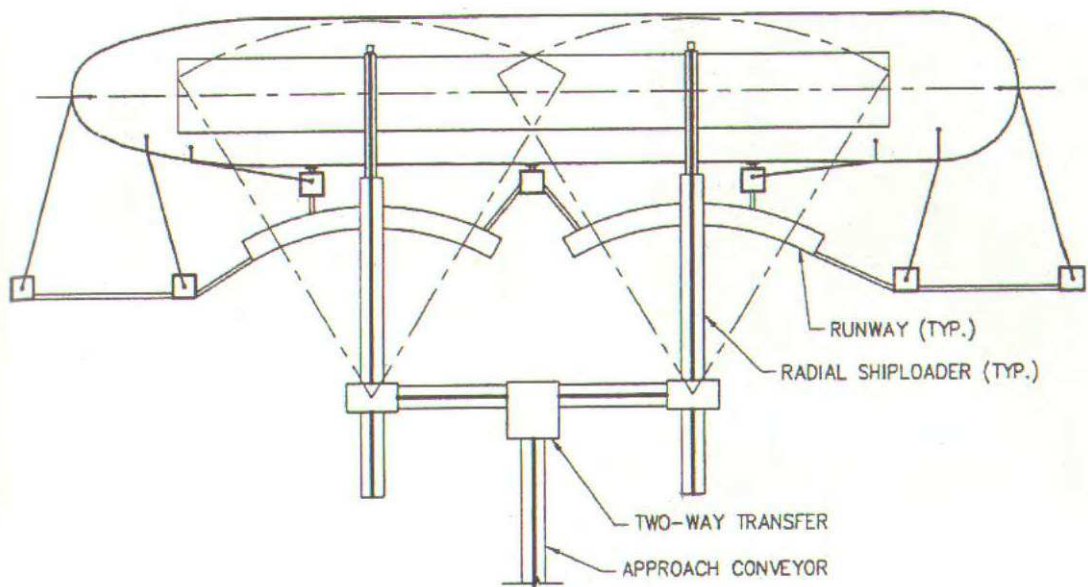


Figura 2-5– Linha de Atracação de Navio separada do Cais: Defensas e Amarras posicionadas em Dolphins – Projeto Tipo Dual-Quadrante [TSINKER, 2004]

## 2.1. Estudo das Ações nas Estruturas Portuárias

Após a análise das premissas anteriormente citadas na estrutura portuária e determinada a modalidade para a qual se destina o porto, o engenheiro estrutural precisa traduzir os pontos acima discutidos em cargas aplicadas na estrutura. Essas cargas são determinadas pela Norma Brasileira NBR 9782/1987 e devem ser consideradas nos projetos de estruturas portuárias.

As ações consideradas em obras portuárias são:

- Carga Permanente;
- Carga Variável;
- Correntes e ondas;
- Ventos.

No presente tema a ser analisado, as principais solicitações na estrutura são as cargas horizontais provenientes de: amarração e/ou atracação, corrente, onda e vento. A carga de amarração será estudada com mais afinco, já que, no presente trabalho, são estudadas as respostas em um dolfim construído para absorver essas cargas.

### 2.1.1. Carga Permanente

São denominadas cargas e/ou sobrecargas permanentes de uma estrutura: o peso próprio e de todo elemento incorporado à estrutura de modo permanente, como, por exemplo: pavimentação, edificação de apoio, pipe-rack, correia transportadora, postes de iluminação, elementos protendidos e outros. De acordo com a NBR8681, os carregamentos acima citados ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A retração também é uma solicitação permanente por deformação imposta.

### 2.1.2. Carga Variável

São denominadas cargas variáveis aquelas que atuam na estrutura em função de seu uso. Essas cargas, em um porto, podem ser devidas aos equipamentos de operação (guindastes, carregadores de navio, empilhadeiras, veículos, ferrovias, etc..) ou,

também, provenientes das cargas manipuladas no porto (granéis, cargas gerais, contêineres, etc..).

Dentro do grupo de cargas variáveis, que podem ser cargas verticais ou horizontais, estão as cargas decorrentes da atracação e amarração do navio, consideradas umas das principais no projeto estrutural.

As cargas provenientes de amarração e atracação estão diretamente ligadas à capacidade do navio, representada através da indicação tonelada porte bruto (tpb), ou seja, o peso total variável que o navio é capaz de embarcar em segurança. A totalidade do peso variável que um navio é capaz de embarcar, que inclui portanto o porte útil (pesos da carga e dos passageiros) mais o somatório dos pesos do combustível, da água potável, da água das caldeiras, da água sanitárias, dos alimentos, dos consumíveis, da tripulação e dos restantes materiais que seja necessário embarcar para a operação do navio.

Como o presente estudo é direcionado a um dolfim de amarração, será descrito apenas superficialmente, o caso da atracação.

#### 2.1.2.1. *Estudo de Atracação*

Os esforços de atracação ou acostagem são determinados pelo impacto das embarcações por ocasião da atracação, que não ocorre diretamente com a estrutura do porto e, sim, com as defensas. Exemplos de estruturas de atracação com a presença de defensas estão ilustrados na figura 2.1.

A defesa tem a função de absorver a energia cinética despendida no momento da atracação e transmissão da força resultante à estrutura. Além disso, a defesa não deve causar danos aos cascos dos navios e impedir o contato direto do navio com a estrutura (ver figura 2.6).

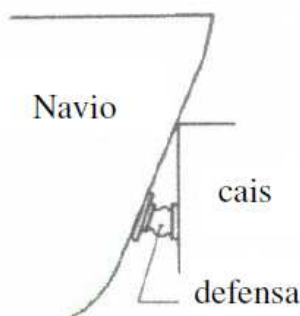




Figura2-6– Exemplo de Contato entre Navio e Estrutura [BRIDGESTONE CATALOGUE]

2.1.2.2. *Estudo de Amarração*

Como o estudo desenvolvido se refere a uma estrutura de amarração de navios e embarcações, será feita uma explanação mais detida sobre as cargas atuantes na amarração.

As cargas atuantes nas amarras dos navios são provenientes dos seis graus de liberdade que um navio completamente livre possui. São eles:

Translação:

- surge, deslocamento segundo o eixo X do navio (longitudinal);
- sway, deslocamento segundo o eixo Y do navio (transversal);
- heave, deslocamento segundo o eixo Z do navio (vertical);

Rotação:

- roll, rotação segundo o eixo X (balanço);
- pitch, rotação segundo o eixo Y (caturro);
- yaw, rotação segundo o eixo Z (cabeceio).

Na figura 2.7, é apresentado um esquema com a indicação dos eixos de referência e a nomenclatura dos movimentos descritos.

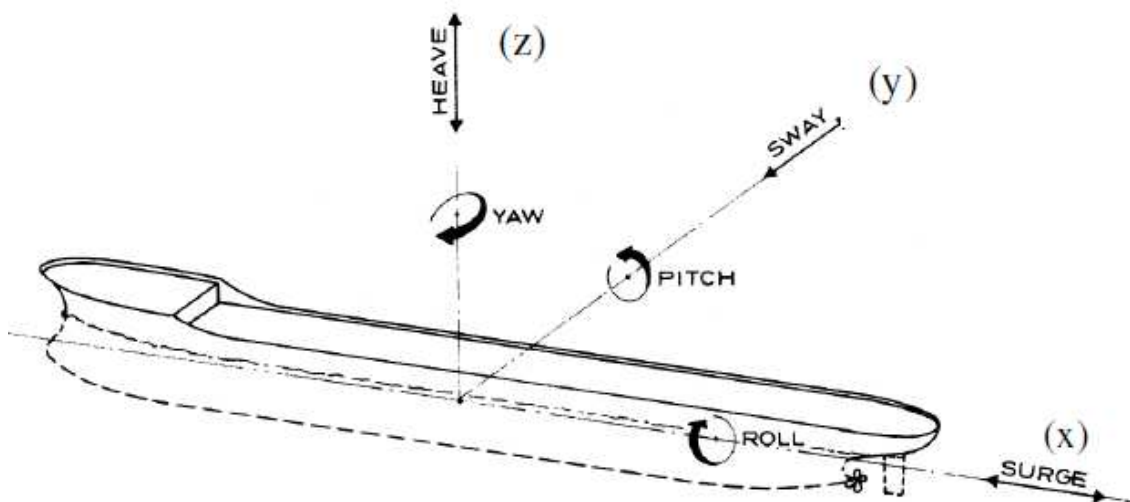


Figura 2-7 – Graus de Liberdade do Navio [MASON, 1978]

Os deslocamentos citados devem ser contidos pelo sistema de amarração, de maneira a eliminar ou limitar os movimentos, principalmente o surge, sway e yaw. A função deste sistema é manter a embarcação atracada com segurança no berço, de modo a permitir a operação de movimentação de carga dentro dos limites operacionais toleráveis.

Para conter os deslocamentos, existem três tipos de cabos:

- 1) lançantes: com a finalidade de conter os deslocamentos longitudinais;
- 2) transversais: com a finalidade de conter os deslocamentos transversais;
- 3) “springs”: complementam os lançantes e os transversais.

Para determinação dos esforços atuantes nos cabos de amarras utilizados nos dolphins, são feitos estudos, em modelos reduzidos, com variação de vento, corrente e maré. Esses estudos visam chegar aos esforços máximos atuantes nos cabos, de modo a ser obtida a situação mais desfavorável para o dimensionamento da estrutura.

Nas figuras 2.8 e 2.9, são apresentados esquemas com duas situações distintas de amarração. A primeira ilustra um sistema portuário em cais, onde os esforços de amarração são transmitidos à estrutura do mesmo. A segunda figura ilustra a situação de um porto construído com dolphins, criados para não transmitir esses esforços diretamente ao cais ou plataforma de operação. Nessas figuras, estão representados os cabos de amarração, numerados conforme as definições acima.

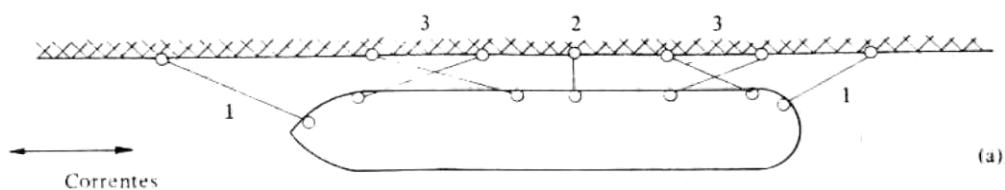


Figura 2-8 – Esquema de Amarração de um Navio: Cais [MASON, 1978]

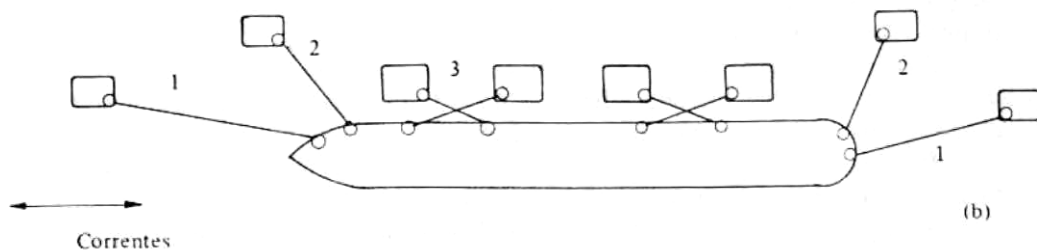


Figura 2-9– Esquema de Amarração de um Navio em Dolphins [MASON, 1978]

Os sistemas de amarração, instalados na estrutura, são compostos por: guinchos, ganchos de desengate rápido – “gatos” (figuras 2.10 a 2.12) ou cabeços de amarração (figura 2.13). Os ganchos de desengate rápido são equipamentos de amarração com sistemas eletrônicos que monitoram as tensões nas amarras. No caso de tensões elevadas, as amarras são liberadas à distância, de modo a não oferecer riscos ao operador, ao porto e nem às embarcações.

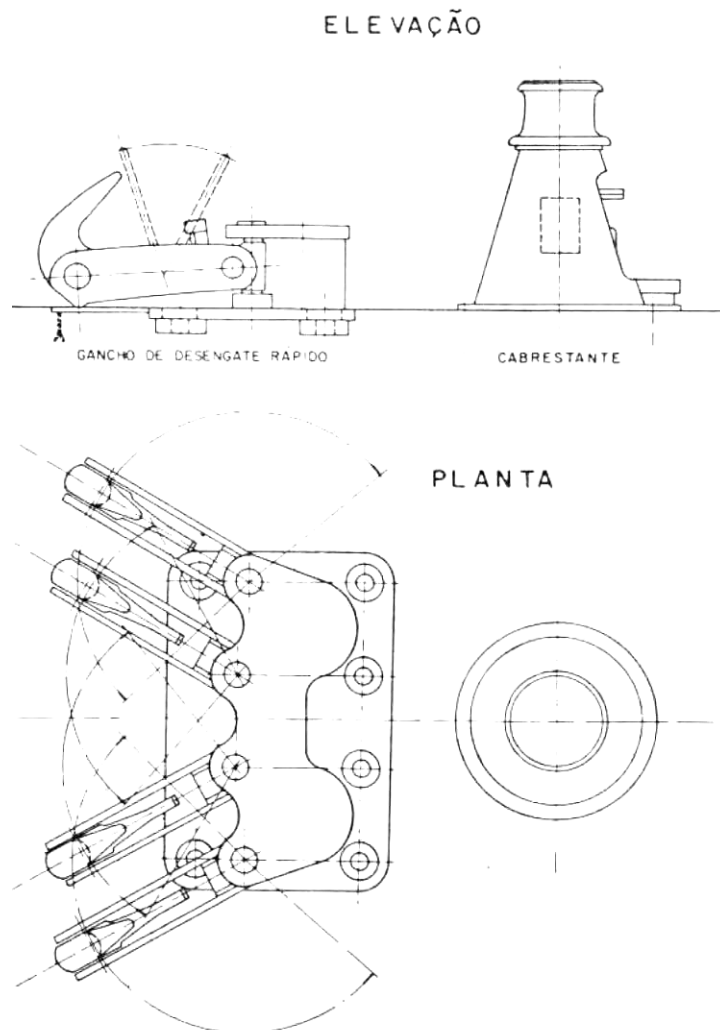


Figura2-10– Gancho de Desengate Rápido: Elevação (superior) e Planta [MASON, 1978].



Figura 2-11 – Equipamentos de Amarração Instalados no Dolfim D7 e D8 – Guinchos e Gatos.



Figura 2-12– Equipamentos de Amarração Instalados no Dolfim D7 e D8 – Guinchos e Gatos.

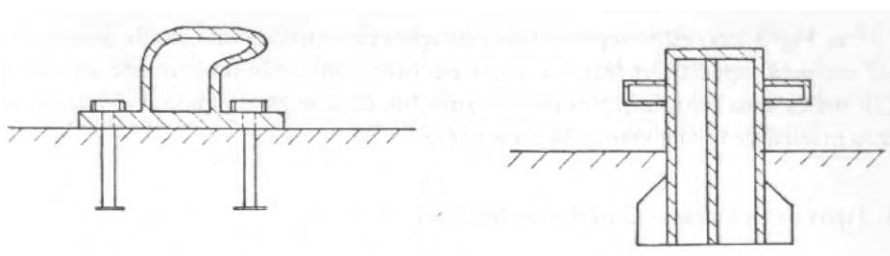


Figura 2-13 – Cabeço de Amarração [MASON, 1978].

Vale ressaltar, segundo ALFREDINI (2013), que, de acordo com a NBR9782/1987, os equipamentos de amarração de qualquer tipo devem ter dimensionamento estrutural compatível com os esforços de amarração, bem como deve ser verificada sua segurança ao arrancamento. Quanto ao arrancamento, devem ser dimensionados com coeficiente de segurança menor que o adotado no dimensionamento da estrutura, de forma a permitir que, em caso de rompimento, não danifiquem a estrutura.

Ainda, segundo ALFREDINI (2013), a eficácia de uma linha de amarração depende do ângulo com a vertical, que a linha forma com o dolfim, e, do ângulo horizontal, que a amarra forma com linha de atracação. Quanto mais angulada for a orientação na vertical, menos efetiva fica a linha para resistir ao esforço horizontal. Da mesma forma, quanto maior o ângulo horizontal com a linha de atracação, menos efetiva a restrição do cabo ao esforço longitudinal e mais efetivo para o transversal.

#### *2.1.3. Correntes e Ondas*

As cargas devidas às ações das correntes e ondas na estrutura são obtidas a partir de dados medidos no local de implantação do porto. No caso da corrente, é medida a velocidade da corrente, que depois é transformada em uma carga a ser aplicada à estrutura. Para a ação das ondas, devem ser fornecidos os seguintes dados: direção, período, altura significativa e altura máxima da onda.

#### *2.1.4. Ventos*

A ação do vento em uma estrutura portuária é considerada segundo os seguintes enfoques: o primeiro, quando o vento atua sobre as embarcações, gerando esforços de amarração; o segundo, os esforços de vento são transmitidos à estrutura a partir das resultantes atuantes na base dos equipamentos instalados (Carregadores de Navios, Transportadores de Correia, entre outros) - forças horizontais e verticais; e, por último, a ação do vento direto na própria estrutura.

## CARACTERÍSTICAS DO TRABALHO

---

O presente trabalho analisa o comportamento de uma estrutura portuária para duas soluções de infraestrutura – uma, com estaqueamento totalmente vertical e outra, com solução mista, com estacas verticais e inclinadas. Foi escolhido como exemplo de estudo o dolfim de amarração do complexo portuário de São Luís – MA, projetado para a empresa VALE. A seguir, são apresentados o complexo portuário, onde esse dolfim se insere, e o histórico do projeto que motivou esse estudo.

### 3.1. Complexo Portuário de São Luís

A origem do presente trabalho é o projeto do Píer IV de Ponta da Madeira desenvolvido para a empresa VALE, com sua obra localizada em São Luís – MA. Esse projeto tem o objetivo de aumentar a capacidade produtiva do complexo portuário, composto pelos Píeres I e III, visando ampliar o volume de minério a ser exportado, através da construção de novos berços de atracação para carregar os navios. As figuras 3.1 e 3.2 apresentam a localização geográfica e uma imagem aérea do Complexo Portuário da VALE de Ponta da Madeira em São Luís – MA em sua situação atual.



Figura 3-1 – Foto Aérea do Google Earth do Complexo Portuário de São Luís, MA.

O Píer IV terá capacidade de receber dois navios simultaneamente em seus berços, denominados Berço Sul e Berço Norte. O primeiro foi entregue em dezembro de 2012 e o Berço Norte está previsto para ser entregue em 2017.

Ambos os berços têm capacidade de receber e carregar navios transportadores de granéis sólidos (minério), sendo o de maior capacidade denominado VALEMAX com 400.000 tpb (tonelada porte buto). É importante ressaltar que a classe de navio VALEMAX foi projetado e construído especialmente para a VALE e é, até a presente data, o maior navio já construído em termos de capacidade e dimensões. Em função disso, poucos portos tem capacidade de atracar esses navios e, no Brasil, o Píer IV foi o primeiro construído especialmente para o mesmo.



Figura 3-2 – Foto Aérea do Complexo Portuário de São Luís.

Uma projeção da configuração final do projeto do Píer IV está apresentada na figura 3.3. A esquerda da figura, está esquematizado o Berço Sul, enquanto que, a direita, aparece uma estimativa de como o Berço Norte deverá ficar.

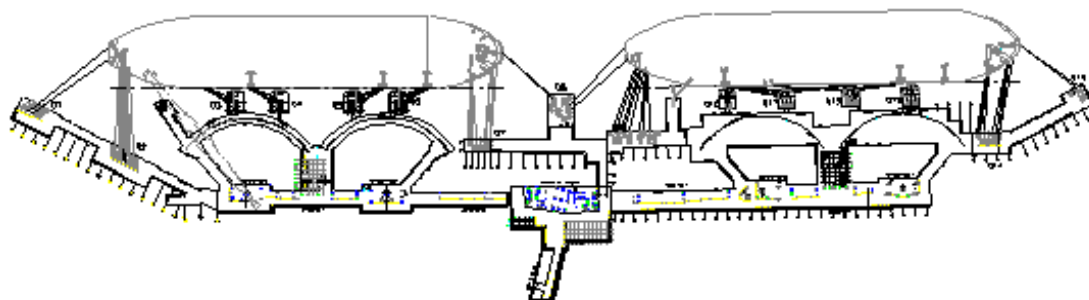


Figura 3-3– Planta Chave do Projeto do Píer IV da VALE (configuração final prevista para 2017) [VGARAMBONE, 2012].

A operação do complexo é caracterizada pelo lançamento de minério nos porões dos navios através de estruturas metálicas denominadas Carregadores de Navios (CN's), que se apoiam sobre estruturas indeslocáveis, denominadas Plataformas dos Pivot's. Essas podem ser consideradas as estruturas principais do complexo, uma vez que recebem os CN's e a subestação de controle dos equipamentos.

O minério extraído nas minas da Serra de Carajás no Pará é levado de trem até São Luís – MA, onde é depositado na retro área do porto, para ser transportado nos transportadores de correia sobre a Ponte de Acesso para, finalmente, ser distribuído na Plataforma de Operações para os Carregadores de Navios.

As imagens, nas figuras 3.4 e 3.5, que foram feitas no início do segundo semestre de 2013, dão uma visão geral das estruturas descritas anteriormente. Mostram o Berço Sul já em operação e as obras do Berço Norte em andamento.



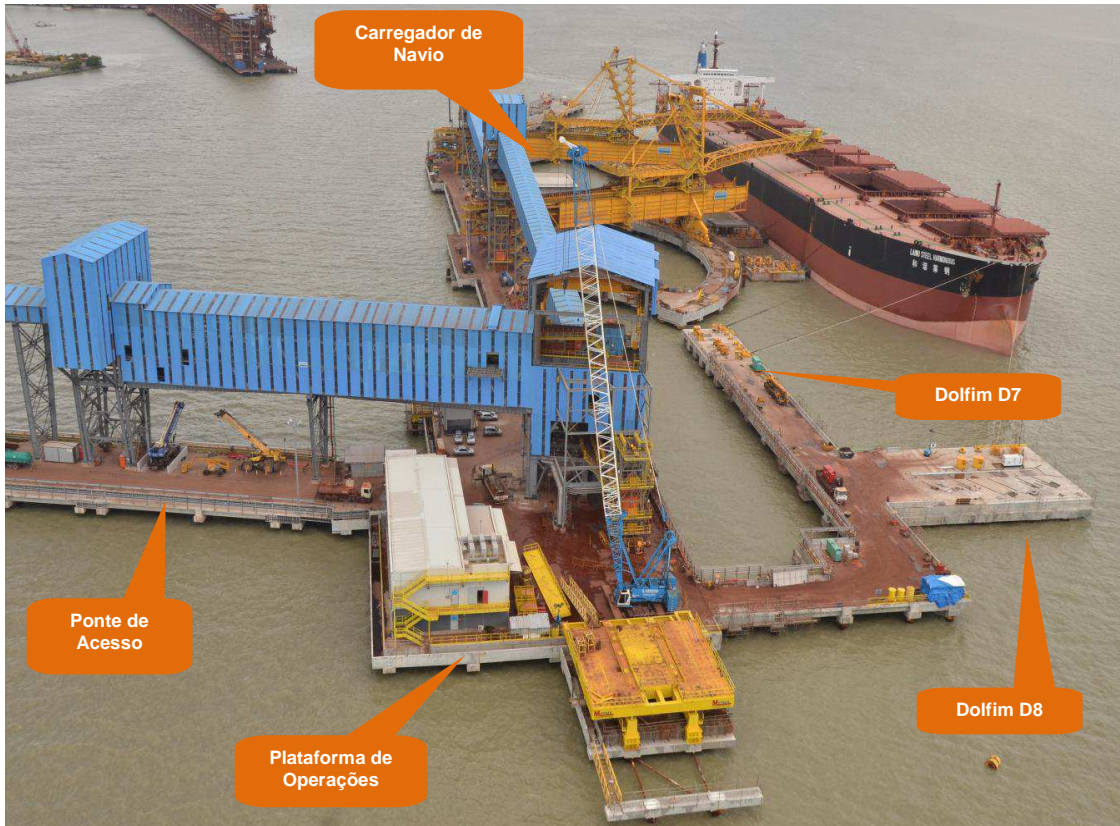


Figura 3-4 – Foto Aérea da Obra em 2013.

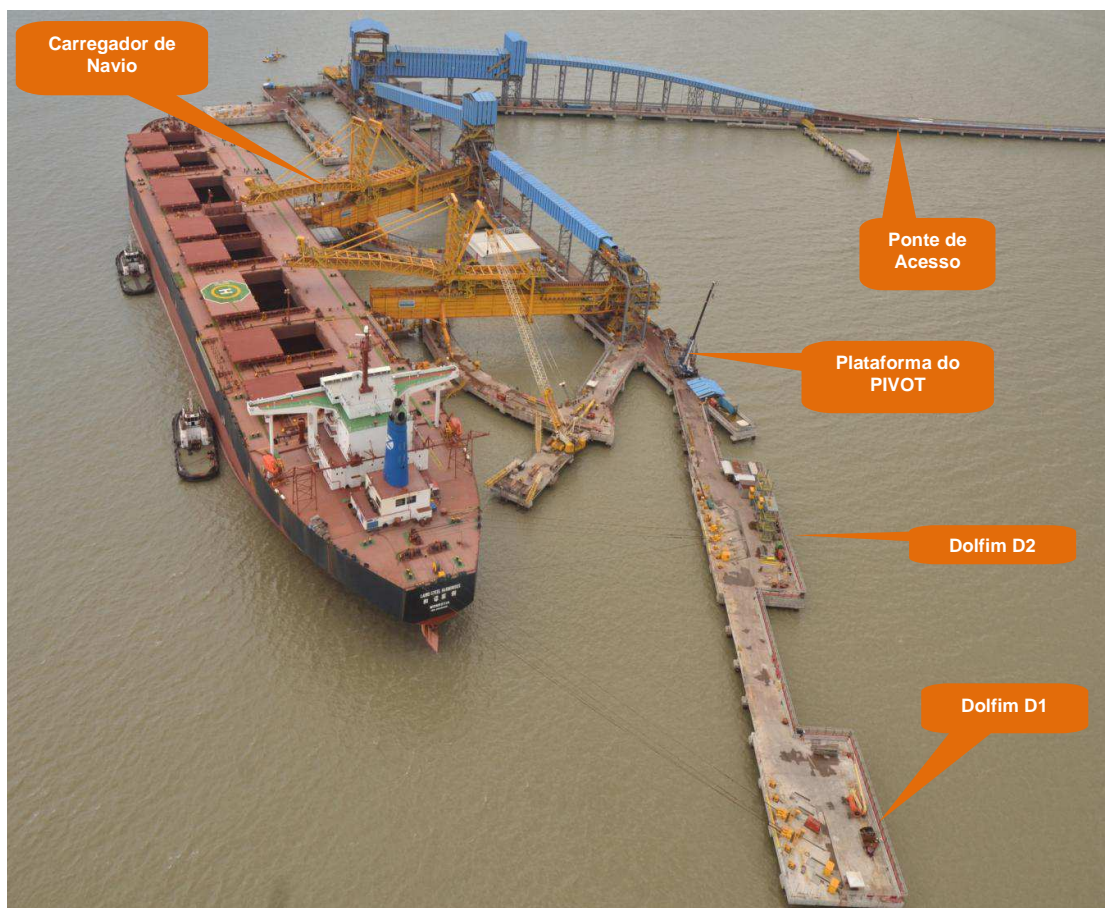


Figura 3-5 – Foto Aérea da Obra em 2013.

As estruturas construídas para receber as cargas de amarração (dolphins D1, D2, D7 e D8) e de atracação (D3 a D6) provenientes dos navios são independentes das estruturas de operação do carregamento do mesmo. Para isso, foram construídos dolphins totalmente independentes das estruturas principais, estando esses conectados as demais através de pontes de acesso ou de passarelas.

O projeto e construção da presente obra apresentou uma complexidade muito grande, visto que, no local, várias condicionantes estão presentes, como:

- Ausência de condição de abrigo;
- Variação de maré da ordem de 7,0m;
- Dificuldade de execução de sondagens e, conseqüentemente, poucas informações geotécnicas;
- Utilização de mais uma metodologia construtiva;
- Montagem dos equipamentos (CN's) durante a construção.

A figura 3.6 apresenta utilização de mais de uma metodologia construtiva simultaneamente na obra, o que representa mais de uma frente de serviço na obra. Na construção do Berço Sul foram utilizados os seguintes equipamentos: “Jack-Up’s”, Canti-Traveller e Canti-Gabarito. A seguir são apresentadas as características de cada um deles.

A “Jack-Up” é uma plataforma auto-elevatória, ou seja, é uma plataforma móvel com três ou quatro pernas nas extremidades que, quando em operação, são macaqueadas de modo a se apoiarem diretamente sobre o solo e elevar a plataforma de trabalho. Desse modo são criadas condições estáveis de trabalho em alto mar. Sobre essa plataforma fica um guindaste responsável pela cravação das estacas e movimentação de peças e equipamentos, que são levados até as “Jack-Up’s” por balsas flutuantes.

O “Canti-Traveller” é um equipamento constituído por um par de vigas e guias metálicas, que se apoiam sobre estacas já executadas sobre as quais se desloca uma plataforma metálica móvel. Essa plataforma suporta os guindastes e equipamentos auxiliares utilizados nas diversas tarefas possíveis: cravação de estacas; colocação de armaduras; movimentação de pré-moldados, entre outros. As guias metálicas servem de gabarito para cravação das estacas dos vãos subsequentes, sendo a extensão do vão diretamente relacionada à capacidade do guindaste.

O “Canti-Gabarito” é uma adaptação da metodologia de Canti-Traveller, onde são utilizadas as guias de cravação das estacas do primeiro e, nesse caso, o guindaste se apoia em uma estrutura da própria obra já consolidada capaz de absorver os esforços e cargas transmitidos pelo mesmo. Esse tipo de execução de estacas permite uma variação dos vãos a serem vencidos, estando novamente relacionados à capacidade dos guindastes que executarão essa atividade.

Esses equipamentos afastam as incertezas inerentes às obras off-shore, no que se refere às correntes e, especialmente, às ondas, sendo imperativo o seu emprego nas obras que atravessam o trecho de arrebentação.



Figura 3-6– Foto Aérea da Obra em 2011 – Metodologias Executivas.

No presente trabalho, são utilizados como estudo de caso os dolfinos D7 e D8 do Píer IV, onde serão estudados os principais efeitos de cargas horizontais sobre um dolfin de amarração. Desse modo, são analisadas e comparadas duas soluções de estaqueamento, uma só com estacas verticais e outra mista, com estacas inclinadas e verticais. Para melhor identificação dos dolfinos é mantida a designação D7 e D8, do projeto original.

### 3.2. Histórico do Projeto

Inicialmente foi desenvolvido um Projeto Básico (PB) em que os dolfinos estariam isolados entre si e não conectados diretamente às plataformas de carregamento dos navios, para que não fossem transmitidos esforços para as demais estruturas.

Desse modo, o acesso aos dolfinos seria feito através de passarelas com liberdade de movimento relativo, o que garantiria a independência entre as estruturas. Sua construção seria realizada com as balsas flutuantes e as “Jack-Up’s” e sua construção se daria toda moldada no local.

Os dolfinos seriam compostos por estruturas maciças de 1,70m de altura sobre estacas inclinadas de 1,50m de diâmetro. As características e estaqueamento do dolfin D7 estão apresentadas nas plantas nas figuras 3.7 e 3.8 e as do dolfin D8, nas figuras

3.9 e 3.10. Nestas aparecem, também, a localização de equipamentos (ganchos de desengate rápido – “gatos” e guinchos) sobre cada um.

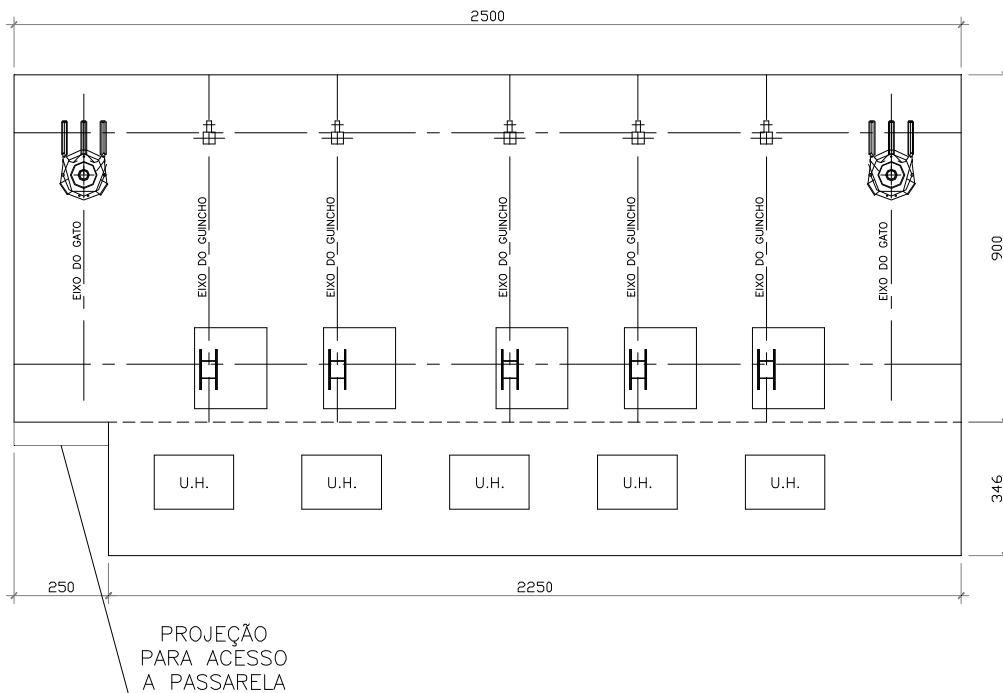


Figura 3-7– Arranjo de Equipamentos – Dolfim de Amarração – D7 – Projeto Básico [VGARAMBONE, 2012].

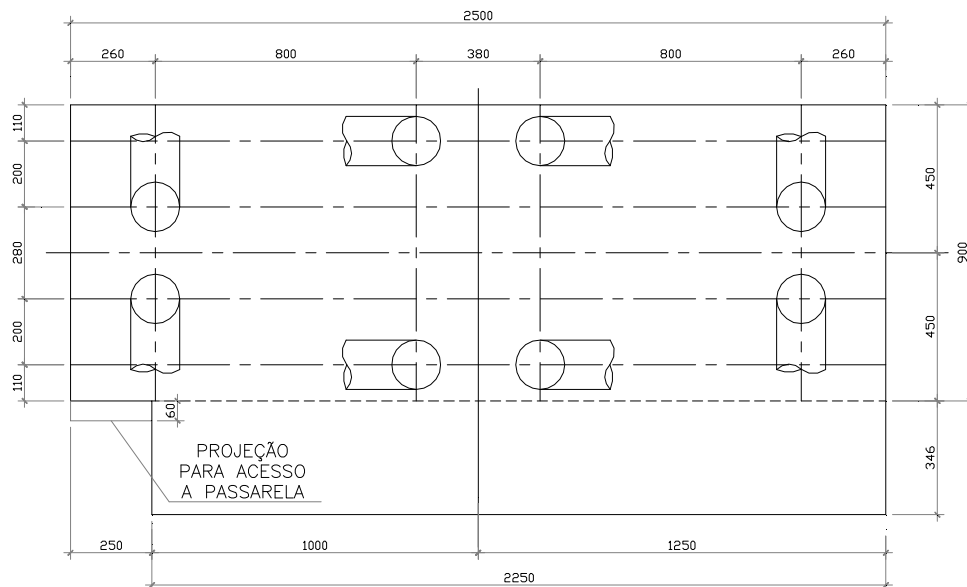


Figura 3-8– Locação de Estacas – Dolfim de Amarração – D7 – Projeto Básico [VGARAMBONE, 2012].

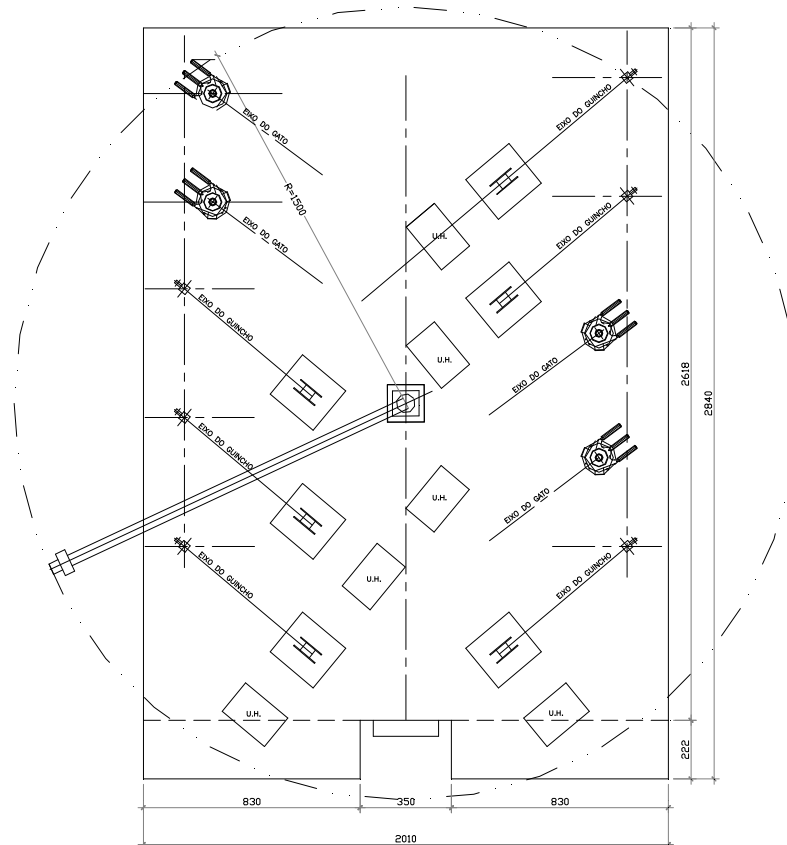


Figura 3-9 – Arranjo de Equipamentos – Dolfim de Amarração – D8 – Projeto Básico  
 [VGARAMBONE, 2012].

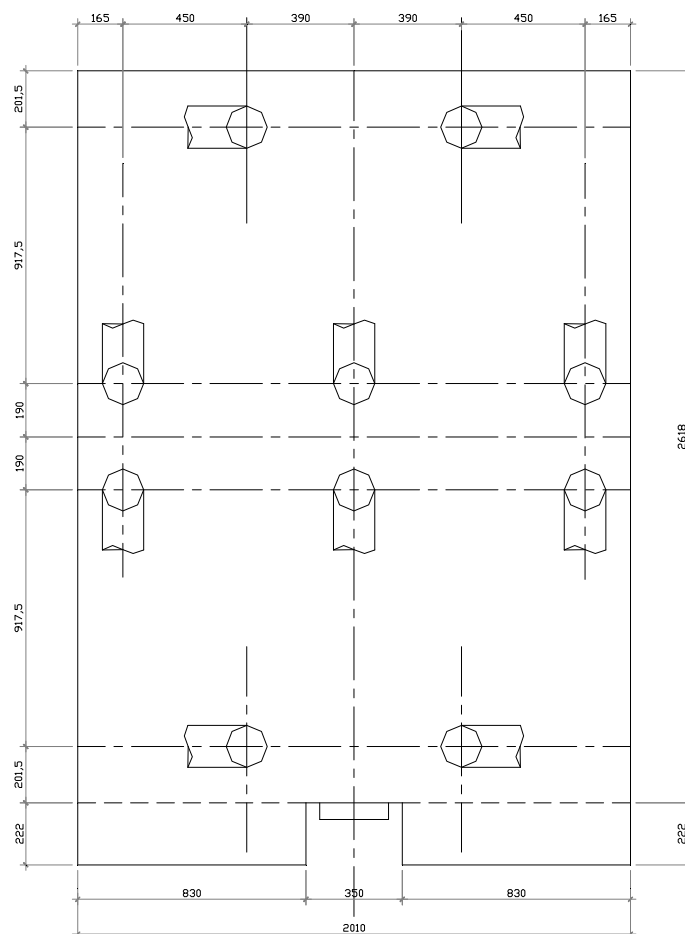


Figura 3-10– Locação de Estacas – Dolfim de Amarração – D8 – Projeto Básico [VGARAMBONE, 2012].

Com o objetivo de acelerar a obra, a construtora alterou a metodologia construtiva e solicitou junto à VALE que o projeto básico fosse modificado. Passou-se a utilizar a metodologia Canti-Gabarito com guindaste sobre esteiras partindo da plataforma de operações e a guia do “canti-traveller”. Desse modo, as passarelas foram substituídas por uma ponte de acesso com capacidade estrutural para absorver as cargas provenientes da fase construtiva e com largura suficiente para o trânsito dos equipamentos.

Foi cogitado, na época da alteração acima citada, a implementação da solução de estaqueamento misto, com estacas inclinadas de diâmetro de 150 cm e verticais de diâmetro de 120 cm. Porém, essa proposta não foi adiante devido ao curto prazo para a entrega da obra e as dificuldades que a execução da cravação de estacas inclinadas poderiam apresentar.

Essas dificuldades podem ser exemplificadas, dentre outras, como:

- 1) Possíveis danos aos equipamentos de perfuração do pino em rocha (empenamento do mesmo devido a componente horizontal reativa do solo sobre a perfuratriz durante a escavação do mesmo);
- 2) Aumento do tempo de execução das estacas em virtude da espera da variação de maré. Para a execução das etapas construtivas das estacas inclinadas, nesse local, é recomendado que essas ocorram durante o período de estufa de maré, quando em um curto período a maré atinge o nível estável (cheia ou vazante). Neste período não ocorre qualquer alteração do nível da superfície da água, e a intensidade da corrente da maré atinge o valor zero, viabilizando assim a execução das estacas inclinadas, o que não é uma premissa para as estacas verticais.

Apesar dessa solução não ter sido adotada no projeto final, ela será analisada no presente trabalho e passa a ser denominada de Projeto Alternativo (PA).

A alteração do projeto resultou no chamado Projeto Executado (PE) em que consiste na utilização exclusiva de estacas verticais o que proporcionou maior rapidez de cravação em comparação com as estacas inclinadas previamente citadas no PA.

As características das soluções a serem analisadas no presente trabalho, Projeto Alternativo (PA) e Projeto Executado (PE), serão apresentadas com mais detalhes a seguir.



## APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

---

Neste capítulo são apresentadas as características, como materiais utilizados e formas, dos projetos PA e PE analisados.

### 4.1. Materiais

A estrutura do píer é constituída unicamente por concreto armado, com as seguintes especificações:

Concreto:

Classe C40:

- Resistência característica à compressão:  $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ .
- Módulo de elasticidade inicial:  $E_{ci} \geq 35.000\text{ MPa}$ .
- Módulo de elasticidade secante:  $E_{cs} \geq 30.100\text{ MPa}$ .

Classe C20:

- Resistência característica à compressão:  $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$ .
- Módulo de elasticidade inicial:  $E_{ci} \geq 25.000\text{ MPa}$ .
- Módulo de elasticidade secante:  $E_{cs} \geq 21.200\text{ MPa}$ .

Aço para Armadura:

- Barras de aço nervuradas: CA-50.
- Resistência ao escoamento:  $f_{yk} = 500\text{ MPa}$ .
- Módulo de elasticidade:  $E_s = 210.000\text{ MPa}$

## 4.2. Superestrutura

A solução da superestrutura é apresentada uma única vez, pois é comum a ambos os projetos analisados, PA e PE.

A superestrutura dos dolfins D7 e D8 recebe os equipamentos de amarração e eventuais sobrecargas em sua sobrelaje. Os equipamentos, guinchos e “gatos” (ganchos de desingate rápido), instalados na sobrelaje são responsáveis por manter o navio junto ao píer através da amarração, transmitindo, assim, esforços predominantemente horizontais a estrutura. A figura 4.1 mostra uma vista superior da estrutura com a localização final dos equipamentos e a orientação global adotada.

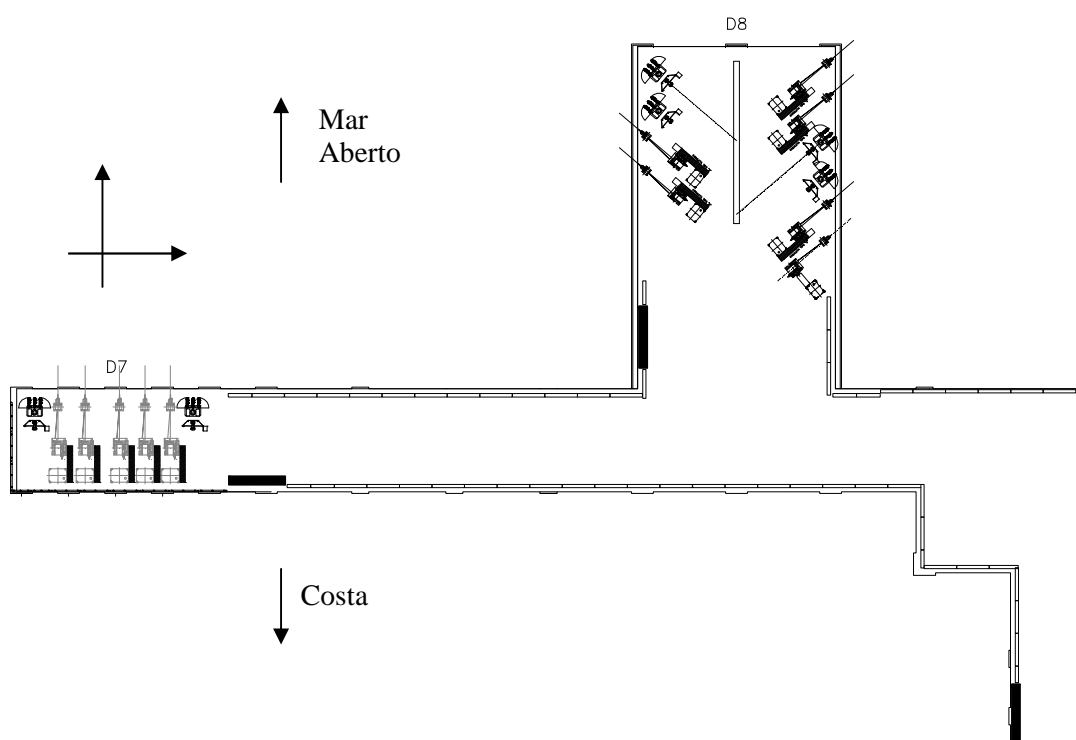


Figura 4-1– Arranjo de Equipamentos – Dolfins de Amarração – D7 e D8 – Vista Superior – Projeto Final [VGARAMBONE, 2012].

A direção X, referida algumas vezes como direção longitudinal, é paralela a linha de atracação dos navios, enquanto a direção Y, também citada como direção transversal é perpendicular à linha de atracação dos navios.

O delfim D7, com 2 “gatos” e 5 guinchos, recebe apenas a amarração de um navio atracado no Berço Sul. A locação dos equipamentos está detalhada na figura 4.2.

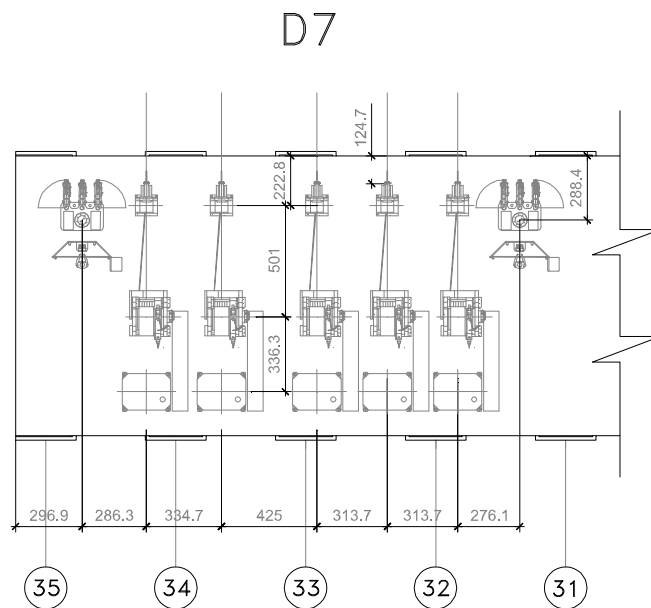


Figura 4-2– Detalhe do Arranjo de Equipamentos – Delfim de Amarração – D7 – Equipamentos: 2 “gatos” e 5 guinchos – Vista Superior [VGARAMBONE, 2012]

Já o delfim D8 recebe tanto um navio atracado no Berço Sul, através de 2 “gatos” e 2 guinchos localizados a sua esquerda, quanto um navio atracado no Berço Norte, através dos equipamentos localizados a sua direita, 2 “gatos” e 4 guinchos (figura 4.3).

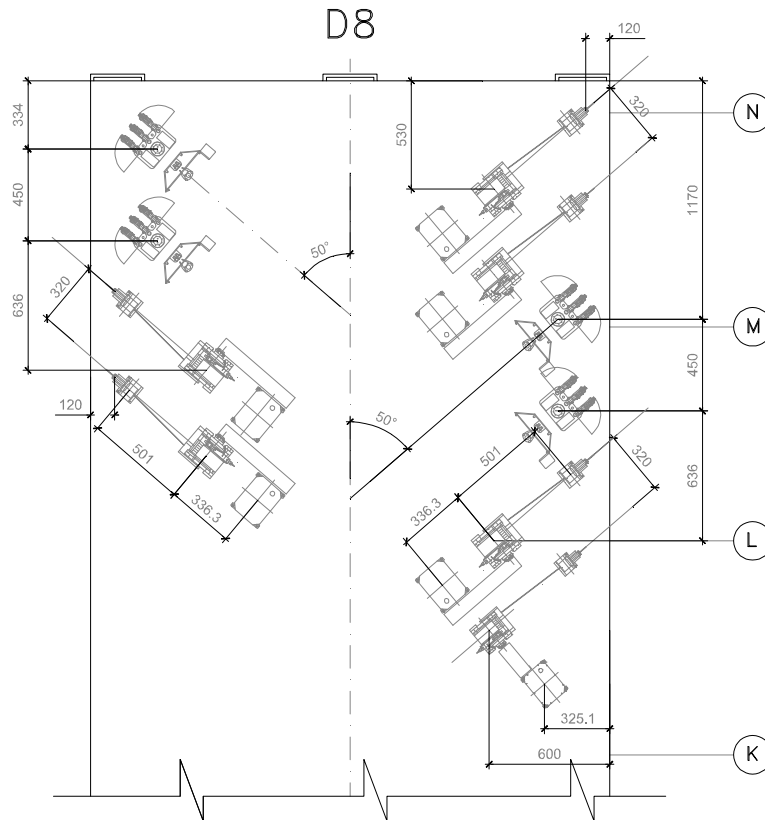


Figura 4-3– Detalhe do Arranjo de Equipamentos – Dolphins de Amarração – D8 – Equipamentos: Lado Esquerdo: 2 “gatos” e 2 guinchos; Lado Direito: 2 “gatos” e 4 guinchos – Vista Superior [VGARAMBONE, 2012].

A sobrelaje é concretada sobre elementos estruturais pré-moldados – blocos e vigas – fabricados na parte “on-shore” do canteiro de obras (figura 4.4). Os blocos estão apoiados sobre as estacas e recebem as vigas e a sobrelaje. A utilização de pré-moldados visa minimizar o uso de formas e escoramentos no local. A construção “in loco”, além de demandar um tempo maior, é perigosa pela dificuldade de acesso inerente a uma obra “off-shore”.



Figura 4-4– Viga T pré-moldada no canteiro de pré-moldados (local de fabricação e armazenamento).

Os elementos estruturais são dimensionados para ter capacidade portante nas diversas fases – desde fases construtivas de posicionamento e lançamento do concreto sobre eles até a operação final a que se destina.

Esse tipo de construção demanda as seguintes etapas construtivas após as estacas terem sido cravadas e consolidadas:

- 1) Posicionamento dos blocos pré-moldados sobre as estacas já consolidadas (figura 4.5);
- 2) Concretagem do núcleo do pré-moldado do bloco completando uma seção transversal retangular de 270 cm x150 cm ou 210 cm x 90 cm;
- 3) Após a cura e ganho de resistência do concreto do núcleo do bloco, são lançadas as vigas pré-moldadas sobre os blocos (figura 4.6);
- 4) Distribuição dos chumbadores dos equipamentos de amarração;
- 5) Lançamento do concreto da sobrelaje (figura 4.6).

Nas figuras 4.5e 4.6estão apresentadas fotos no local da obra, que ilustram as etapas citadas acima.



Figura 4-5– Posicionamento dos Blocos Pré-Moldados sobre as Estacas.



Figura 4-6 – Posicionamento das vigas pré-moldadas sobre os blocos já consolidados e distribuição da armadura da laje para concretagem.

Nas figuras 4.7 a 4.11 são apresentados cortes transversais e longitudinais na estrutura.

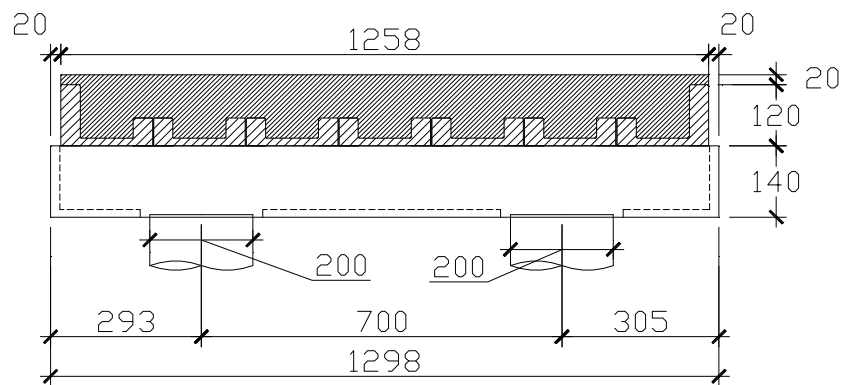


Figura 4-7 – Corte Transversal do Dolfim D7 [VGARAMBONE, 2012].

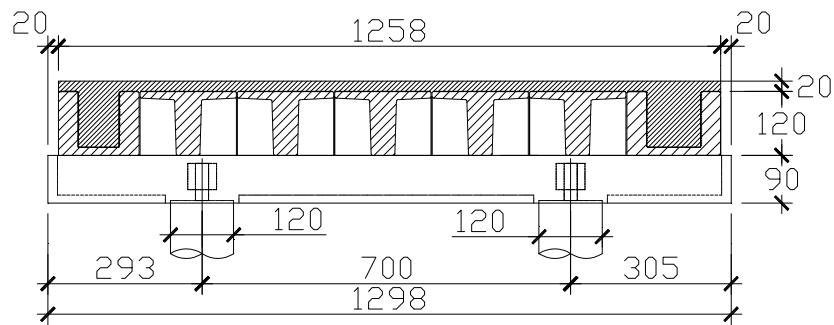


Figura 4-8 – Corte Transversal das Demais Áreas [VGARAMBONE, 2012].

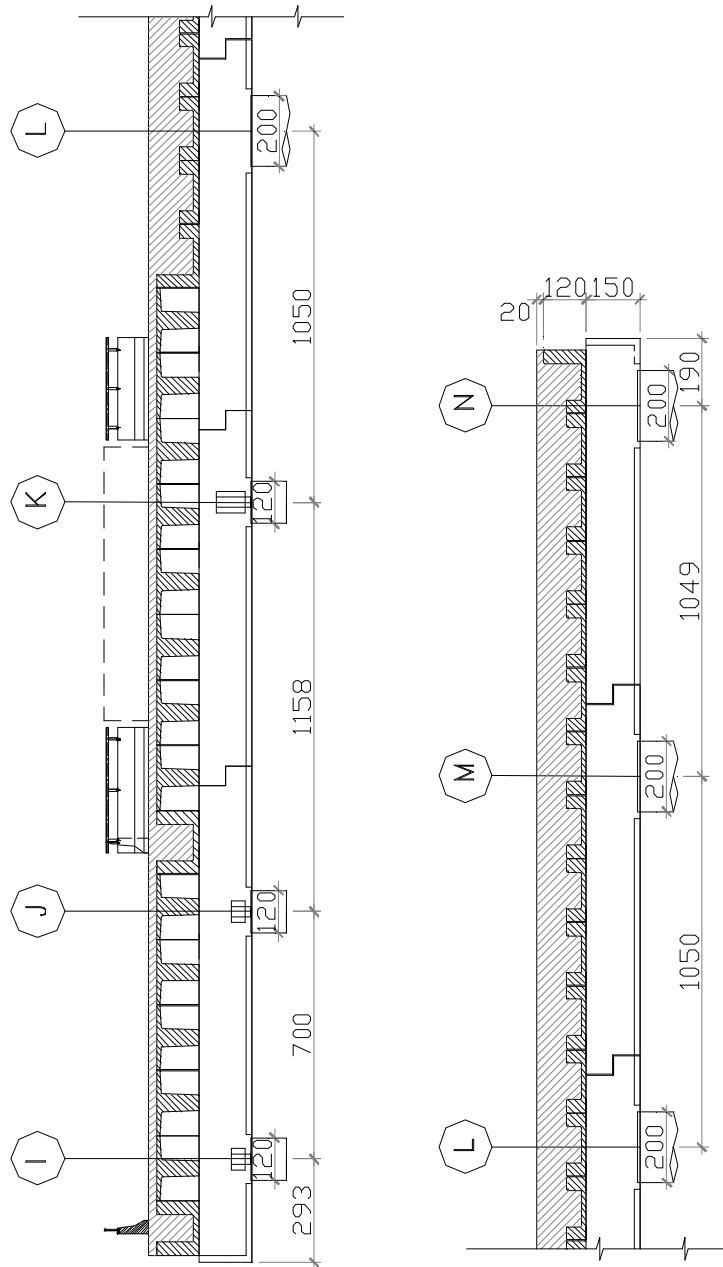


Figura 4-9 – Corte Transversal do Dolfim D8 [VGARAMBONE, 2012].



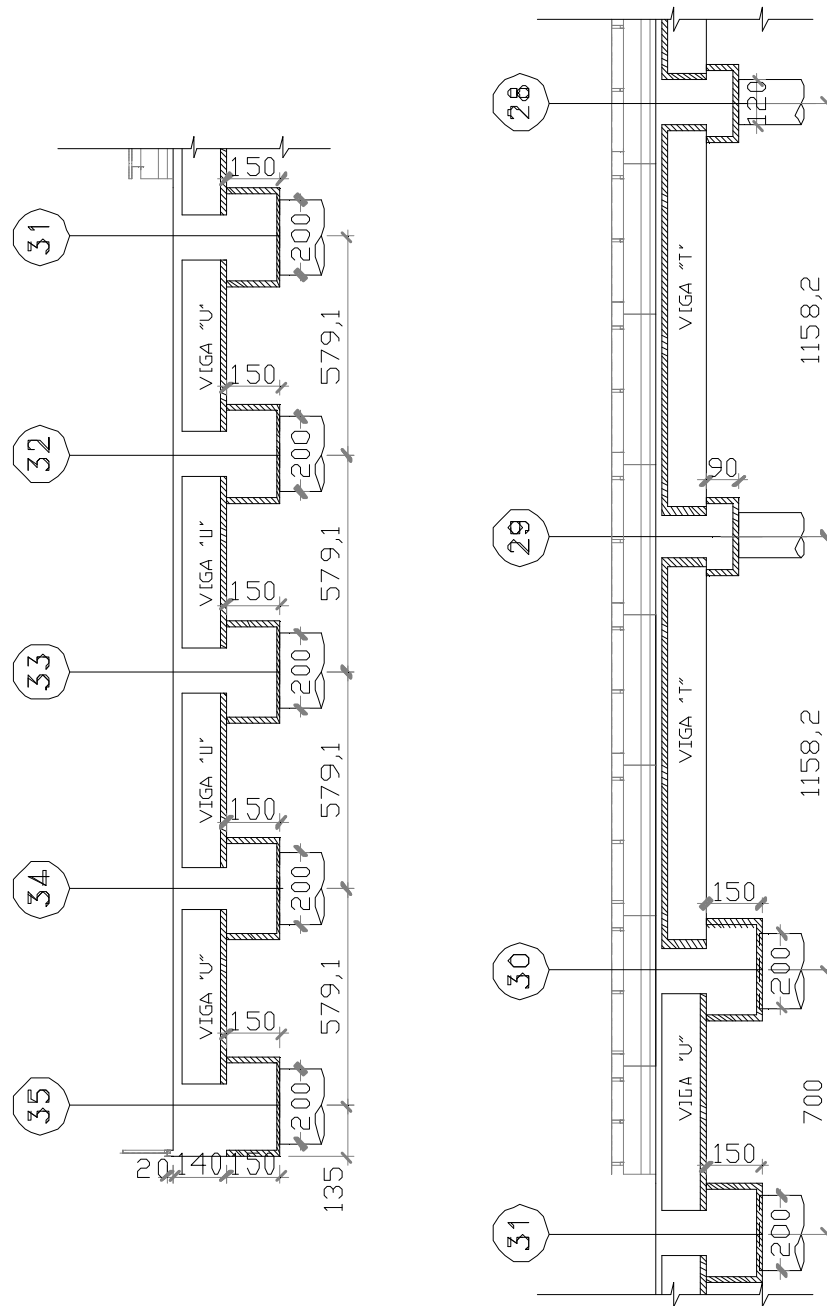


Figura 4-10 – Corte Longitudinal – Eixos 35 a 28 [VGARAMBONE, 2012].

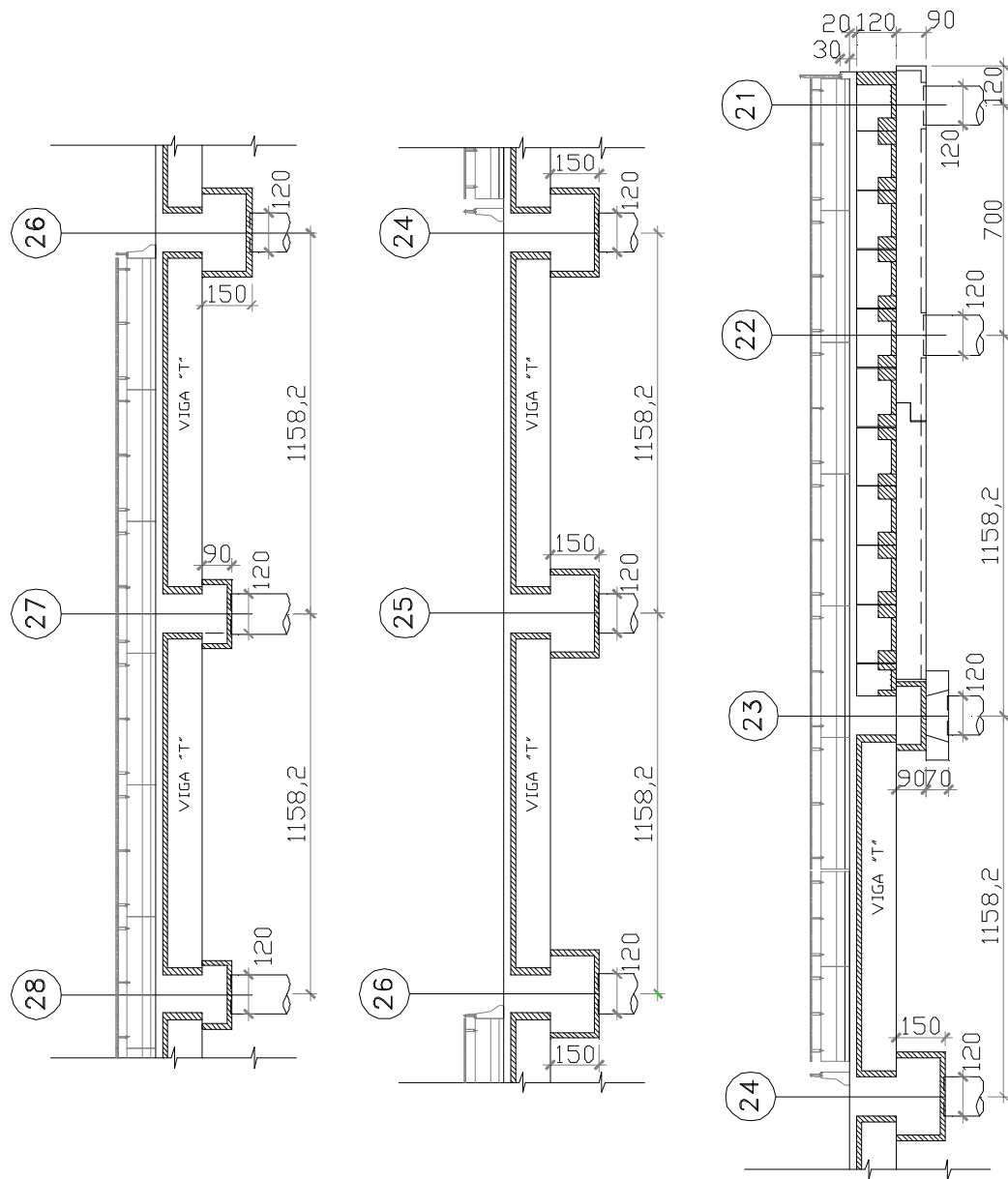


Figura 4-11 – Corte Longitudinal – Eixos 28 a 21 [VGARAMBONE, 2012].

As dimensões do bloco pré-moldado são definidas em função do diâmetro das estacas sobre o qual se apoiam e da distancia entre elas. Para estacas de 1,20m de diâmetro são adotadas largura de 2,10m e altura de 0,90m. Para estacas de 2,00m de diâmetro, o pré-moldado tem 2,70m de largura por 1,50m de altura. Em ambos, as paredes pré-moldadas têm espessura de 0,20m. As figuras 4.12 e 4.13 apresentam, respectivamente, a locação dos blocos e as seções transversais finais das duas seções.

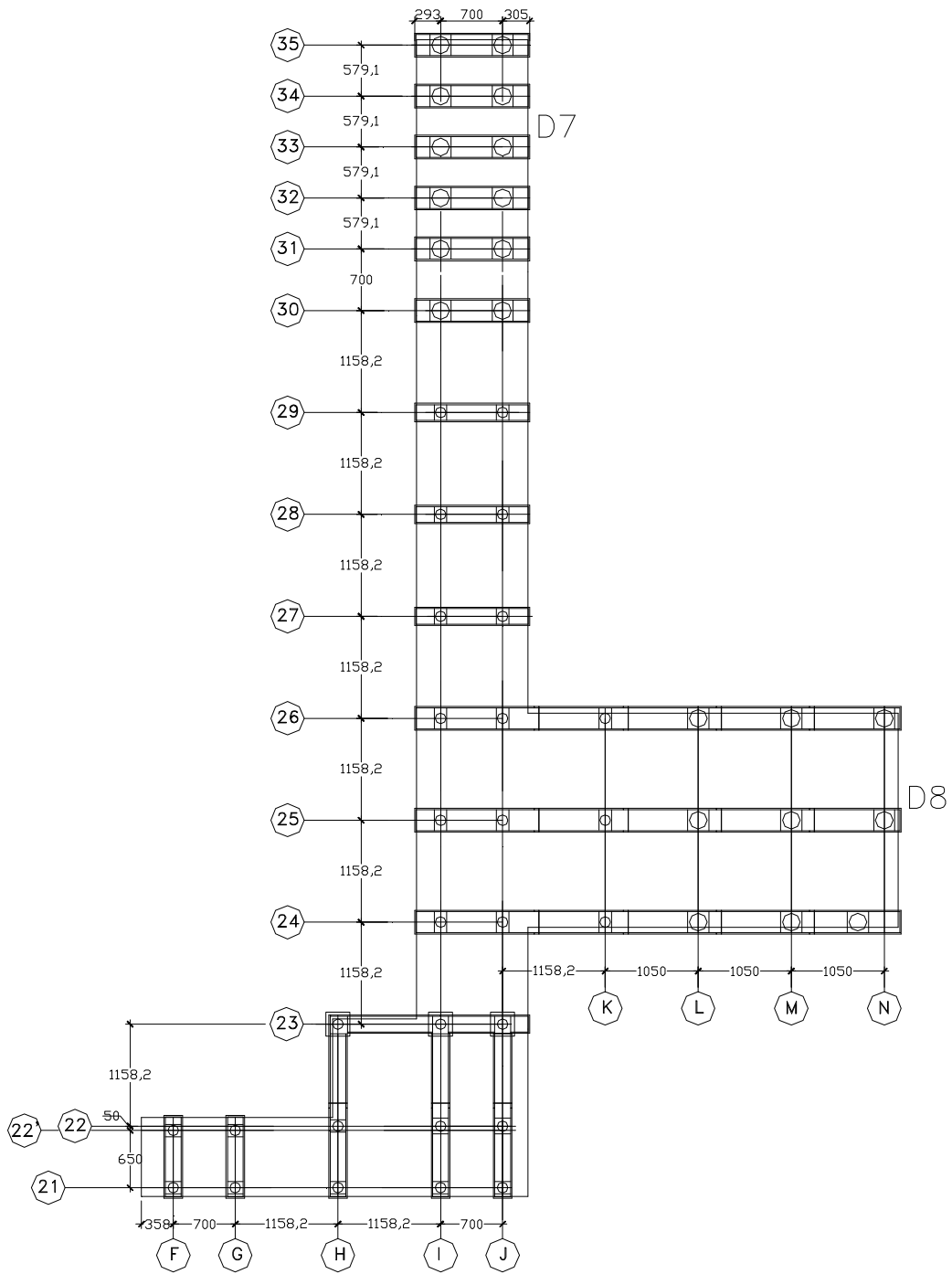


Figura 4-12– Locação de Blocos – Dolphins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Final  
 [VGARAMBONE, 2012].

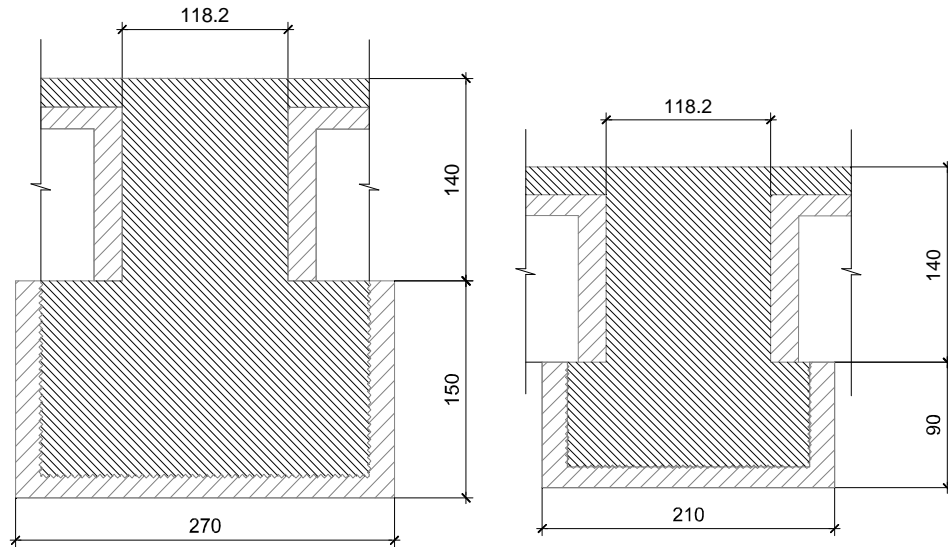


Figura 4-13 – Seção Final dos Blocos: Sobre Estacas de 2,00m (esquerda) e Sobre Estacas de 1,20m (direita)

As vigas podem ser de seção “U” ou “T”. Sua aplicação está relacionada diretamente ao comportamento estrutural como também ao lançamento dos guinchos e gatos de amarração além de utilidades (leia-se combate a incêndio, abastecimento de água e sinalização).

As vigas “U” pré-moldadas, após o seu posicionamento, são totalmente preenchidas de concreto até uma altura total de 1,40m, conforme mostrado nas figuras 4.7 a 4.11. A escolha desse tipo de viga representa maior rigidez ao conjunto como também minimiza possíveis interferências com os chumbadores dos equipamentos.

Ao todo são 65 vigas “T” e 96 vigas “U”. As vigas “U” estão situadas entre os eixos 35 e 29 (área do D7); entre os eixos 26 a 24 e L a N (área do D8); e nas extremidades em balanço da região do acesso. Nos demais locais são adotadas vigas “T”.

A seção transversal das vigas pré-moldadas típicas são apresentadas nas figuras 4.14 e 4.15, e a locação destas em planta está na figura 4.16.

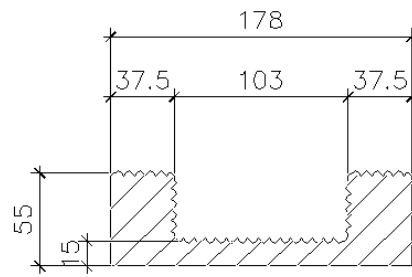


Figura 4-14 – Viga U Pré-Moldada Típica.

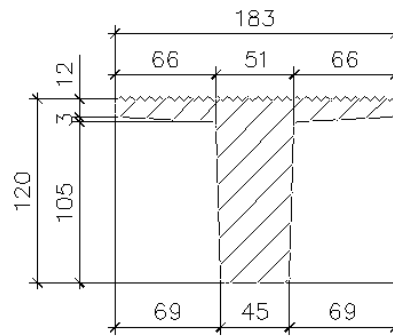


Figura 4-15 – Viga T Pré-Moldada Típica.

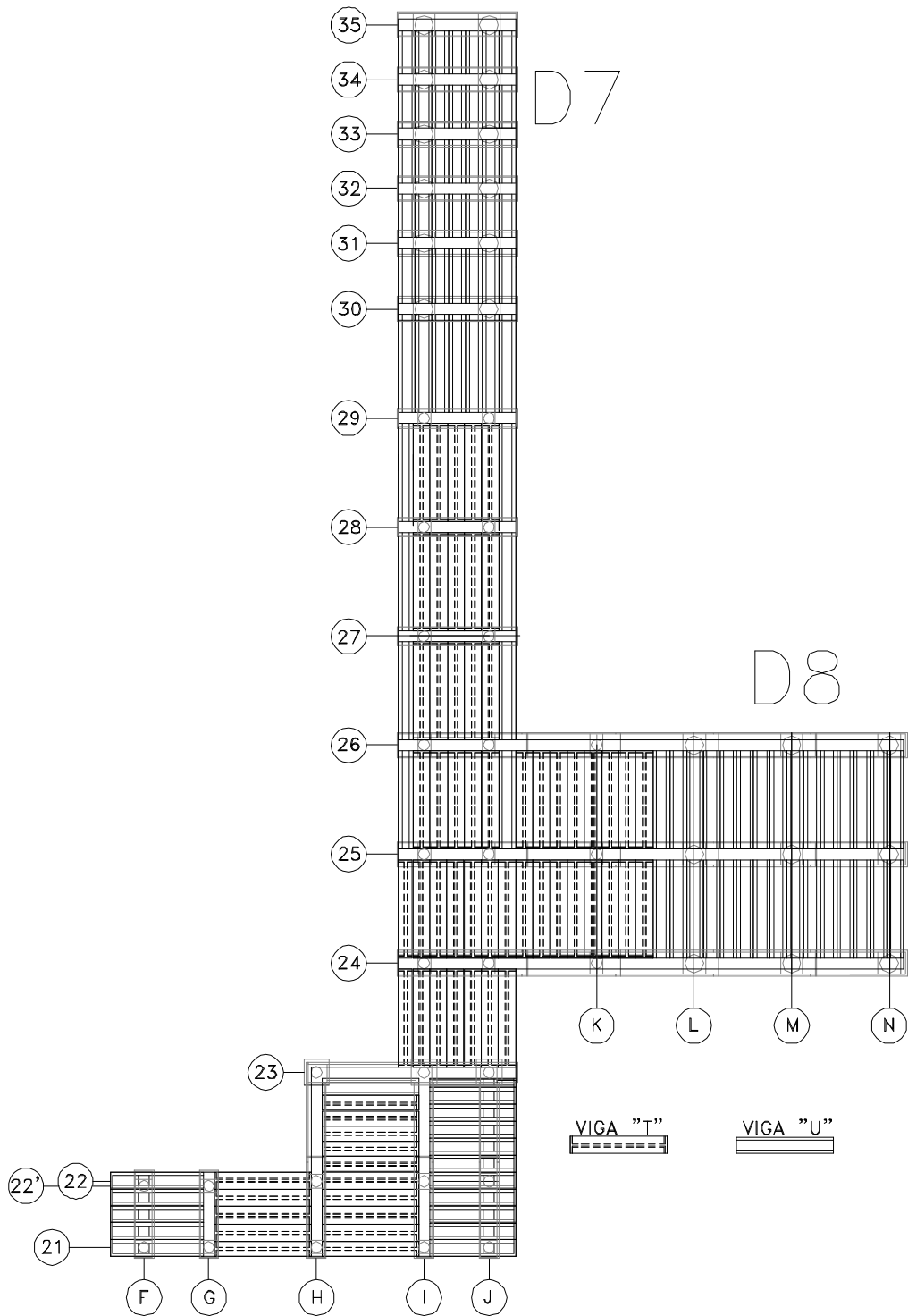


Figura 4-16– Locação de Vigas – Dolphins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Final  
 [VGARAMBONE, 2012].

### 4.3. Infraestrutura

Nas duas soluções, PA e PE, são utilizadas estacas de concreto armado revestidas por camisa metálica e escavadas com pino perfurado em rocha. As estacas apresentam comprimento livre (altura do fundo do bloco até o topo do terreno) de 40 m para vencer a lâmina d'água, e um trecho perfurado em rocha (pino) de comprimento, de 6 m a 10 m, determinado pelo projeto geotécnico de cada estaca.

Vale ressaltar, que devido às movimentações de sedimentos no leito marinho, pequenas erosões localizadas, ou a ação da dragagem do porto, deve-se adotar um comprimento livre com base na menor cota possível de terreno, obtendo-se, assim, o maior comprimento livre de projeto.

O processo construtivo das estacas pode ser resumido através das seguintes etapas:

- 1º) Posicionamento da Guia do Canti-Gabarito no Local da Estaca;
- 2º) Cravação da Camisa Metálica com Martelo Vibratório até o Impenetrável ao Equipamento;
- 3º) Perfuração do Pino em Rocha;
- 4º) Lançamento da Armadura do Pino e da Estaca;
- 5º) Concretagem do Interior da Camisa com Concreto Auto Adensável;
- 6º) Cura do Concreto;
- 7º) Arrasamento da Camisa, Concreto e Armadura.

A figura 4.17 visa exemplificar algumas etapas do processo construtivo descrito acima.



Figura 4-17– Execução de Estacas D7 e D8.

A espessura da camisa metálica é determinada em função do diâmetro da estaca, já que a mesma tem que resistir às solicitações atuantes durante a fase construtiva das estacas. Apesar de representar um ganho de capacidade resistente da estaca, conservadoramente, sua contribuição não é considerada no dimensionamento. É importante ressaltar que, caso a resistência das camisas metálicas fosse considerada no cálculo, teria que ser adotada uma espessura maior que a necessária no dimensionamento em função da corrosão sofrida pela camisa.

Observa-se que cada solução conta com estacas de dois diâmetros e são diferentes entre si, conforme exposto a seguir.

Na figura 4.18 é apresentado um detalhe típico das estacas com a elevação de uma estaca com comprimento de pino de 10m.



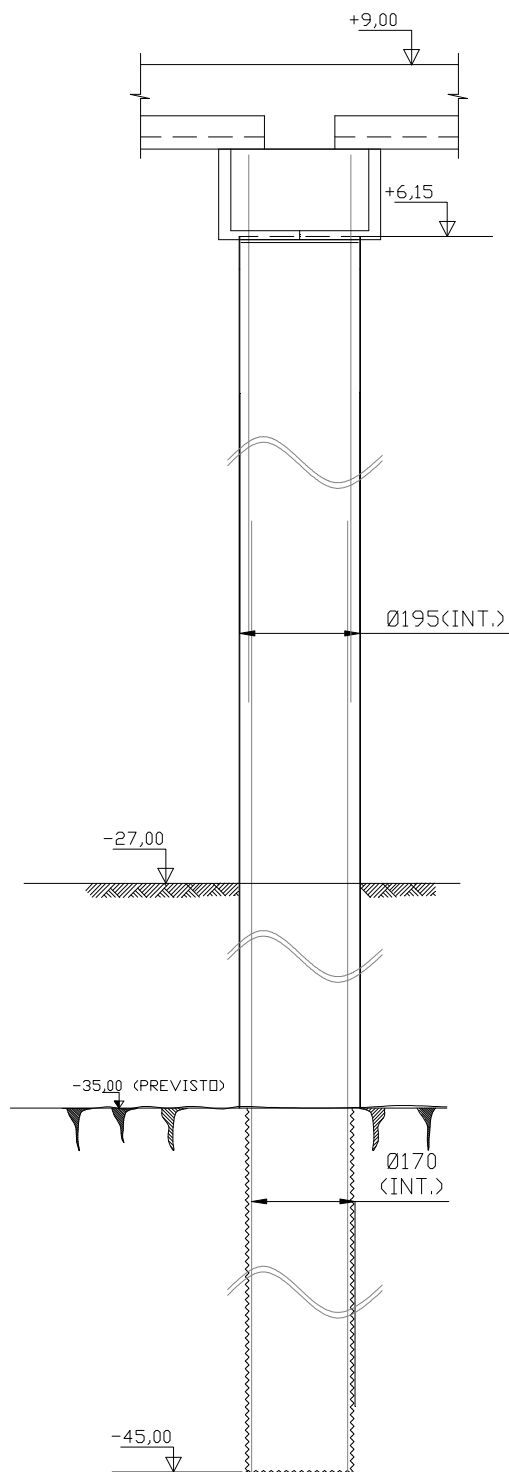


Figura 4-18– Detalhe do Comprimento das Estacas com Pino de 10 m  
[VGARAMBONE, 2012]

A seguir estão apresentadas as soluções de cada projeto.

#### 4.3.1. Projeto Executado - PE

No Projeto Executado (PE) foram utilizadas 49 estacas verticais, sendo 21 estacas de 200 cm de diâmetro e 28 de 120 cm de diâmetro. As seções transversais destas são apresentadas nas figuras 4.19 e 4.20.

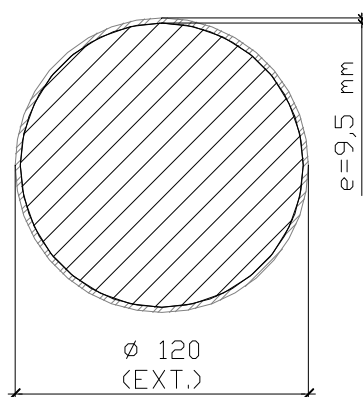


Figura 4-19– Seção Transversal – Estaca  $\varnothing=120$ cm [VGARAMBONE, 2012]

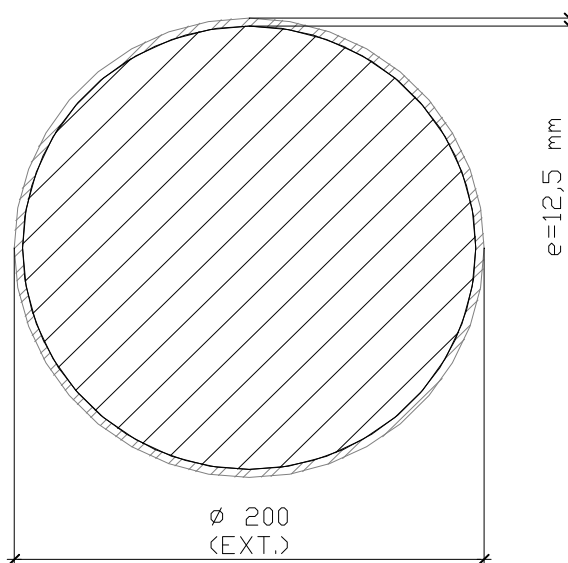


Figura 4-20– Seção Transversal – Estaca  $\varnothing=200$ cm [VGARAMBONE, 2012]

O estaqueamento da solução PE é apresentado na figura 4.21. As estacas foram distribuídas nos dolphins concentrando-se as estacas de maior diâmetro e conseqüente maior rigidez, junto aos equipamentos de amarração, onde são introduzidas as ações principais. Desse modo, existe uma menor transmissão de esforços para as demais estacas.

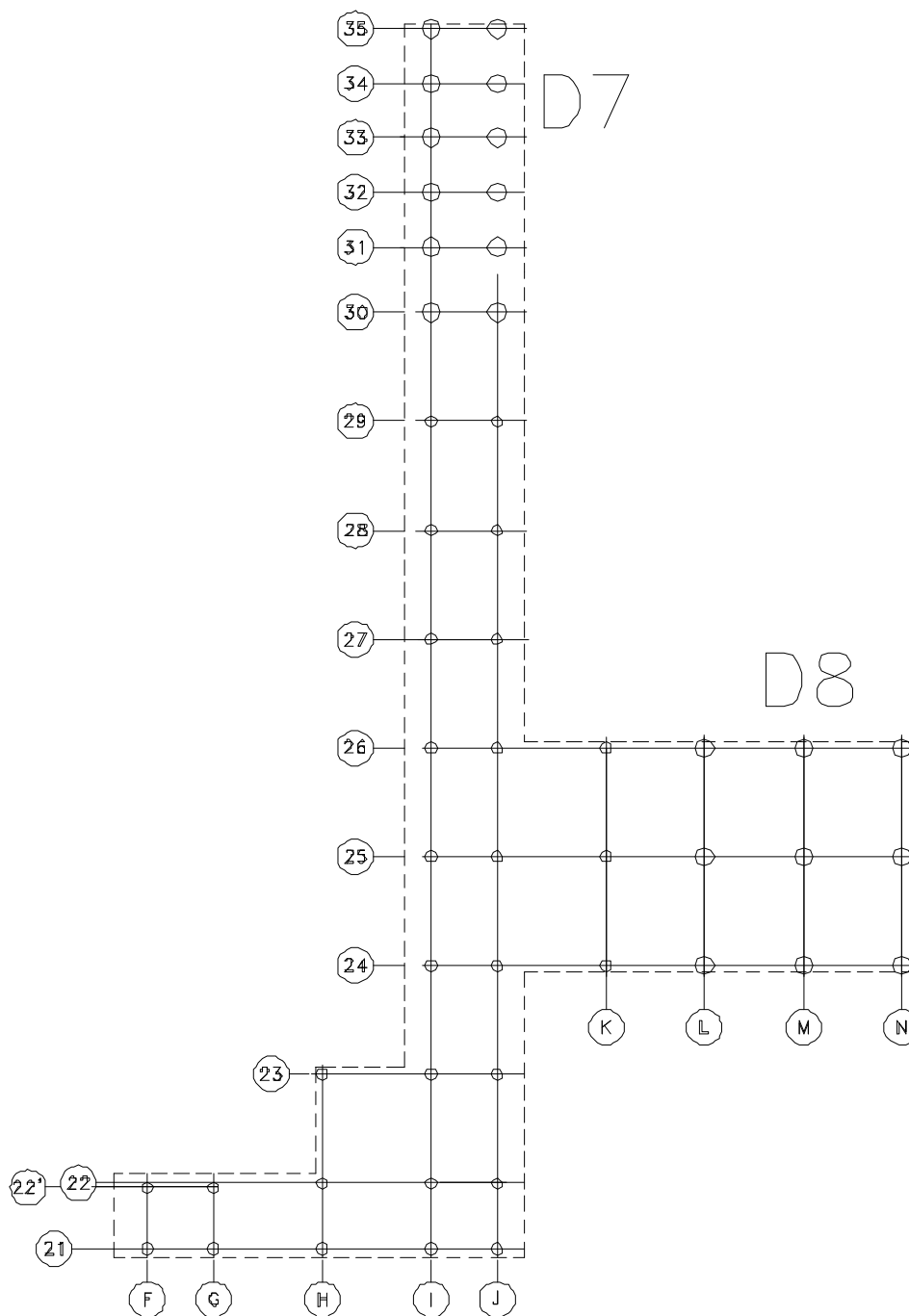


Figura 4-21 – Locação de Estacas – Dolphins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Executado [VGARAMBONE, 2012]

Para melhor identificar as estacas, nas figuras 4.22 a 4.24, são apresentadas imagens ampliadas do estaqueamento, subdividindo-se a estrutura em três trechos – D7, D8 e acesso. As 21 estacas de 2m de diâmetro são identificadas por: EM-38 a EM-49 (D7 - eixos 30 a 35); EM-17 a EM-19, EM-23 a EM-25 e EM-29 a EM-31 (D8 - eixos 24 a 26). As demais estacas têm diâmetro de 1,2m.

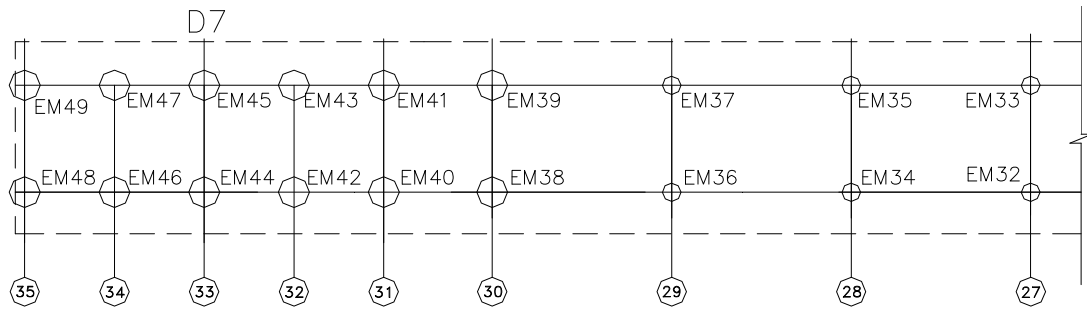


Figura 4-22 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Executado

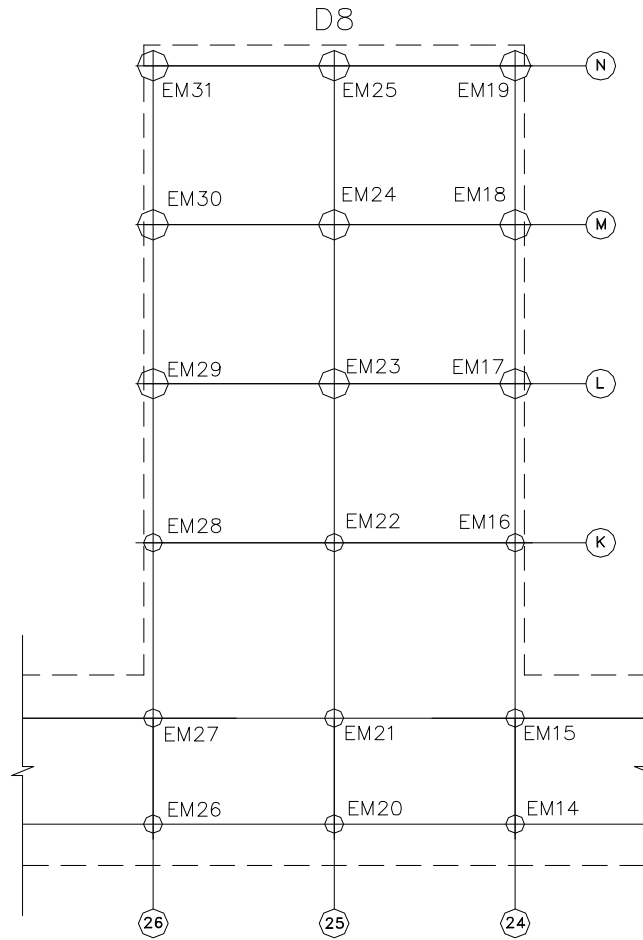


Figura 4-23– Numeração das Estacas – D8 – Projeto Executado

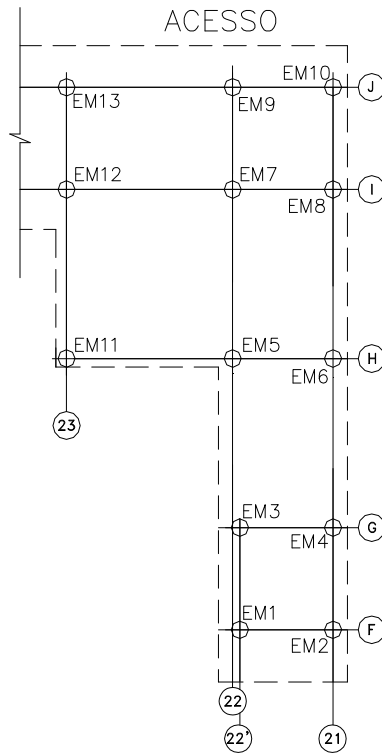


Figura 4-24 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Executado

#### 4.3.2. Projeto Alternativo - PA

No Projeto Alternativo (PA) foi adotada a solução com estaqueamento misto, composto por: 16 com estacas inclinadas com diâmetro de 150 cm e inclinação 1:4; e 46 estacas verticais com diâmetro de 120 cm. Nas figuras 4.25 e 4.26, estão apresentadas as seções transversais das estacas.

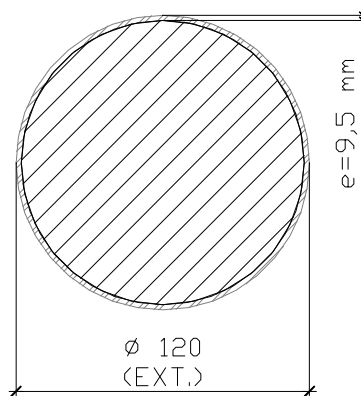


Figura 4-25– Seção Transversal – Estaca  $\varnothing=120\text{cm}$  [VGARAMBONE, 2012]

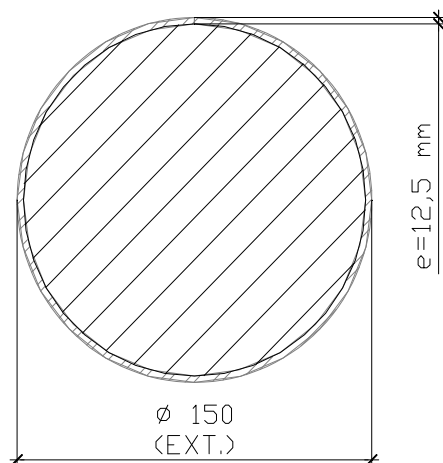


Figura 4-26– Seção Transversal – Estaca  $\varphi=150$ cm [VGARAMBONE, 2012]

As estacas inclinadas foram distribuídas nas duas direções, longitudinal e transversal da estrutura. As estacas inclinadas na direção Y estão distribuídas ao longo dos eixos longitudinais I e J, sendo três pares na região do dolfim D7 e dois pares na região do D8. Três pares de estacas inclinadas na direção X estão concentrados próximos ao eixo longitudinal K, na região do dolfim D8. O estaqueamento do PA é apresentado na figura 4.27.

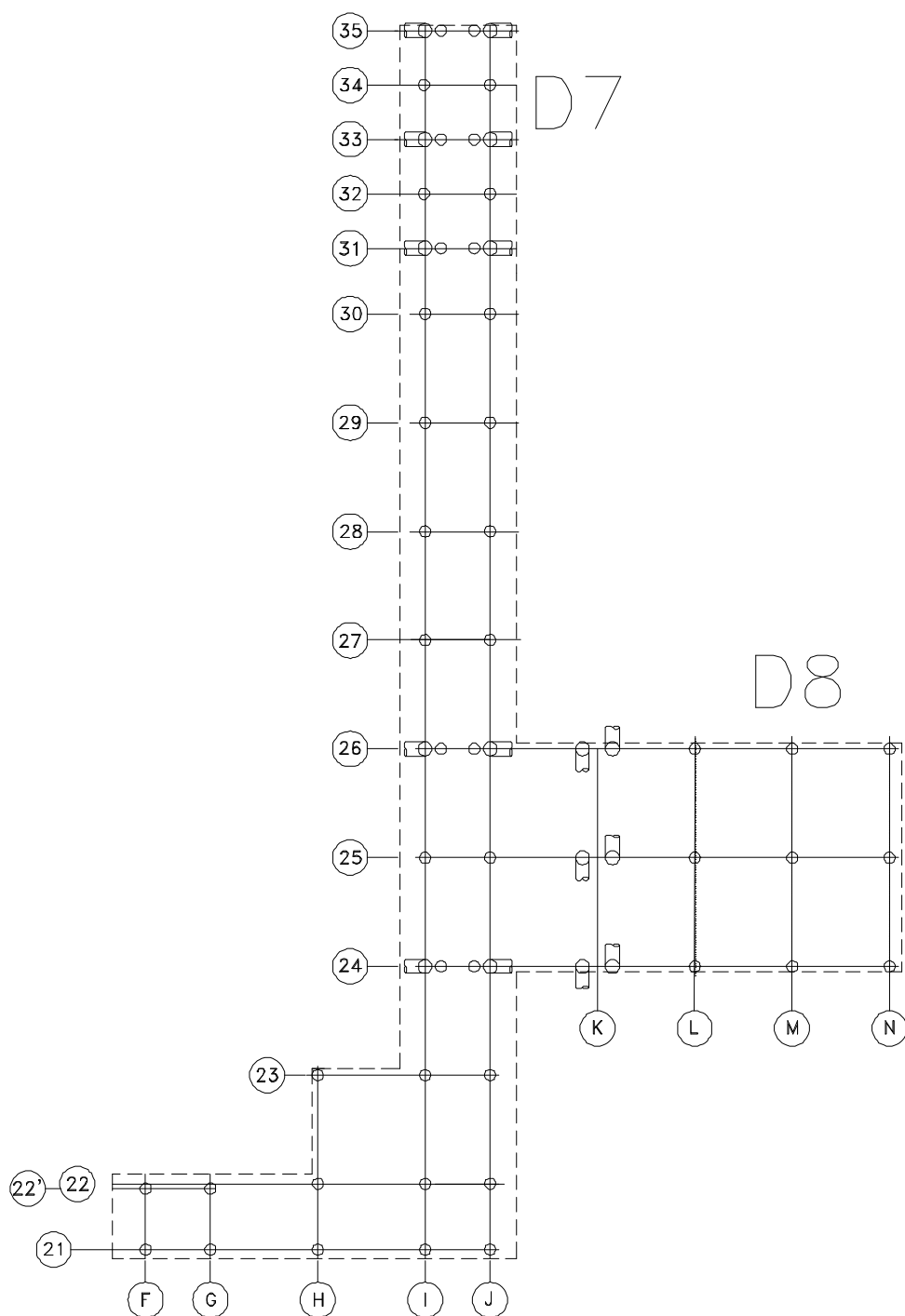


Figura 4-27 – Locação de Estacas – Dolphins de Amarração – D7 e D8 – Projeto Alternativo [VGARAMBONE, 2012]

Para melhor identificar as estacas, nas figuras 4.28 a 4.30, são apresentados detalhes dos três trechos do estaqueamento – D7, D8 e acesso. As estacas identificadas por EI-1, EI-2, EI-5, EI-6, EI-9, EI-10, EI-13 a EI-17, EI-20 a EI-24 são as estacas

inclinadas de 1,5 m de diâmetro. As demais estacas, identificadas por EM, são verticais e têm 1,2 m de diâmetro.

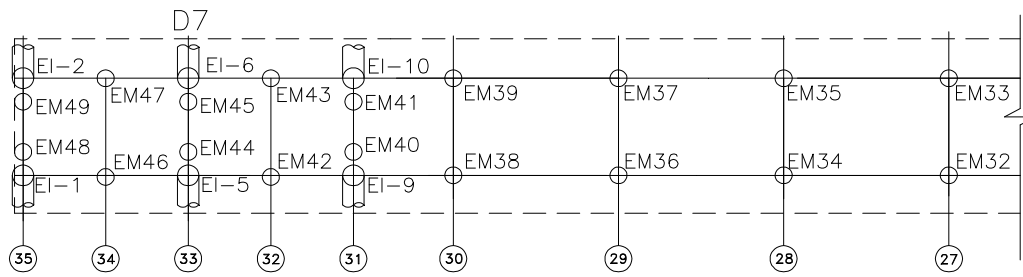


Figura 4-28 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Alternativo

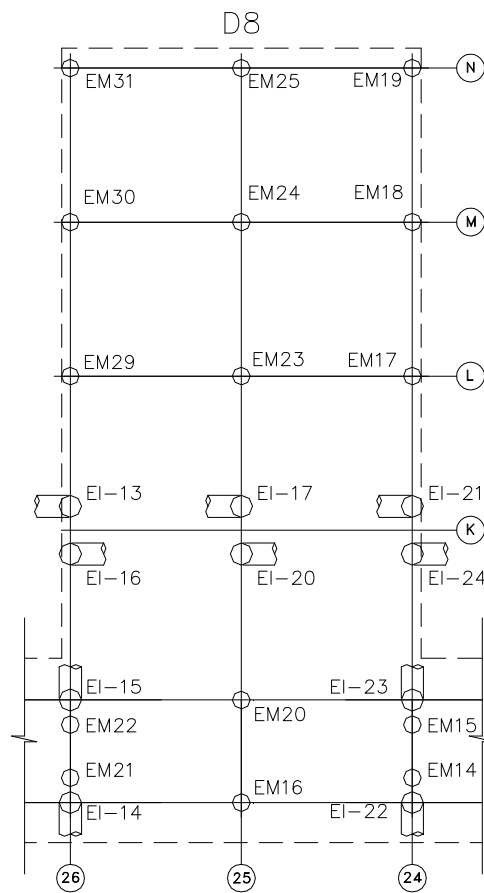


Figura 4-29 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Alternativo



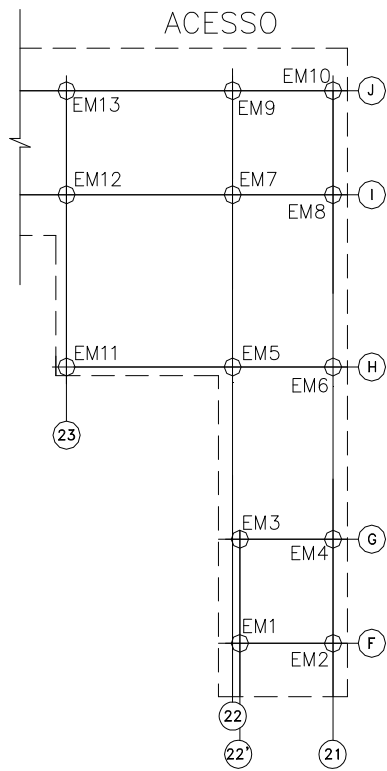


Figura 4-30 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Alternativo

## ANÁLISE ELÁSTICA

---

Neste capítulo, são apresentados os modelos desenvolvidos para análise elástica no programa SAP2000.

Inicialmente, são apresentados os modelos em elementos finitos concebidos para as super e infraestruturas e suas propriedades. Em seguida, são apresentadas as ações atuantes e como estas foram modeladas em carregamentos e as combinações consideradas para obtenção de envoltórias de resultados.

### 5.1. Modelos de Análise

As figuras 5.1 e 5.2 mostram vistas isométricas obtidas do programa SAP2000 para os modelos PE e PA desenvolvidos. Materiais e seções das peças das superestruturas utilizados nas duas soluções PE e PA são idênticos. As diferenças estão nos estaqueamentos – número de estacas, inclinações e localizações destas e seções transversais das estacas de grande diâmetro. Portanto, os modelos são apresentados em conjunto, ressaltando-se as diferenças quando existentes.

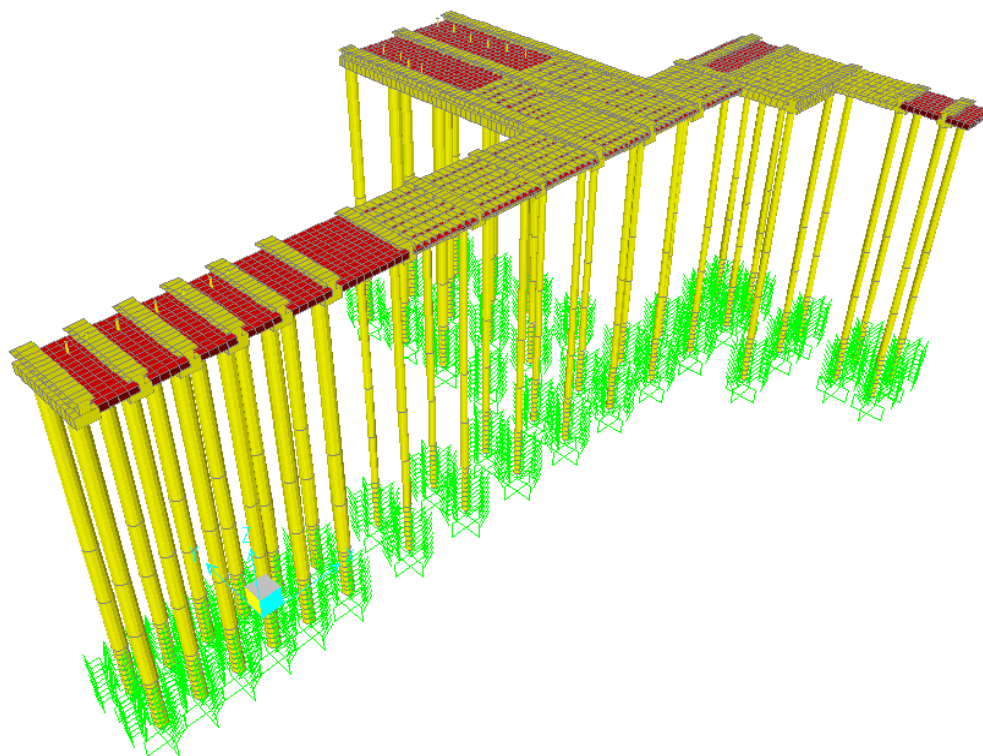


Figura 5-1– Vista Isométrica do Modelo Estrutural – Projeto Executado (PE)

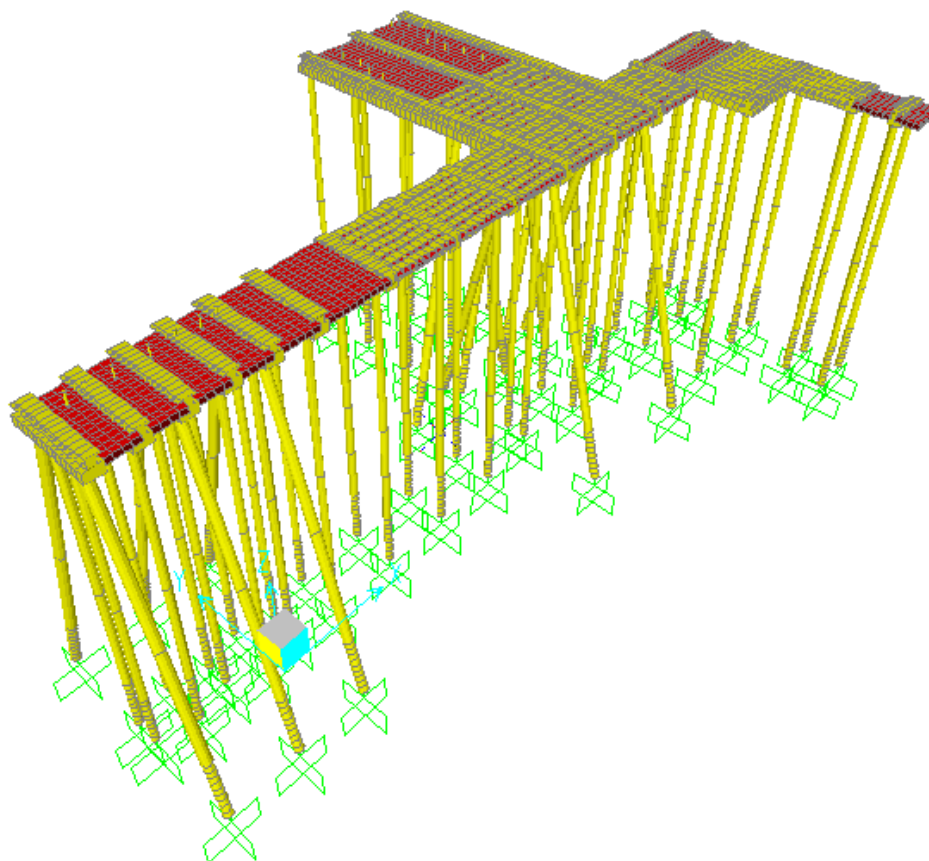


Figura 5-2 – Vista Isométrica do Modelo Estrutural – Projeto Alternativo (PA)

As características dos materiais - concreto C20, para as infraestruturas, e C40, para as superestruturas, são as apresentadas na tabela 5.1.

Tabela 5-1– Propriedades Mecânicas dos Materiais

Material	Tipo	Peso Unitário [kN/m <sup>3</sup> ]	Módulo de Elasticidade [kN/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente de Poisson	Coefficiente de Expansão Térmica
C20	Concreto	25,0	21,3 x 10 <sup>6</sup>	0,2	0,00001
C40	Concreto	25,0	30,1 x 10 <sup>6</sup>	0,2	0,00001

A laje é modelada por elementos de casca (*shell*) de área aproximada de 1,00 m x 1,00 m e espessura de acordo com a região modelada. Nas regiões onde existem as vigas pré-moldadas U, que são preenchidas por concretagem in loco, a espessura final é de 1,40 m. Estas regiões são as marcadas em vermelho nas vistas apresentadas nas Figuras 5.1.e 5.2. Nelas os elementos de casca são do tipo L140, mostrado na figura 5.3. Nas demais regiões da laje, onde existem as vigas T, os elementos de casca são do tipo L20 (Figura 5.4) de 0,20m de espessura.

**Shell Section Data**

**Section Name** L140

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name  C40MPa

Material Angle 0

Thickness

Membrane 1.4

Bending 1.4

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Figura 5-3– Seção Final da Laje h = 140 cm – Modelos PE e PA

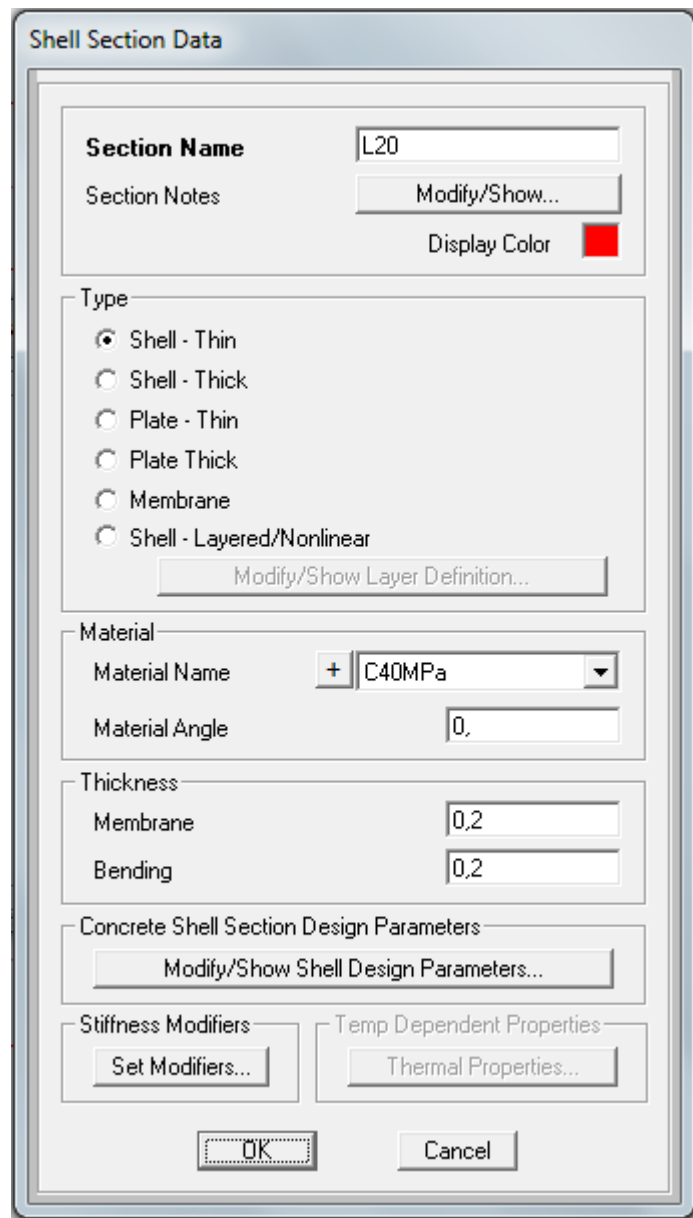


Figura 5-4– Seção Final da Laje  $h = 20$  cm – Modelos PE e PA

O plano médio dos elementos de casca de 1,40 m de espessura é tomado como plano de referência, isto é, sobre este plano estão os planos médios de todos os elementos de casca, bem como, os eixos das vigas “T” e dos blocos e nós dos topos das estacas.

As vigas “T” e blocos são modelados por elementos de pórtico espacial (*frames*) com as seções transversais definidas nas figuras 5.5 a 5.7. As características mecânicas dos elementos são as das seções brutas, determinadas automaticamente pelo programa. Foi aplicado um fator redutor sobre a massa das vigas de modo a eliminar sobreposição com as lajes.

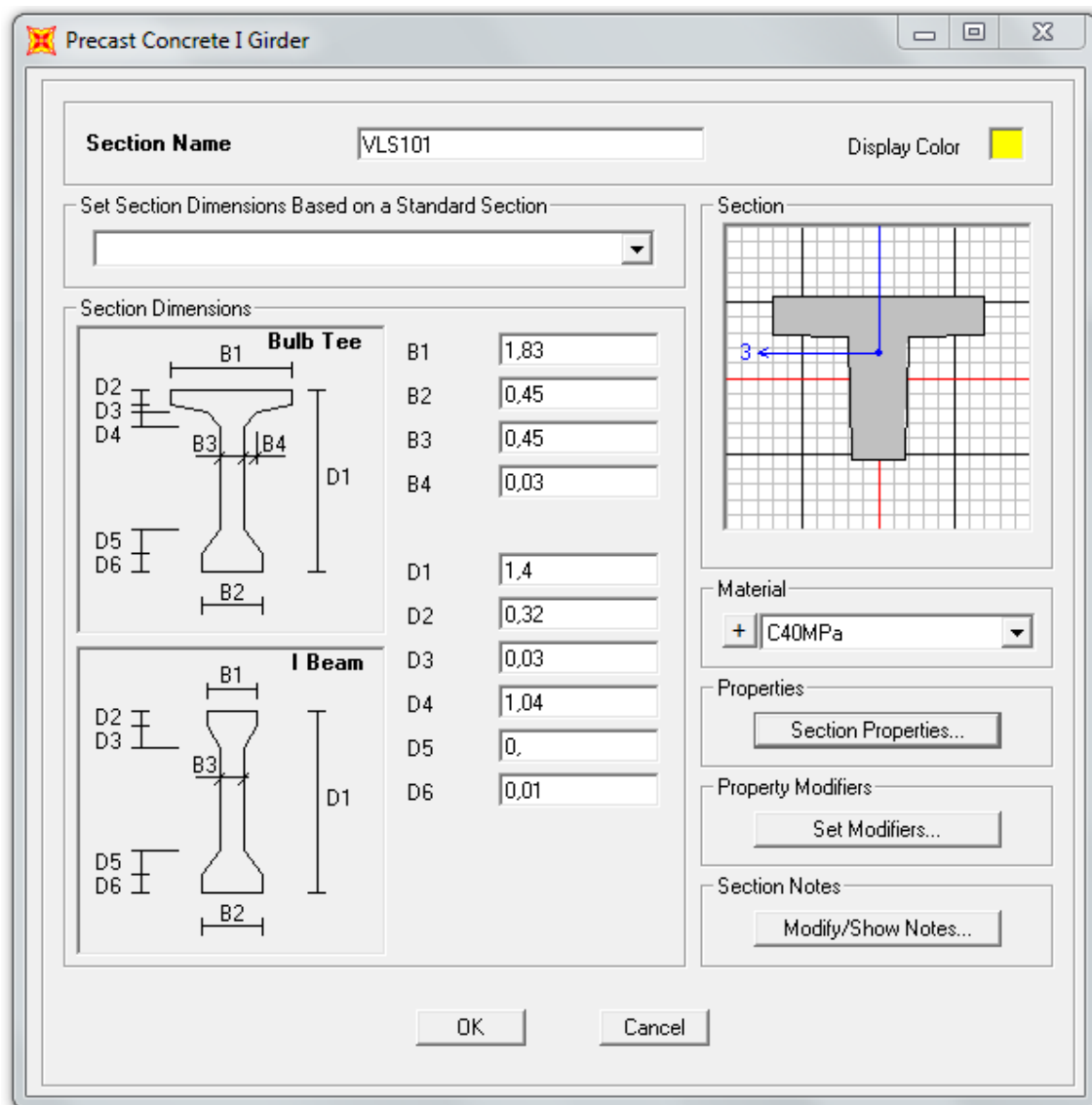


Figura 5-5 – Seção das Vigas “T” – Modelos PE e PA

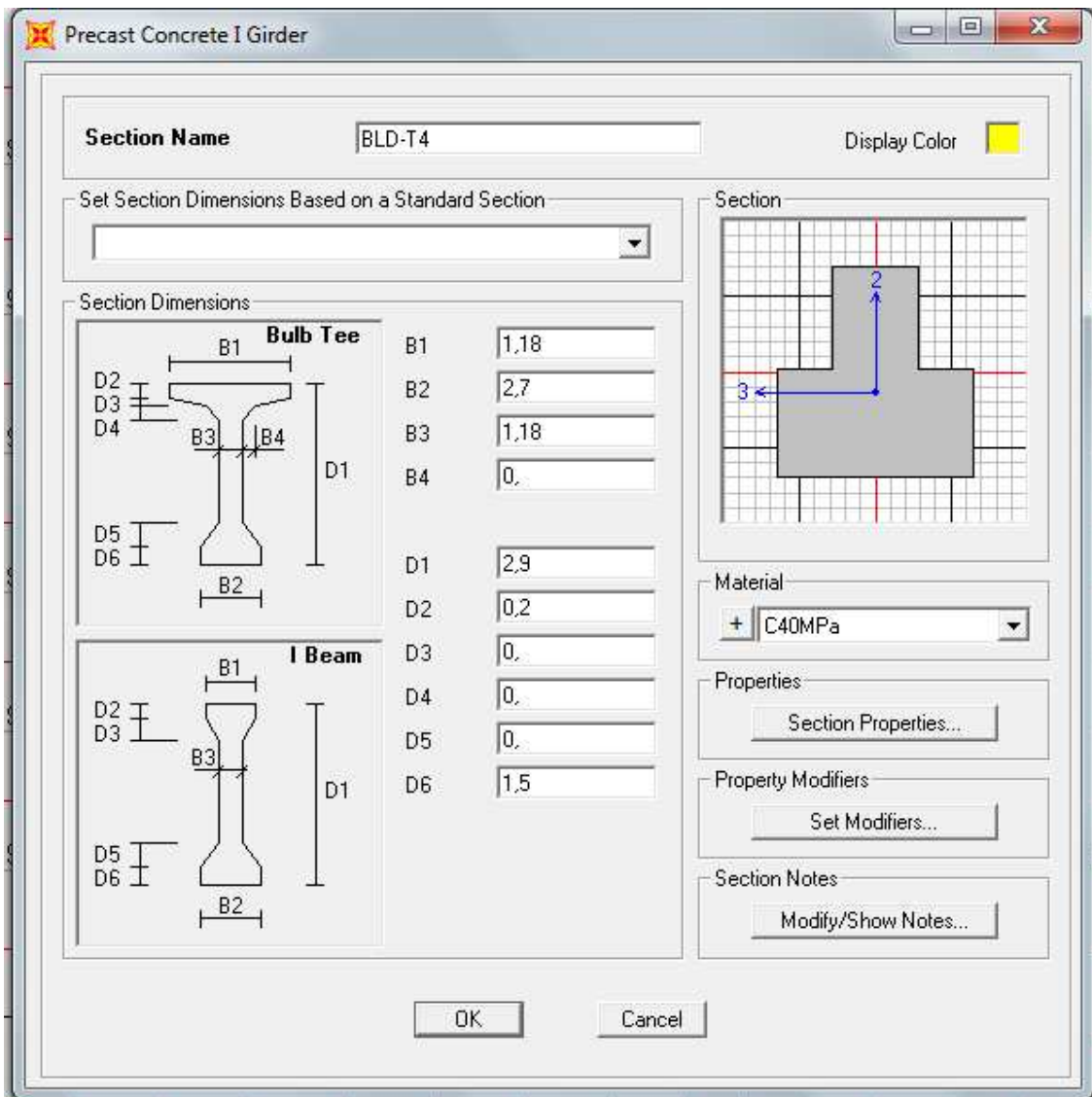


Figura 5-6 – Seção Final dos Blocos 270 x 150 cm– Modelos PE e PA

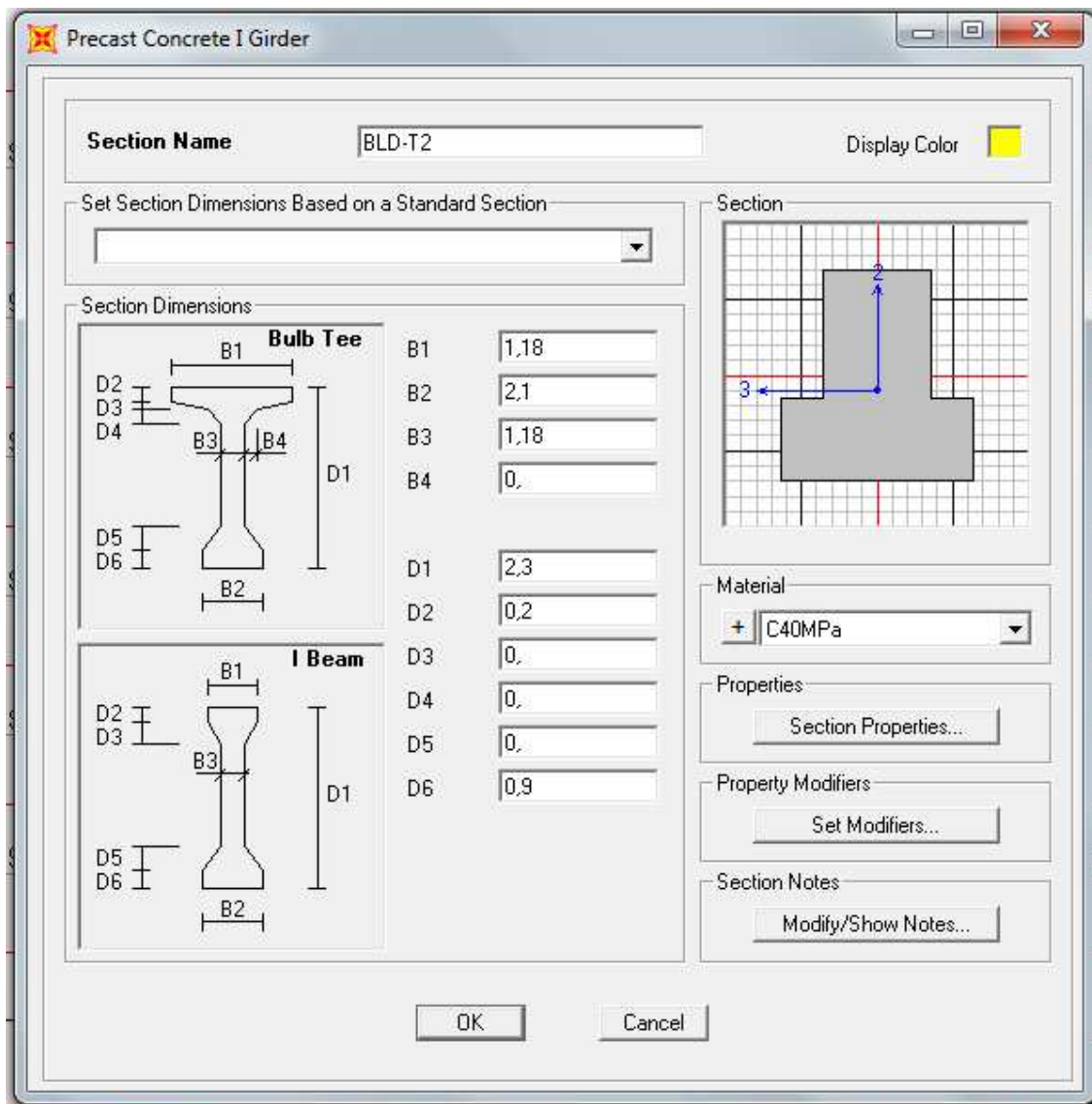


Figura 5-7 – Seção Final dos Blocos 210 x 90 cm– Modelos PE e PA

Cada estaca foi modelada por elementos de pórtico espacial (*frames*) ao longo de seu comprimento integral de 54 m. O nó da base foi considerado um apoio simples, com restrições aos deslocamentos e liberado às rotações, enquanto que o nó de topo é um nó no plano médio da laje e do bloco, definindo-se, assim uma ligação rígida com a superestrutura, sendo a mesma liberada à torção.

Nos 10 m de comprimento de pino escavado em rocha, são adotados elementos de 1m de comprimento e, nos nós, apoios elásticos discretos nas direções longitudinal e transversal, para modelar uma fundação do tipo Winkler, sem atrito. A rigidez em cada direção de cada apoio elástico é estimada pelo produto do módulo de reação horizontal ( $\eta_H$ ) do solo vezes a área de influência do nó, dada pelo diâmetro da estaca e o



comprimento de influência do nó. Para o argilito existente (ver sondagem no Anexo A), considera-se um módulo de reação ( $\eta_H$ ) de 200.000 kN/m<sup>3</sup>, constante ao longo da altura e nas duas direções. O valor tomado se baseia no indicado por ALONSO (1989) para argila dura, cuja resistência ao cisalhamento em ensaio não drenado é maior que 400 kPa.

As características mecânicas dos elementos são avaliadas pelo programa SAP para as seções transversais brutas das estacas, nas figuras 5.8 a 5.10, em concreto C20, desprezando-se a existência das camisas metálicas e das barras de armaduras.

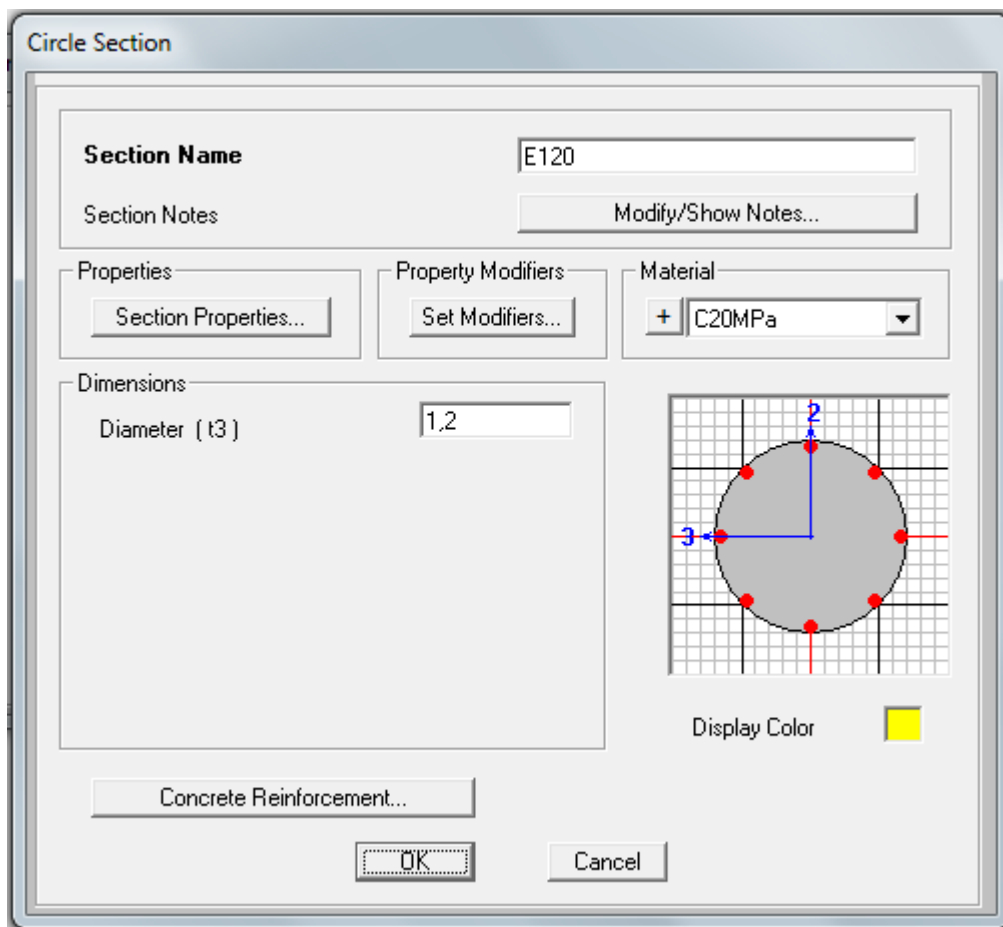


Figura 5-8 – Seção das Estacas de  $\varphi = 120$  cm – Modelos PA e PE

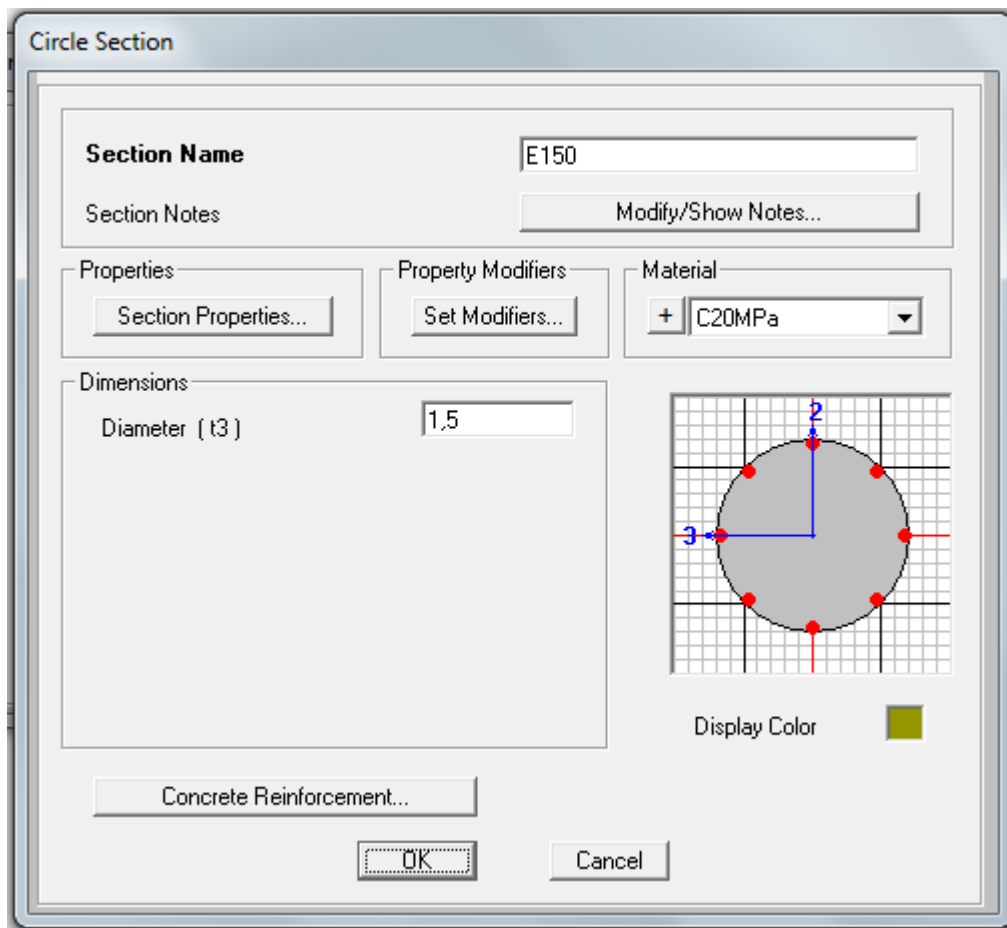


Figura 5-9– Seção das Estacas de  $\varphi = 150$  cm – Modelo PA

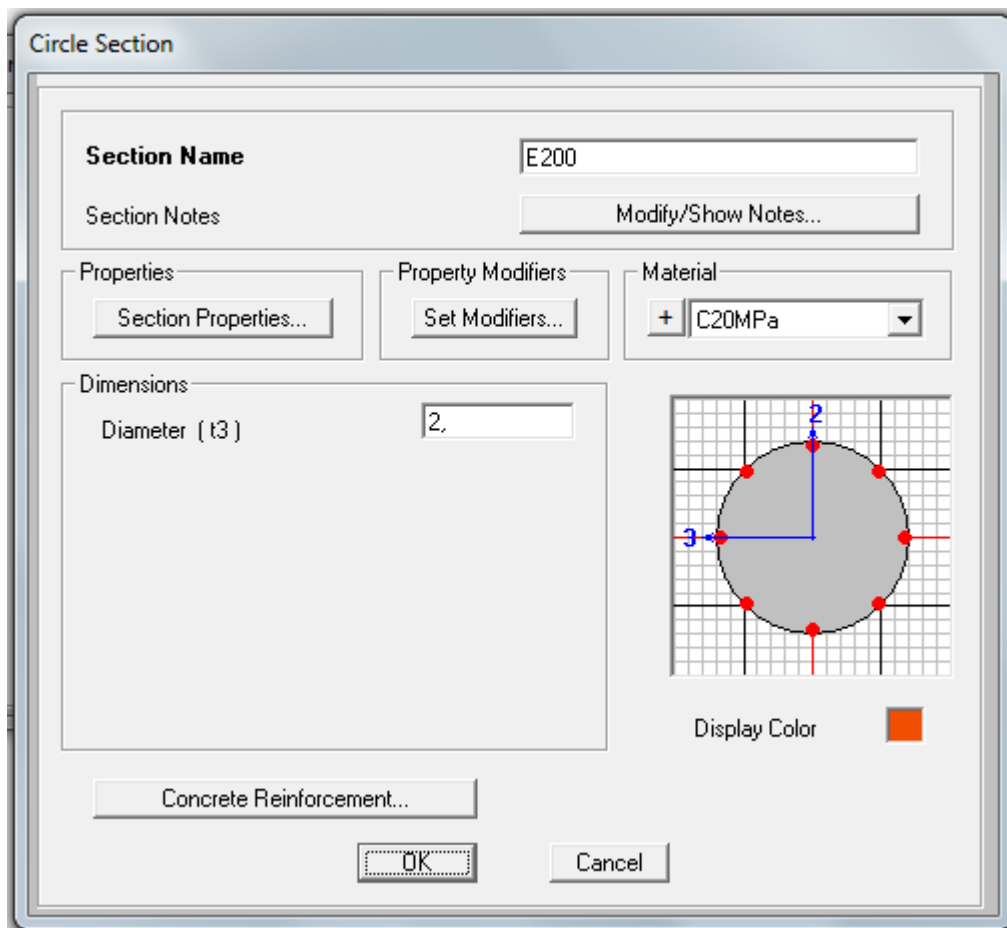


Figura 5-10– Seção das Estacas de  $\varphi = 200$  cm – Modelo PE

## 5.2. Cargas Atuantes na Estrutura

Neste item, são apresentadas as ações permanentes e variáveis que atuam sobre a estrutura e como estas se traduzem nos carregamentos aplicados aos modelos. As cargas podem ser descritas como cargas permanentes (peso próprio da estrutura e equipamentos) e cargas variáveis (corrente, amarração, guindastes, temperatura e retração). A seguir estão as cargas atuantes:

### 5.2.1. *Peso Próprio*

O peso próprio da estrutura foi aplicado automaticamente pelo programa com base nas propriedades das seções e dos materiais.

### 5.2.2. *Corrente*

A ação da corrente marítima, na direção X, paralela ao eixo longitudinal da estrutura, é considerada através de uma carga uniforme na direção X aplicada às estacas ao longo da altura da lâmina d'água. A figura 5.11 ilustra o carregamento de corrente no sentido positivo da direção X aplicado a algumas estacas. Observa-se que pode ocorrer uma reversão no sentido da corrente.

A velocidade da corrente considerada é de 2,57m/s, retirada do documento fornecido pelo Centro de Hidrografia da Marinha.

A intensidade da carga uniforme de corrente é obtida por  $\rho \times \phi$ , onde  $\rho$  é a pressão atuante e  $\phi$  é o diâmetro da estaca. A pressão  $\rho$  pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\rho = Ca \times \frac{\gamma \times v^2}{2 \times g}, \text{ onde:}$$

coeficiente de arrasto para seção circular-  $Ca = 0,70$

peso específico da água-  $\gamma = 10,20 \text{ kN} / \text{m}^3$

velocidade da corrente-  $v = 2,57 \text{ m} / \text{s}$

gravidade-  $g = 9,81m / s^2$

$$\rho = Ca \times \frac{\gamma \times v^2}{2 \times g} = 0,7 \times \frac{10,20 \times 2,57^2}{2 \times 9,81} = 2,40 \text{ kN/m}^2$$

Assim, a força atuante ao longo das estacas, em função de cada diâmetro, é:

$$\rho \times \phi = 2,40 \times 1,2 = 2,88 \text{ kN / m} \quad (\text{estacas com diâmetro de 1,20m})$$

$$\rho \times \phi = 2,40 \times 1,5 = 3,60 \text{ kN / m} \quad (\text{estacas com diâmetro de 1,50m})$$

$$\rho \times \phi = 2,40 \times 2,0 = 4,80 \text{ kN / m} \quad (\text{estacas com diâmetro de 2,00m})$$

A figura 5.11 ilustra a aplicação do carregamento de corrente ao longo das estacas na direção X.

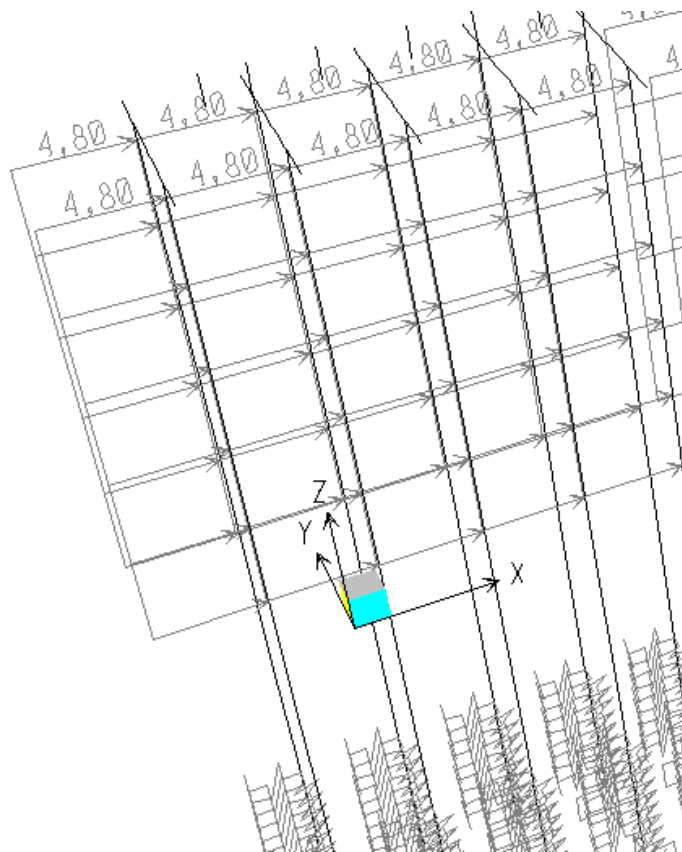


Figura5-11– Exemplo de Aplicação da Carga de Corrente no Modelo Computacional (PE) no Programa SAP2000

### 5.2.3. Sobrecarga

É considerada uma sobrecarga vertical uniformemente distribuída de, aplicada aos elementos de casca dos modelos estruturais, conforme ilustrado na figura 5.12. Esse valor da sobrecarga está em conformidade com as prescrições da NBR9782 para cais ou píer para granéis sólidos (tabela 5.2) e pode ser reduzido para o projeto das fundações. Essa redução está explicitada no item que aborda a combinação dos carregamentos.

Tabela 5-2 – Valores Característicos Nominiais Mínimos das Sobrecargas a Serem Consideradas em Obras de Acostagem (NBR9782/1987)

<b>unid: kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Tipo de obra</b>	<b>Sobrecarga</b>
Cais ou pier para carga geral (classe especial)	50
Cais ou pier para carga geral (classe G 32)	40
Cais ou pier para carga geral (classe G 12)	30
Cais ou pier para carga geral (classe G 6)	20
Cais ou pier para containeres ou Ro-Ro	40
Cais ou pier para granéis sólidos	30
Cais ou pier para granéis líquidos	20
Cais ou pier para produtos siderúrgicos	100
Ponte de acesso	10
Passarela	5
Plataformas fixas ou flutuantes sem sobrecarga definida	10
Áreas de estoque de granéis de uso geral	100
Cais ou pier pesqueiro	10
Cais ou pier para passageiros	10
Cais para rebocadores	10

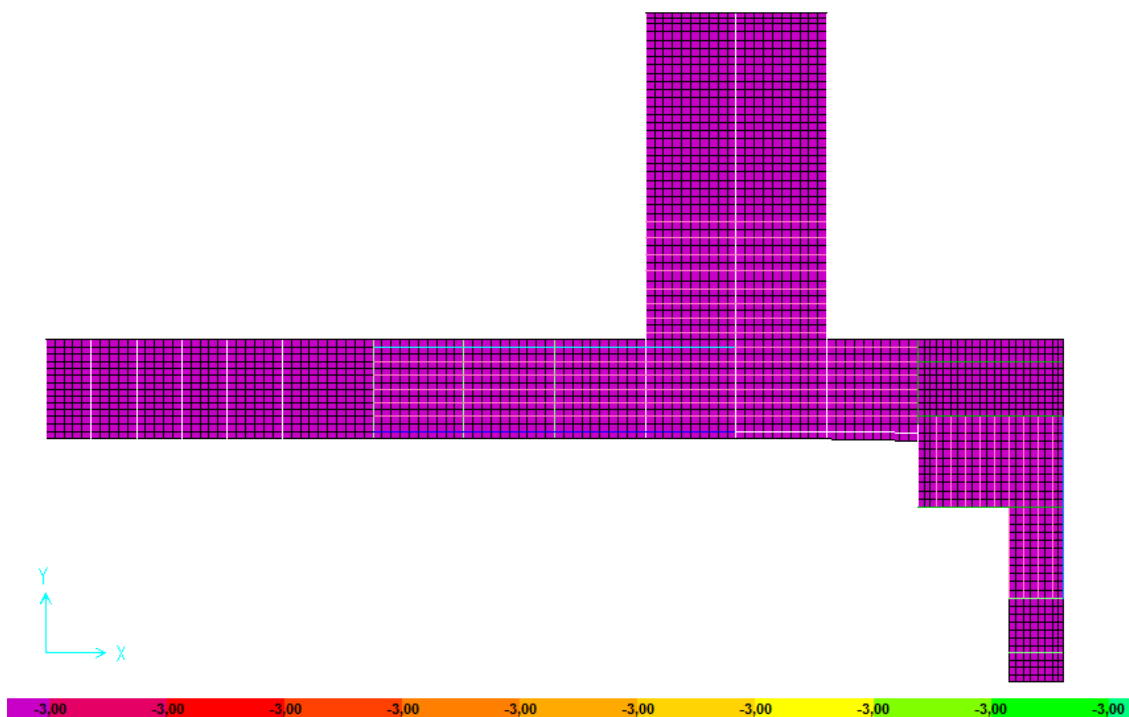


Figura5-12–Aplicação da Sobrecarga na Laje (PE e PA) do Programa SAP2000

Dentro do escopo deste trabalho, o valor de sobrecarga adotado visa cobrir pesos de equipamentos e demais sobrecargas verticais da fase de operação considerada. Para efeitos de um projeto profissional completo, essa sobrecarga não substitui as cargas de veículos e guindastes, patolas de guindastes etc.

As ações variáveis das fases de construção, manutenção e operação devem ser consideradas e aplicadas como cargas verticais e horizontais (frenagem, aceleração, centrífuga). Estas cargas não geram resultados significativos para efeito global, como solicitações nas estacas e deslocamentos da superestrutura, mas sim para efeitos localizados, importantes no dimensionamento dos blocos, vigas e lajes.

Portanto, como o objetivo do trabalho é a comparação do comportamento das estruturas sujeitas predominantemente a esforços horizontais (amarração e corrente) estas cargas não serão modeladas.

#### 5.2.4. *Variação Uniforme de Temperatura*

É considerada uma variação uniforme temperatura de  $\Delta T = \pm 15^{\circ} C$ , imposta aos elementos de casca e de barras dos modelos estruturais.

### 5.2.5. Retração

Para a retração, é considerada uma deformação específica imposta de  $-15 \times 10^{-5}$ , conforme recomendação da NBR 6118:2014.

### 5.2.6. Carga de Amarração

Para determinação dos esforços atuantes nos equipamentos de amarração, leiam-se guinchos e gatos, foi feita uma simulação em modelo reduzido junto ao laboratório do FCTH, (USP, São Paulo, SP) para operação dos seguintes navios: VALEMAX; BergeStahl; DCanyon; e DRiver.

As cargas de amarração atuantes na estrutura estão orientadas a  $90^\circ$  em relação ao eixo X+ no sentido horário no D7 e, em relação ao eixo Y+, a  $40^\circ$  também no sentido horário no D8. Essas podem apresentar uma variação angular no plano horizontal para mais e para menos de  $15^\circ$  (ver figura 5.13e); e no plano vertical de  $0^\circ$  a  $20^\circ$  com o plano da laje (ver figura 5.13d).

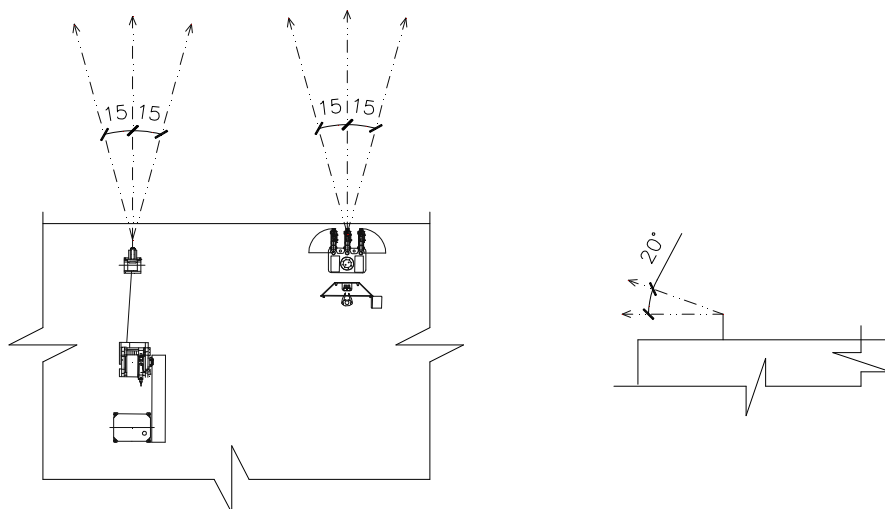


Figura 5-13– Variação Angular da Carga de Amarração – Plano Horizontal (esq.) e Plano Vertical (dir.)

Na figura 5.14 está um esquema de amarração do navio VALEMAX, inicialmente chamado de CHINAMAX. Na tabela 5.3 está um exemplo de uma saída fornecida pelo FCTH com as cargas resultantes por amarra, as colunas que representam as cargas a serem consideradas: para o D7 são as nomeadas como 1º e 2º Través de Vante; e, para o D8, a indicada como Lançante de Vante.



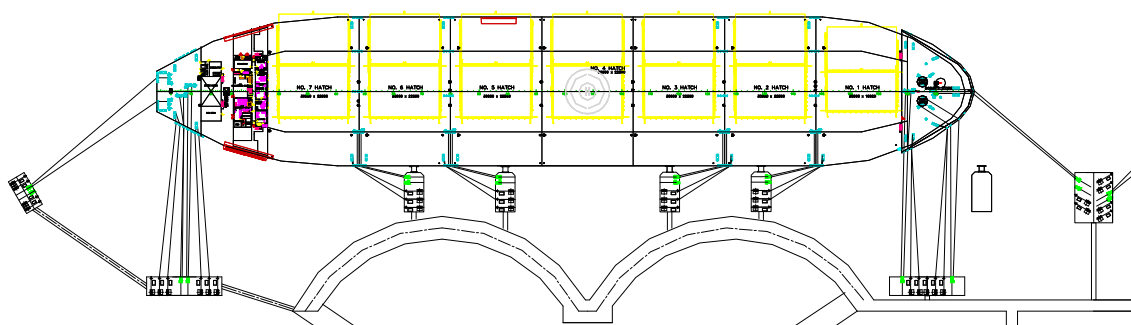


Figura 5-14– Esquema de Amarração – VALEMAX – Estudo FCTH

São aplicadas no modelo, a favor da segurança, uma carga de 600kN atuante nos guinchos e, nos “gatos”, uma de 1000 kN. Essas cargas estão a favor da segurança, já que são os valores últimos dos equipamentos. As mesmas estão aplicadas nos modelos a uma altura total resultada da soma da distância do equipamento a face do tabuleiro mais metade da altura da laje.

A aplicação das cargas de amarração, por equipamento (guincho ou gato), nos modelos a serem analisados é representada no presente trabalho, por um único caso de carga. As figuras 5.15 e 5.16 representam a carga de amarração nos dolphins D7 e D8, respectivamente, de um navio VALEMAX no Berço Sul.

Em um projeto detalhado seriam feitas inúmeras hipóteses de cargas de amarração, variando o tipo de navio com o número de equipamentos a serem mobilizados e angulação das cargas por equipamento.

Tabela 5-3– Esforços de Amarração – VALEMAX [FCTH, 2012]

Ensaio Nº	Maré	Amarração	Esforços (t)											
			1º T.Ré	2º T.Ré	1º S.Fé	2º S.Fé	1º S.Vante	2º S.Vante	1º T.Vante	2º T.Vante	L. Ré	L. Vante		
PQ339	5/8 V 7.0m	Chinamax N.10	F Máxima	10	9	0	1	39	41	20	19	19	5	
			F Significativa	6	6	0	1	37	39	16	16	16	3	
			F Med dos Mês	6	5	0	1	36	39	15	15	16	3	
PQ333	5/8 V 7.0m	Chinamax N.10	F Máxima	5	4	0	0	37	38	22	22	14	7	
			F Significativa	3	2	0	0	36	37	20	19	18	6	
			F Med dos Mês	2	1	0	0	36	36	19	19	12	5	
PQ004	1/2 E 7.0m	Chinamax N.10	F Máxima	20	20	42	42	35	11	34	32	12	34	
			F Significativa	13	13	31	30	26	5	23	22	6	27	
			F Med dos Mês	10	10	27	27	23	3	18	18	4	23	
PQ335	1/2 E 7.0m	Chinamax N.10	F Máxima	21	22	39	41	34	10	37	34	10	37	
			F Significativa	12	13	31	30	26	4	23	22	6	27	
			F Med dos Mês	10	10	28	27	23	3	18	18	4	24	
PQ338	1/2 E 7.0m	Chinamax S.10	F Máxima	22	24	37	32	13	12	24	23	12	23	
			F Significativa	12	14	29	24	5	6	15	16	7	16	
			F Med dos Mês	10	11	26	22	3	3	11	12	6	13	
PQ339	1/2 E 7.0m	Chinamax S.10	F Máxima	20	21	35	38	9	11	32	30	11	31	
			F Significativa	11	12	26	29	4	5	11	19	7	23	
			F Med dos Mês	9	9	23	26	2	3	7	13	5	19	
PQ340	5/8 V 7.0m	Chinamax S.10	F Máxima	26	27	8	8	32	31	28	24	25	13	
			F Significativa	19	19	3	3	30	27	17	16	21	9	
			F Med dos Mês	13	13	1	2	29	26	15	14	18	8	
PQ341	5/8 V 7.0m	Chinamax S.10	F Máxima	24	25	5	4	31	30	26	22	23	11	
			F Significativa	15	15	2	2	27	25	16	15	20	8	
			F Med dos Mês	11	10	1	1	26	23	15	14	17	7	

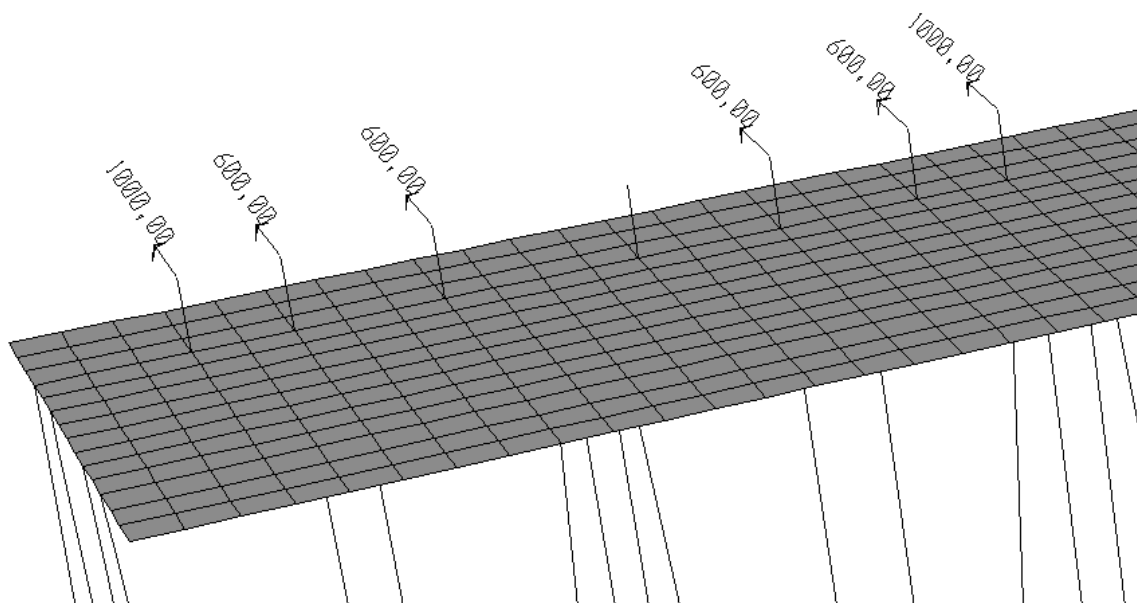


Figura 5-15 – Carga de Amarração Considerada nos Modelos – Dolfim D7

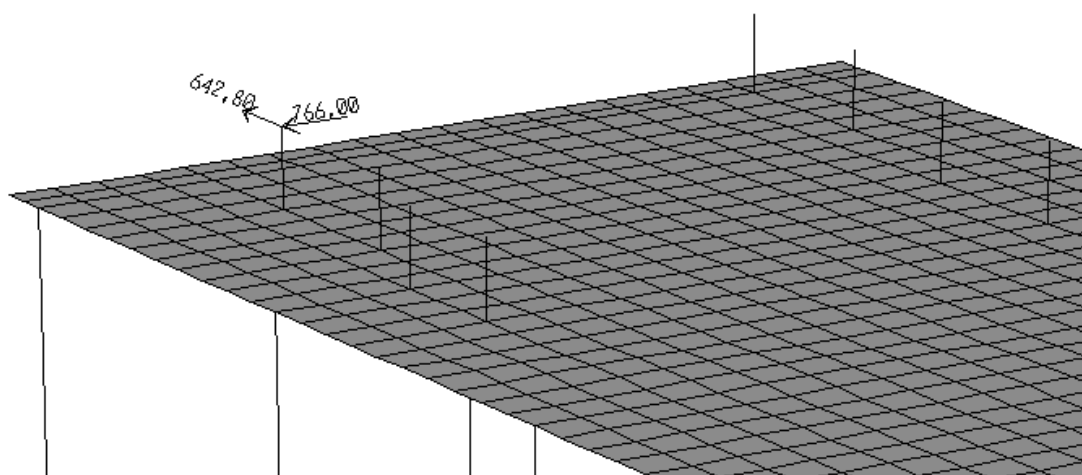


Figura 5-16 – Carga de Amarração Considerada nos Modelos – Dolfim D8

### 5.3. Combinações das Ações Consideradas

Após o processamento do modelo, as respostas de cada carregamento foram combinadas para determinação dos deslocamentos da estrutura e as cargas nas estacas no Estado Limite de Serviço (ELS).

Os fatores de multiplicação (tabela 5.4) e as combinações (tabela 5.5) utilizados para essas análises estão de acordo com as normas NBR6118:2011 e a NBR8681:2003.

A norma NBR9782:1987 ainda permite a redução do efeito da sobrecarga para análise das cargas nas fundações:

*“Para avaliação das cargas nos elementos suportes da fundação de estruturas, pode ser aplicado um coeficiente de 0,7 ao valor característico da sobrecarga vertical, coeficiente esse que representa a pequena probabilidade de ocorrência dessa sobrecarga, com seu valor máximo, em toda a área de influência desse elemento suporte de fundação.”*

Tabela 5-4– Fatores de Multiplicação a serem Aplicados nas Cargas Atuantes - ELS

Verificação: ELS	Coeficientes	
	Desfavorável	$\psi_2$
Peso Próprio	1	0
Corrente	1/-1	0
Retração	1/0	0
Amarração	1/0	0
Sobrecarga	0,7/0	0,5
Temperatura	1/0	0,3

A carga de corrente pode se multiplicada por +1,0 e -1,0 devido à possibilidade de a mesma atuar na direção X nos dois sentidos de acordo com a variação de maré.

Tabela 5-5– Resumo das Combinações – ELS

Comb.	Carregamento					
	Peso Próprio	Corrente	Retração	Amarração	Sobrecarga	Temperatura
ELS 1	1	1	1	0	0	0
ELS 2	1	1	1	0	0	1
ELS 3	1	1	1	0	0,7	0
ELS 4	1	1	1	1	0	0
ELS 5	1	1	1	1	0	0,3
ELS 6	1	1	1	1	0,35	0
ELS 7	1	1	1	1	0,35	0,3

## RESULTADOS DAS ANÁLISES

---

Neste capítulo, buscando fazer uma comparação do comportamento das soluções PE e PA, são apresentados os resultados mais relevantes de cada modelo.

São estudadas as seguintes respostas:

- Cargas nas Estacas;
- Esforços Atuantes nas Superestruturas;
- Deslocamentos.

### 6.1. Estaqueamento

São apresentados, a seguir, os esforços atuantes no topo das estacas. Os resultados obtidos dos modelos estão listados por carregamento para, posteriormente, serem combinados conforme a tabela 5.6, de modo a obter as solicitações finais nos ELS.

As tabelas, neste capítulo, apresentam apenas os valores envoltórios máximos e mínimos por resposta. E, para melhor interpretação do comportamento de cada estrutura, as tabelas estão subdivididas de acordo com o diâmetro das estacas. Tabelas com os resultados finais, completos, de cada solução estão no Anexo B.

A orientação dos eixos locais das estacas está ilustrada na figura 6.1. Para as estacas, têm-se que:

- Eixo 1: Paralelo ao Eixo Global Z
- Eixo 2: Paralelo ao eixo Global X
- Eixo 3: Paralelo ao eixo Global Y

Para o esforço normal, a notação P é substituída por N na apresentação dos resultados e adota-se a convenção usual:

- N - Sinal Positivo (+) : Tração no elemento;
- N - Sinal Negativo (-) : Compressão no elemento.

As demais componentes de esforços seguem a convenção de sinais vetorial.

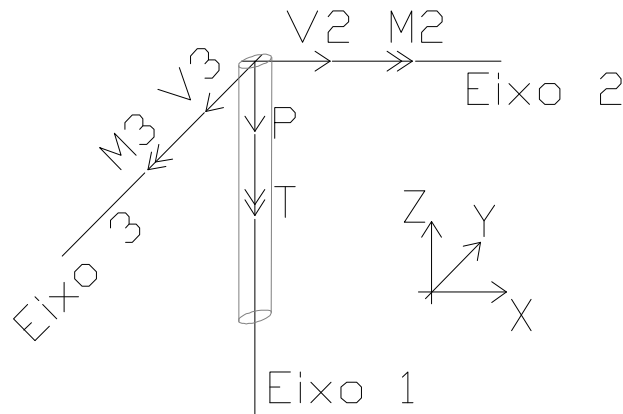


Figura 6-1– Eixos Locais das Estacas e Eixo Global das Estruturas

Para melhor interpretar o comportamento das estacas, buscando definir qual o esforço predominante, é estudada a excentricidade dos momentos resultantes ( $M$ ) em relação ao esforço axial, expressa pela equação abaixo:

$$e = M/N, \text{ onde:}$$

- $M$  é o momento fletor resultante  $\left( M = \sqrt{M_2^2 + M_3^2} \right)$  atuante no topo das estacas;
- $N$  é o esforço axial.

Adotou-se, para as excentricidades, o mesmo sinal dos esforços normais.

A partir dos resultados das excentricidades encontradas é feita a seguinte análise:

- Caso a excentricidade seja menor que o raio da estaca ( $R$ ), a estaca apresenta flexo-compressão ou flexo-tração com pequena excentricidade. Desse modo, o esforço axial é predominante, pois a seção transversal está totalmente comprimida ou totalmente tracionada;
- Caso a excentricidade seja maior que o raio da estaca ( $R$ ), a estaca apresenta flexo-compressão ou flexo-tração com grande excentricidade. Desse modo, o momento fletor é predominante, pois a seção transversal está com um bordo comprimido e outro tracionado.

### 6.1.1. *Peso Próprio*

Abaixo são apresentadas as respostas dos modelos PE e PA para o peso próprio. Nesse carregamento, em ambas as soluções, o esforço predominante é o esforço axial.

As figuras 6.2 e 6.3 mostram os diagramas de esforços axiais para cada solução e, nas tabelas 6.1 e 6.2, estão apresentados os valores envoltórios dos esforços e excentricidades nos topos das estacas para cada solução. Observa-se que os valores extremos apresentados não são concomitantes.

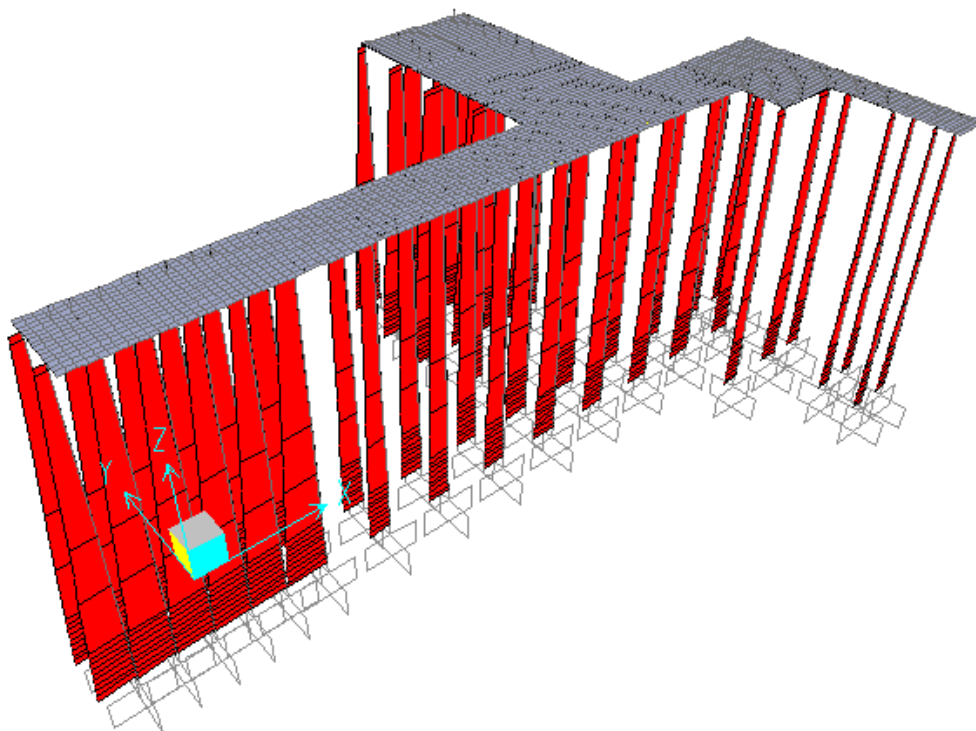


Figura 6-2 – Diagrama de Esforços Axiais – Peso Próprio – Projeto Executado

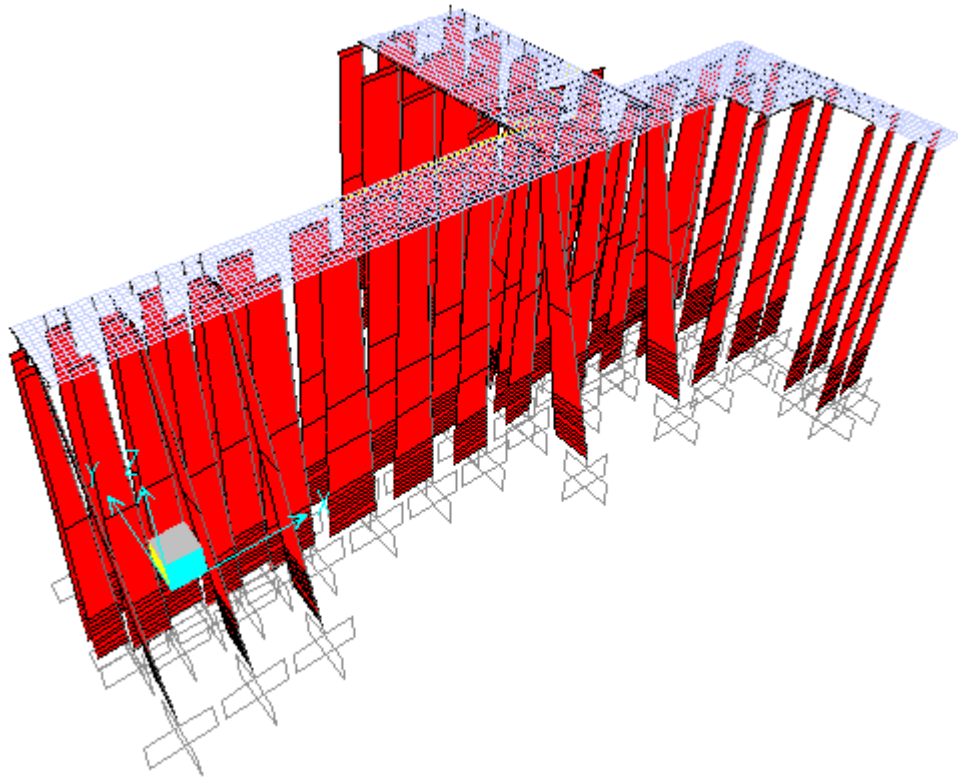


Figura 6-3 – Diagrama de Esforços Axiais – Peso Próprio – Projeto Alternativo

Tabela 6-1 – Envoltória de Esforços – PE – Peso Próprio

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	-829	3	1	38	81	141	0,0
	Mínimo	-3429	-3	-4	-122	-94	4	-0,1
φ200	Máximo	-1314	20	7	247	642	716	0,0
	Mínimo	-5689	-22	-1	-33	-701	18	-0,4

Tabela 6-2 – Envoltória de Esforços – PA – Peso Próprio

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	-775	3	2	74	99	144	0,0
	Mínimo	-5059	-4	-4	-110	-128	6	-0,0
φ150	Máximo	-1123	210	258	2068	1760	2068	-0,4
	Mínimo	-3299	-211	-257	-2027	-1766	1434	-1,8

Nota-se que, na solução do Projeto Alternativo, são encontrados valores significativos para os momentos M2 e M3 no topo das estacas inclinadas. Isto ocorre pelo efeito de flexão provocado pela ação do peso próprio ao longo das estacas



inclinadas. Observa-se que os valores extremos de M2 e M3 não são concomitantes. Os altos valores de M3 são obtidos para as estacas inclinadas na direção longitudinal, os de M2, para as inclinadas na direção transversal.

Na região do D8, em ambas as soluções, as estacas, de grande diâmetro em PE e pequeno em PA, apresentam compressões elevadas com pequena excentricidade. Isso ocorre em razão da grande área de influência que estas abrangem.

Conclui-se, então, que o peso próprio gera compressões com pequenas excentricidades nas estacas verticais, em ambas as soluções, enquanto que, nas estacas inclinadas, os efeitos de flexão não são desprezíveis.

#### 6.1.2. *Corrente*

A seguir são apresentados os esforços atuantes no topo das estacas para a carga de corrente na direção positiva do eixo global X. Para a solução com estacas verticais (PE) o esforço predominante é o de flexão, enquanto que para a solução com estacas inclinadas (PA) é o axial.

A figura 6.4 mostra o diagrama de momentos fletores M3 para a solução PE. Observa-se que as estacas de grande diâmetro, nas regiões D7 e D8 têm os maiores momentos M3. São, portanto, os principais elementos no equilíbrio desta ação horizontal. Para a corrente na direção X+, as estacas junto ao eixo 35 (menor coordenada X) são as que apresentam maiores trações.

A figura 6.5 mostra o diagrama de esforços axiais para a solução PA. As estacas inclinadas na direção longitudinal, no eixo K em D8, são as mais solicitadas pela ação da corrente, com os maiores esforços axiais. Quanto ao esforço axial, para a corrente na direção X positiva, a maior tração ocorre em EI-21 (eixo 24) e a maior compressão em EI-16 (eixo 26).

Nas tabelas 6.3 e 6.4 são apresentados os valores envoltórios dos esforços para cada solução.

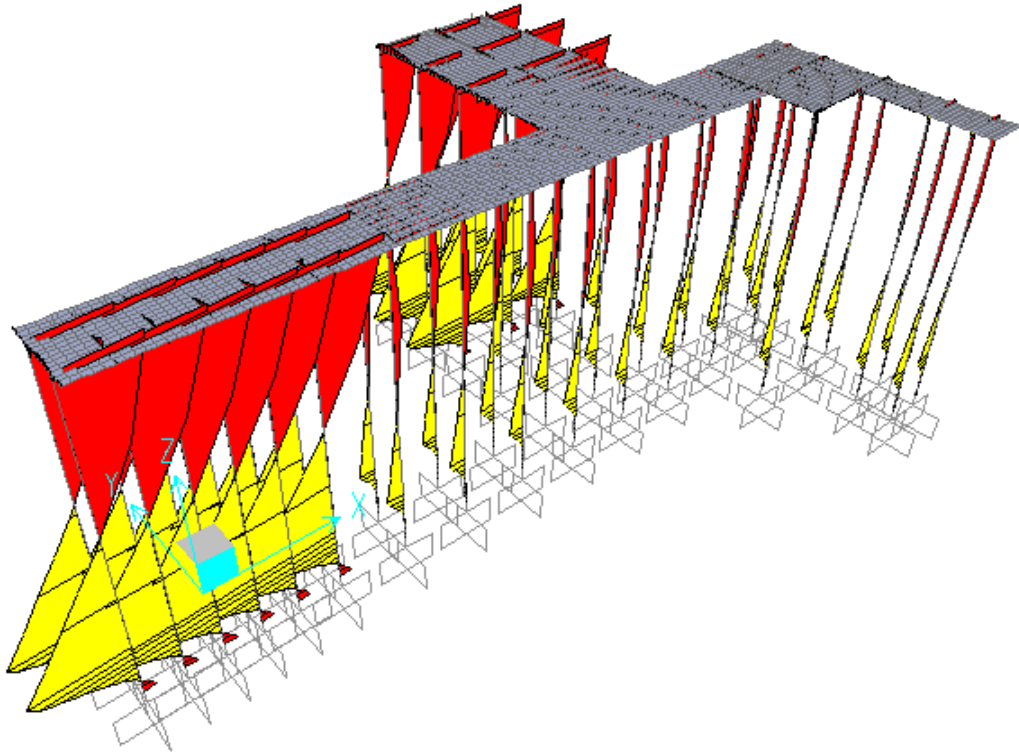


Figura 6-4 – Diagrama de Momentos Fletores M3– Corrente X<sup>+</sup>– Projeto Executado

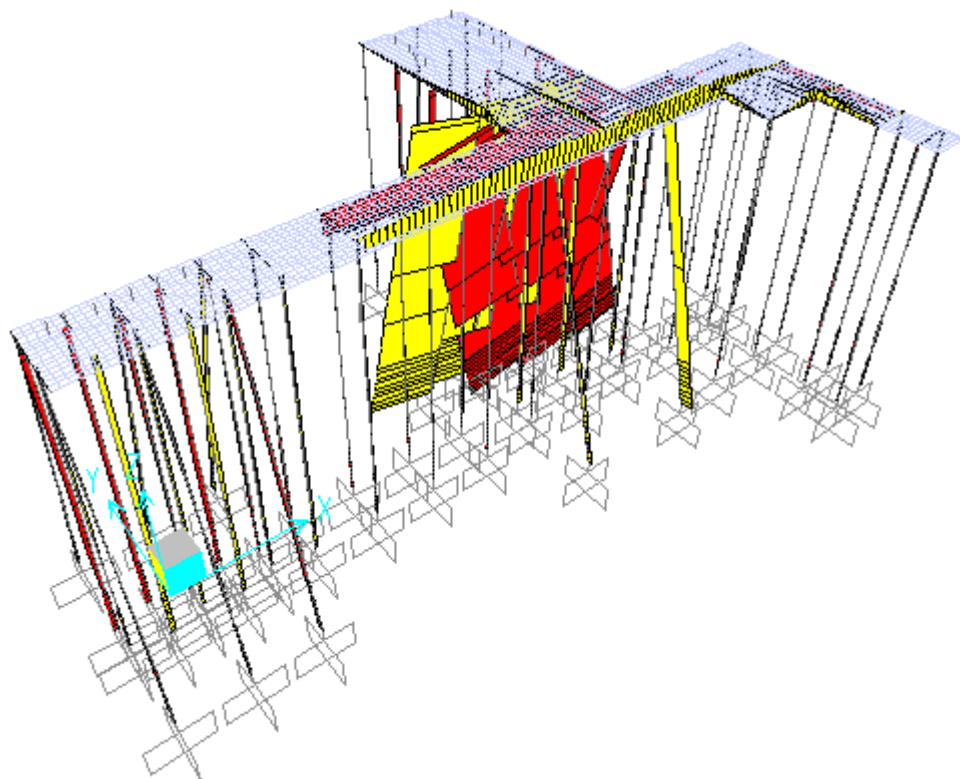


Figura 6-5– Diagrama de Esforços Axiais – Corrente X<sup>+</sup>–Projeto Alternativo

Tabela 6-3 – Envolvória de Esforços – PE – Corrente X<sup>+</sup>

Diâmetro Estaca	Envolvória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	68	35	4	103	-89	201	54
	Mínimo	-122	32	-1	-20	-177	92	-30
φ200	Máximo	757	-23	16	396	-1940	2931	458
	Mínimo	-406	-59	-18	-412	-2912	1944	-213

Tabela 6-4 – Envolvória de Esforços – PA – Corrente X<sup>+</sup>

Diâmetro Estaca	Envolvória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	221	53	3	65	310	311	17
	Mínimo	-253	48	-1	-35	206	213	-370
φ150	Máximo	2807	58	5	130	220	241	4
	Mínimo	-2844	56	-13	-81	164	170	-1

### 6.1.3. Retração e Temperatura

Nesse item são apresentados os esforços nos topos das estacas para a ação da retração do concreto. Os valores para efeito de temperatura ( ) são iguais em módulo, podendo assumir valores opostos no caso de aumento de temperatura.

Para a solução com estacas verticais (PE) o esforço predominante é o de flexão nas estacas, enquanto que, para a solução com estacas inclinadas (PA), é o axial.

A figura 6.6 mostra o diagrama de momentos fletores para PE e a figura 6.7 mostra o diagrama de esforços axiais para PA. Nas tabelas 6.5 e 6.6, são apresentados os resultados envoltórios de modelo.

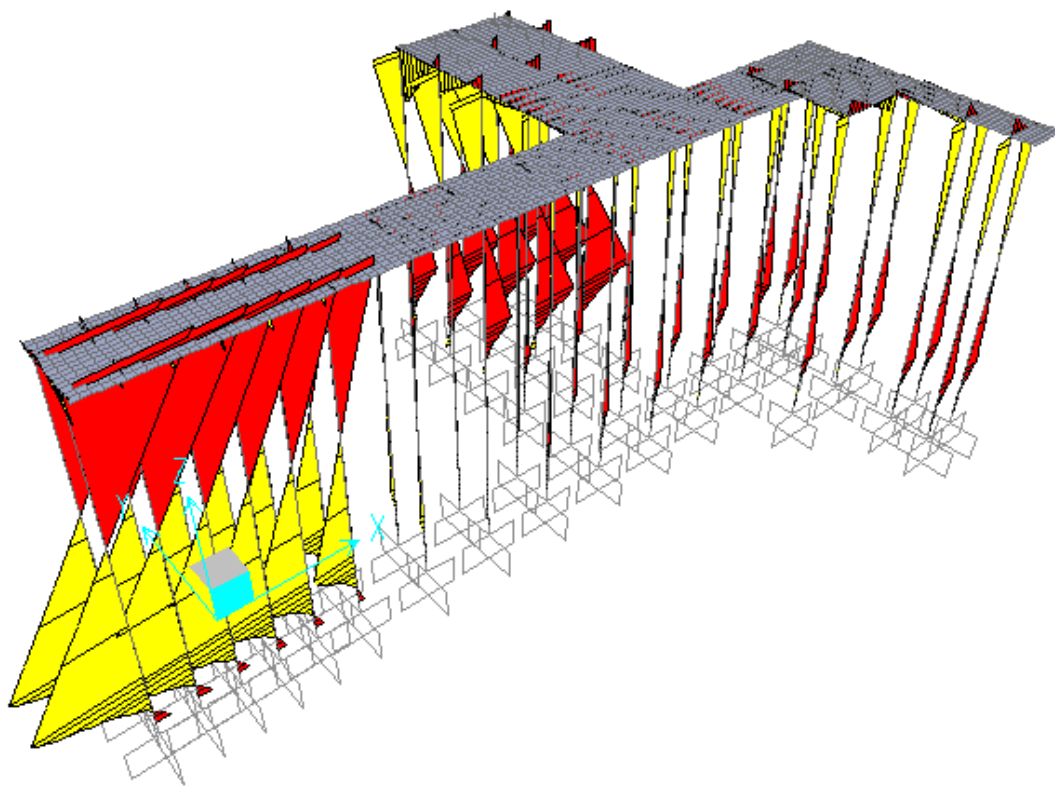


Figura 6-6 – Diagrama de Momentos Fletores M3 – Retração – Projeto Executado

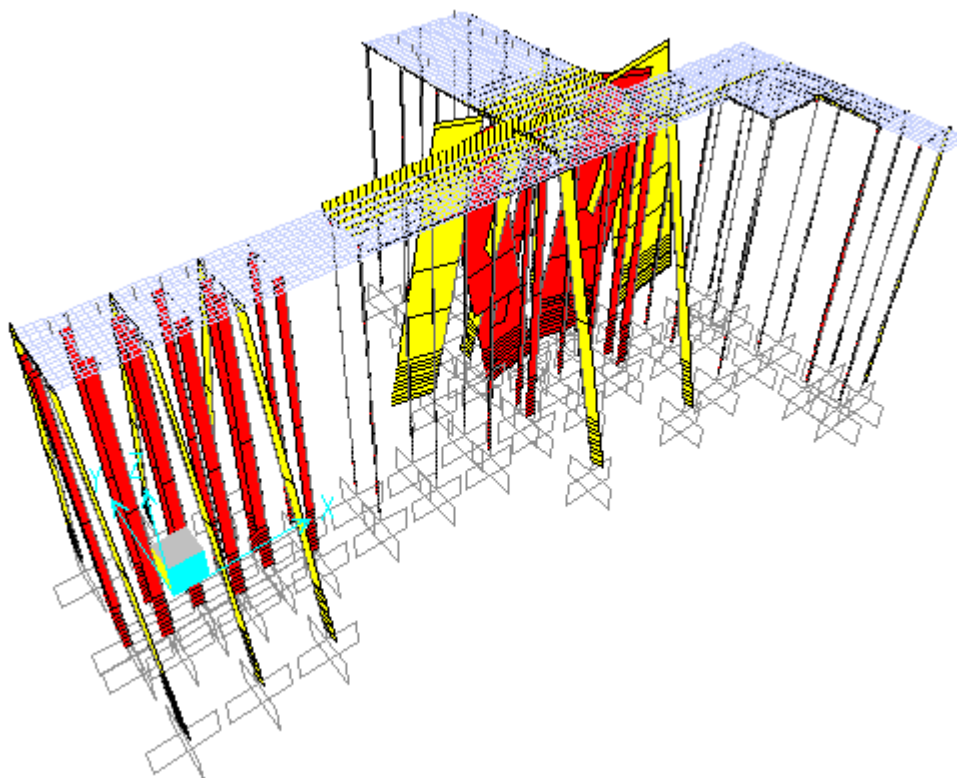


Figura 6-7 – Diagrama de Esforços Axiais – Retração – Projeto Alternativo

Tabela 6-5 – Envoltória de Esforços – PE – Retração

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	26	3	2	39	69	78	2767
	Mínimo	-22	0	0	-1	-11	9	-26
φ200	Máximo	88	10	4	95	239	302	34
	Mínimo	-39	-12	-9	-207	-290	139	-391

Tabela 6-6– Envoltória de Esforços – PA –Retração

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	22	2	1	30	40	74	29
	Mínimo	-36	-3	-2	-42	-74	4	-194
φ150	Máximo	265	1	1	12	28	168	4
	Mínimo	-262	-7	-2	-29	-168	17	0

#### 6.1.4. Sobrecarga

São apresentados, a seguir, os esforços nos topos das estacas devidos à sobrecarga. Para ambos os modelos o esforço predominante é axial.

As figuras 6.8 e 6.9 mostram os diagramas de esforços axiais para cada solução e, nas tabelas 6.7 e 6.8, são apresentados os respectivos valores envoltórios.

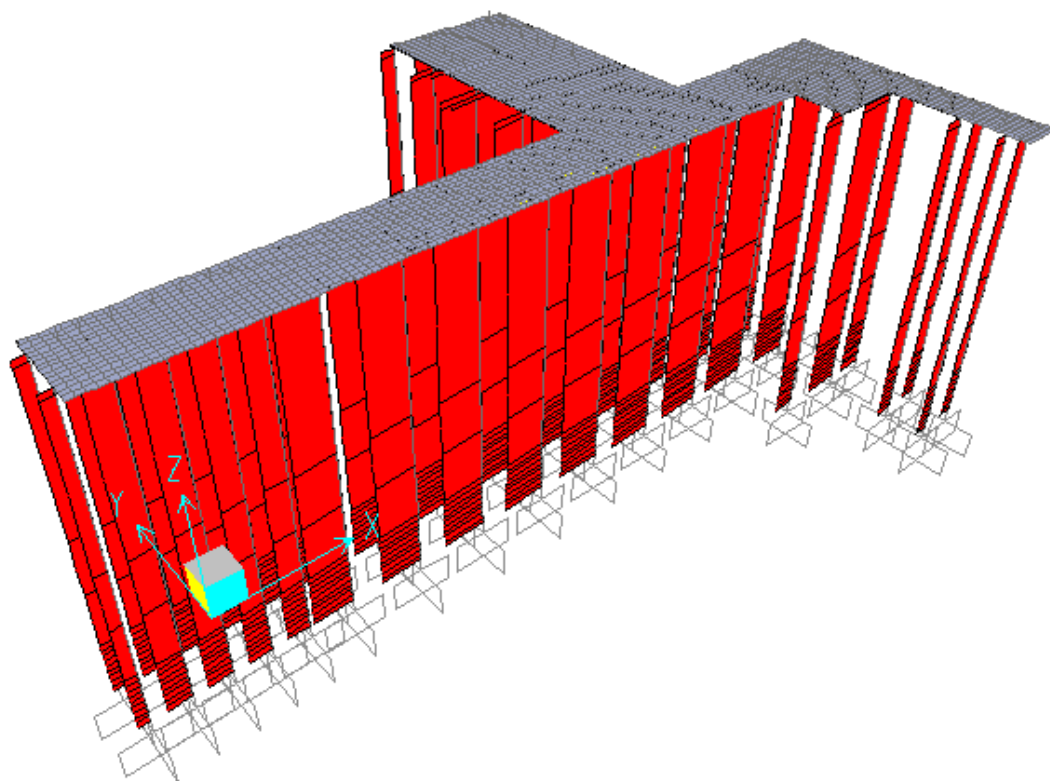


Figura 6-8 – Diagrama de Esforços Axiais – Sobrecarga – Projeto Executado

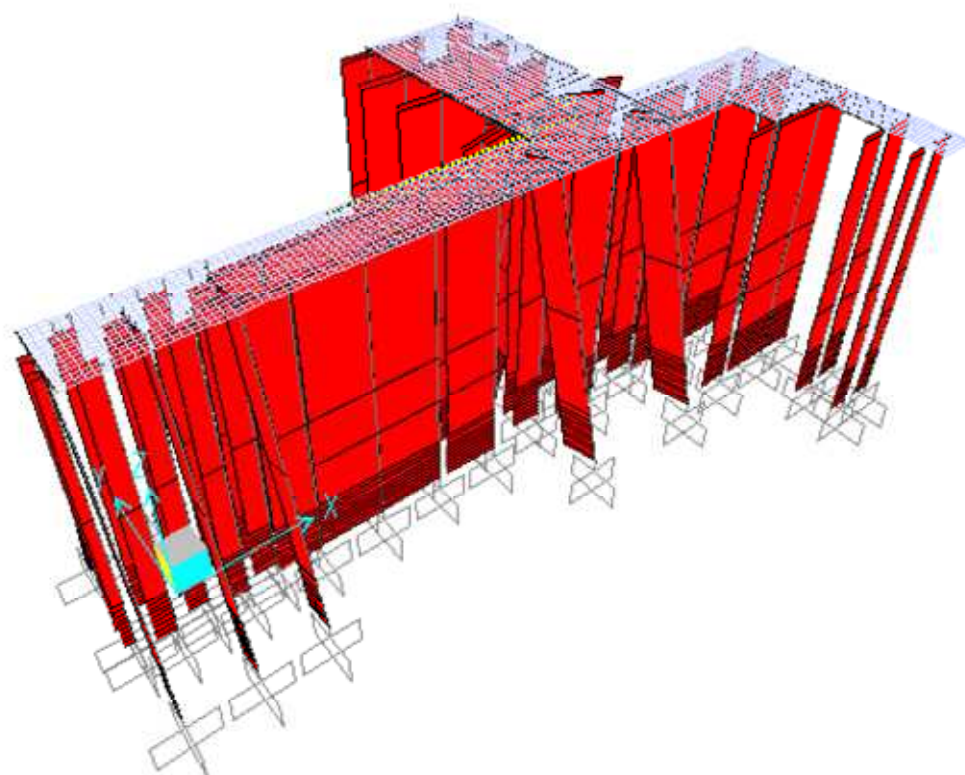


Figura 6-9– Diagrama de Esforços Axiais – Sobrecarga –Projeto Alternativo

Tabela 6-7 – Envoltória de Esforços – PE – Sobrecarga

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	-634	4	1	37	123	149	0,0
	Mínimo	-3149	-4	-4	-134	-135	3	-0,1
φ200	Máximo	-518	28	6	226	900	977	0,0
	Mínimo	-5285	-31	-1	-30	-970	17	-0,9

Tabela 6-8 – Envoltória de Esforços – PA – Sobrecarga

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	-285	3	2	48	104	131	0,0
	Mínimo	-3278	-4	-4	-113	168	168	0,0
φ150	Máximo	-434	6	2	73	204	209	0,0
	Mínimo	-2915	-8	-15	-110	204	209	0,0

#### 6.1.5. Amarração

Para a ação da carga de amarração, no modelo com estacas verticais (PE) o esforço predominante é o de flexão nas estacas, enquanto que, para o modelo com estacas inclinadas (PA) é o de solicitação axial.

A figura 6.10 mostra o diagrama de momentos fletores para PE e a figura 6.11 mostra o diagrama de esforços axiais para PA. Nas tabelas 6.9 e 6.10 estão apresentados os respectivos valores envoltórios esforços nas cabeças das estacas.

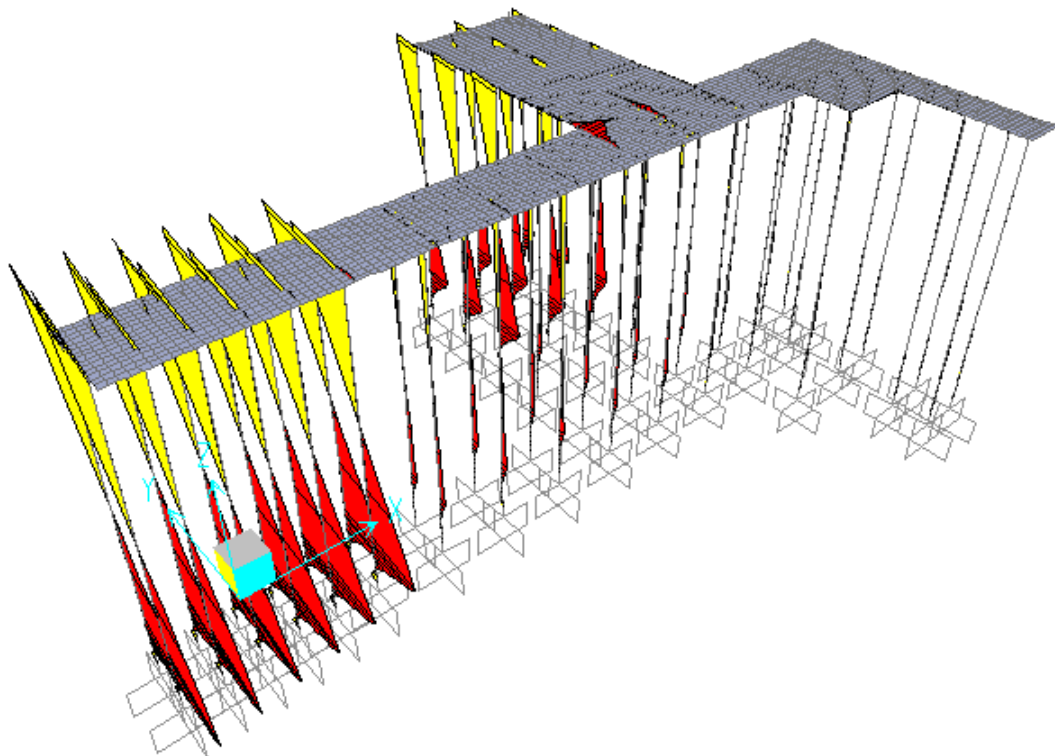


Figura 6-10 – Diagrama de Momento Fletor M2 – Amarração – Projeto Executado

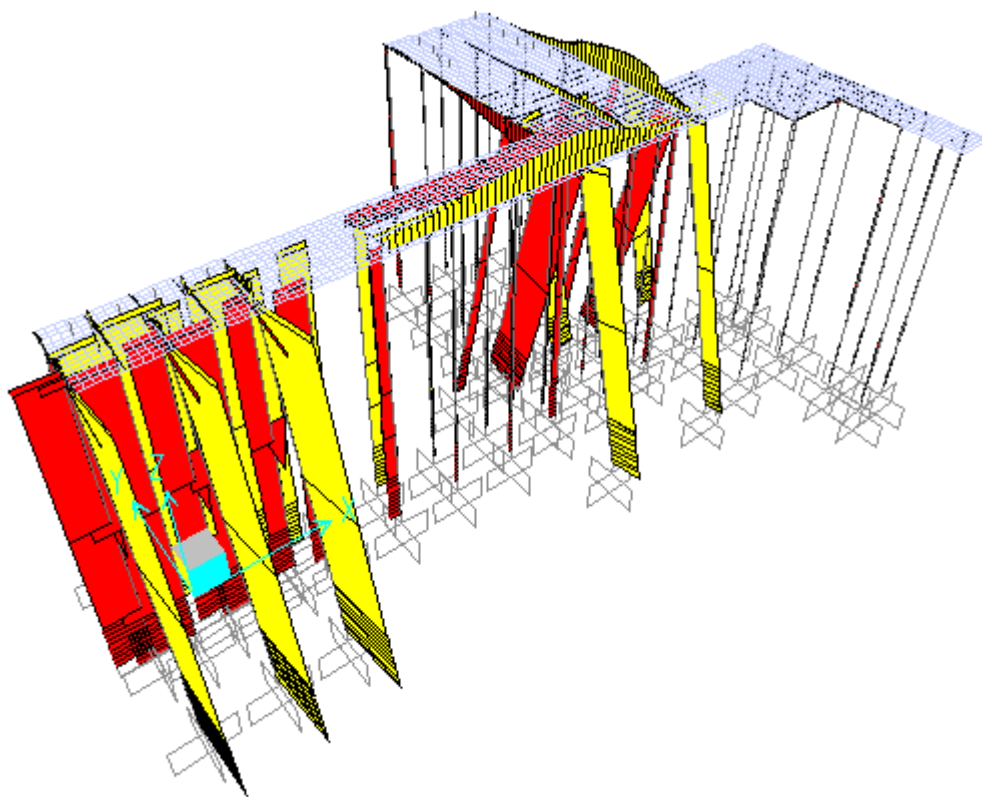


Figura 6-11 – Diagrama de Esforços Axiais – Amarração – Projeto Alternativo



Tabela 6-9 – Envoltória de Esforços – PE – Amarração

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	394	22	34	778	511	821	69,4
	Mínimo	-301	3	-1	-16	79	181	-75,5
φ200	Máximo	2572	73	357	8340	1737	8467	20,5
	Mínimo	-2782	-57	76	1798	-1328	1847	-35,8

Tabela 6-10 – Envoltória de Esforços – PA – Amarração

Diâmetro Estaca	Envoltória	N	V2	V3	M2	M3	M	e
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m
φ120	Máximo	1431	3	15	408	75	409	9,9
	Mínimo	-1436	0	0	3	-11	34	-57,4
φ150	Máximo	2548	5	34	939	118	943	0,4
	Mínimo	-2553	2	4	73	46	87	-0,5

Na solução executada (PE), todas as estacas do projeto executado, mesmo as menos solicitadas, apresentam a flexão como esforço predominante, isto é, flexão composta (compressão ou tração) com grande excentricidade. As estacas de grande diâmetro (200 cm) são os principais elementos que absorvem os efeitos desta carga horizontal, apresentando assim os maiores esforços. As estacas localizadas ente os eixos 30 e 35 são as mais solicitadas, com esforços axiais significativos (2500 kN, para compressão e tração) e, principalmente, momentos fletores elevados, da ordem de 8500 kNm.

Na solução alternativa, são encontrados esforços axiais elevados também nas estacas de pequeno diâmetro (EM-36 a EM-49) localizadas entre os eixos 29 e 35. Estas estacas, localizadas próximas ao dolfim D7, compõem com as estacas inclinadas, os principais elementos de equilíbrio desta ação horizontal. As demais estacas não apresentam esforços significativos.

Ainda na solução PA, tanto para as estacas inclinadas, quanto para as estacas verticais, junto ao D7, o esforço axial é o predominante, já que todas apresentam compressão ou tração com pequena excentricidade.

### 6.1.6. Efeitos Finais do ELS

Os esforços obtidos, apresentados nos itens 6.1.1 a 6.1.5, foram combinados entre si, conforme as tabelas 5.4 e 5.5, de modo a gerar os resultados finais no ELS. Os valores envoltórios dos esforços nas cabeças das estacas, resumidos nas tabelas 6.11 e 6.12, não são concomitantes. Os resultados completos de cada uma das combinações encontram-se no anexo B.

Tabela 6-11 – Resumo da Envoltória de Esforços – ELS – PE

Diâm.	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
φ120	Máx.	-625	58	35	809	782	907	0,0	0,0
	Mín.	-5595	-41	-10	-287	-281	17	0,0	-1,2
φ200	Máx.	1473	140	378	8843	4889	9801	182,1	0
	Mín.	-9429	-105	-31	-692	-4028	1419	6,6	-127

Tabela 6-12 – Resumo da Envoltória de Esforços – ELS – PA

Diâm.	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
φ120	Máx.	271	58	17	458	471	584	9,6	-0,1
	Mín.	-7414	-60	-8	-229	-509	130	0,0	-166,5
φ150	Máx.	1717	271	294	3056	2093	3088	5,8	-0,2
	Mín.	-8121	-271	-260	-2121	-2090	1057	0,6	-68,4

Após análise das tabelas acima conclui-se que:

- 1) Nas estacas de grande diâmetro do D7 (EM-38 a EM-49), da solução PE, os momentos fletores são os esforços mais significativos, já que são encontradas excentricidades absolutas maiores que 1,0m. Desse modo, estas estacas apresentam flexo-compressão ou flexo-tração com grande excentricidade. Os esforços limites encontrados são: momentos fletores resultantes da ordem de até 10.000 kNm e esforços axiais limitados entre - 5.000 kN e 1.500 kN;
- 2) Na região do D8, ainda na solução PE, as estacas de grande diâmetro dos eixos 24 e 26 (EM-17 a EM-19 e EM-29 a EM-31) estão sujeitas à compressão com grande excentricidade, enquanto que as estacas do eixo 25 (EM-23 a EM-25), devido a grande área de influência, estão sujeitas a

elevados esforços de compressão com pequena excentricidade. Todas as estacas de pequeno diâmetro dos eixos 24 a 26 estão sujeitas a compressão com pequena excentricidade;

- 3) As estacas da região do Acesso aos Dolphins D7 e D8 (EM-1 a EM-13), na solução PE, estão sujeitas, em sua maioria, à flexo-compressão com pequena excentricidade. As estacas EM-1 a EM-4 apresentam flexo-compressão com grande excentricidade. Esse resultado ocorre pelo movimento de corpo rígido que ocorre na superestrutura, gerando assim esforços de flexão significativos tanto para amarração quanto para corrente;
- 4) Na região do D7 na solução PA, as estacas inclinadas (EI-1 a EI-10) estão sujeitas à flexo-compressão ou flexo-tração com grande excentricidade, apresentando esforços limitados à faixa de: -5.500 kN e 2.000 kN para esforço axial; e flexão resultante de até 3.000 kNm. Já as estacas verticais de pequeno diâmetro (EM-38 a EM-49) apresentam flexão composta com pequena excentricidade;
- 5) As estacas no D8 de pequeno diâmetro (EM-14 a EM-31) apresentam compressão com pequena excentricidade. Já as estacas inclinadas estão sujeitas a flexão composta com grande excentricidade;
- 6) Todas as estacas da região do Acesso aos Dolphins D7 e D8 (EM-1 a EM-13), na solução PA, estão sujeitas à flexo-compressão com pequena excentricidade;
- 7) Em um projeto com a magnitude e complexidade de um porto, devido às inúmeras respostas encontradas, o dimensionamento estrutural e geotécnico das estacas deve atender a valores envoltórios máximos e mínimos. Desse modo, deve ser feita uma análise paramétrica englobando todos os resultados.

## 6.2. Superestrutura

A resposta da superestrutura de cada solução, PE e PA, é influenciada diretamente pelo tipo de estaqueamento escolhido e seu comportamento sob as ações horizontais mais relevantes - amarração e corrente. Desse modo, a resposta de cada solução é particular, com diferenças significativas.

Para exemplificar as diferenças de comportamento entre as duas estruturas em análise, PE e PA, são estudados a seguir: os deslocamentos horizontais no plano da superestrutura; o comportamento dos blocos, pela análise dos esforços neles atuantes; e, as trajetórias das tensões principais no plano da laje da estrutura.

### 6.2.1. Deslocamentos na Superestrutura

Neste item, são apresentados e analisados as translações no plano X-Y de pontos das superestruturas das soluções PE e PA. O deslocamento na direção X está indicado como U1 e, na direção Y, como U2.

Para ilustrar os deslocamentos presentes nas estruturas foram escolhidos pontos nos vértices, os quais estão indicados e numerados na figura 6.12. Os pontos N1 e N2 são os vértices do bordo extremo de D7. Os pontos N3 a N6 são os vértices do bordo de D8. E os pontos N7 a N11 são pontos próximos à região do acesso.

São apresentados, primeiramente, os deslocamentos por ação atuante na estrutura, seguidos dos deslocamentos finais. Os resultados encontrados para as cargas de peso próprio e sobrecarga são predominantes verticais e não apresentam valores relevantes para a presente análise. Desse modo, as saídas dessas cargas estão apresentadas no anexo C.

Para encontrar os deslocamentos finais foram usadas as combinações em serviço apresentadas nas tabelas 5.4 e 5.5. Combinações, estas, já adotadas para determinar os efeitos finais nas estacas.

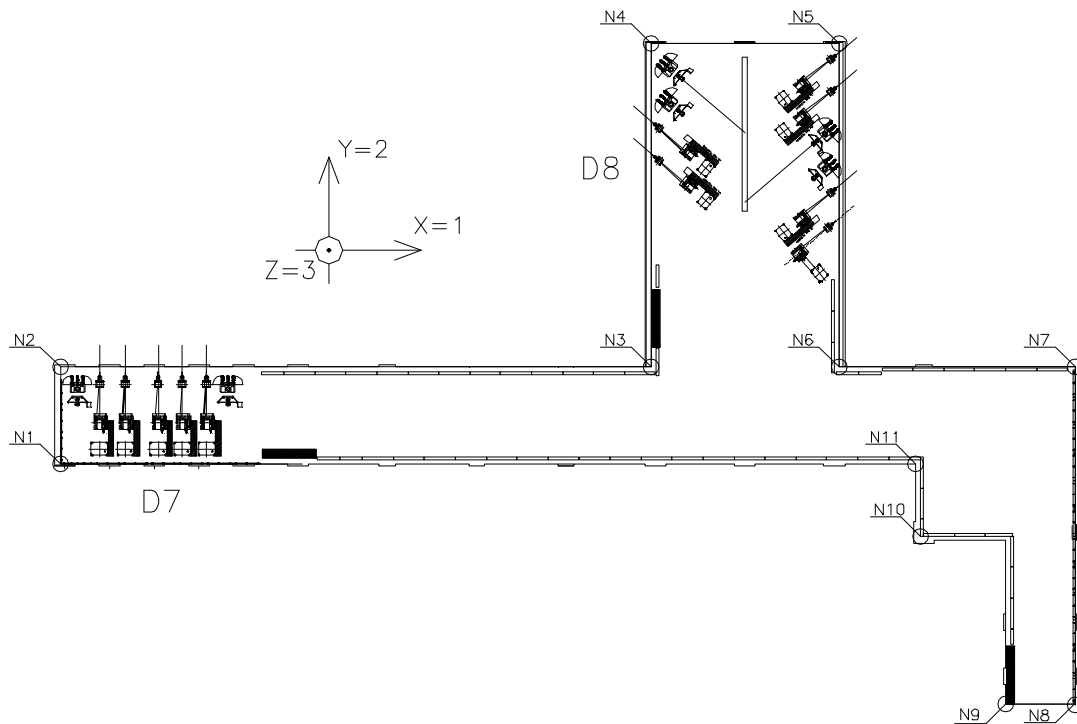


Figura 6-12– Eixos Globais e Locais e Nós de Análise dos Deslocamentos

#### 6.2.1.1. Corrente

Na tabela 6.13 estão apresentados os deslocamentos resultantes do carregamento de corrente aplicado na direção  $X^+$  para ambas as soluções PE e PA. As figuras 6.13 a 6.16 apresentam as configurações deformadas das estruturas em planta e uma vista 3D. Para melhor visualizar os deslocamentos, as imagens foram ampliadas em 200 vezes.

Tabela 6-13 – Deslocamentos – Corrente  $X^+$

Solução	PE		PA	
	U1 $\times 10^{-2}$ m	U2 $\times 10^{-2}$ m	U1 $\times 10^{-2}$ m	U2 $\times 10^{-2}$ m
N1	8,81	-1,04	2,45	-0,26
N2	8,61	-1,04	2,42	-0,26
N3	8,57	0,33	2,33	0,12
N4	7,53	0,33	1,68	0,12
N5	7,53	0,90	1,68	0,47
N6	8,57	0,90	2,32	0,47
N7	8,56	1,70	2,30	1,06
N8	9,79	1,71	3,28	1,08
N9	9,79	1,50	3,28	0,91
N10	9,14	1,20	2,75	0,68
N11	8,90	1,20	2,56	0,68

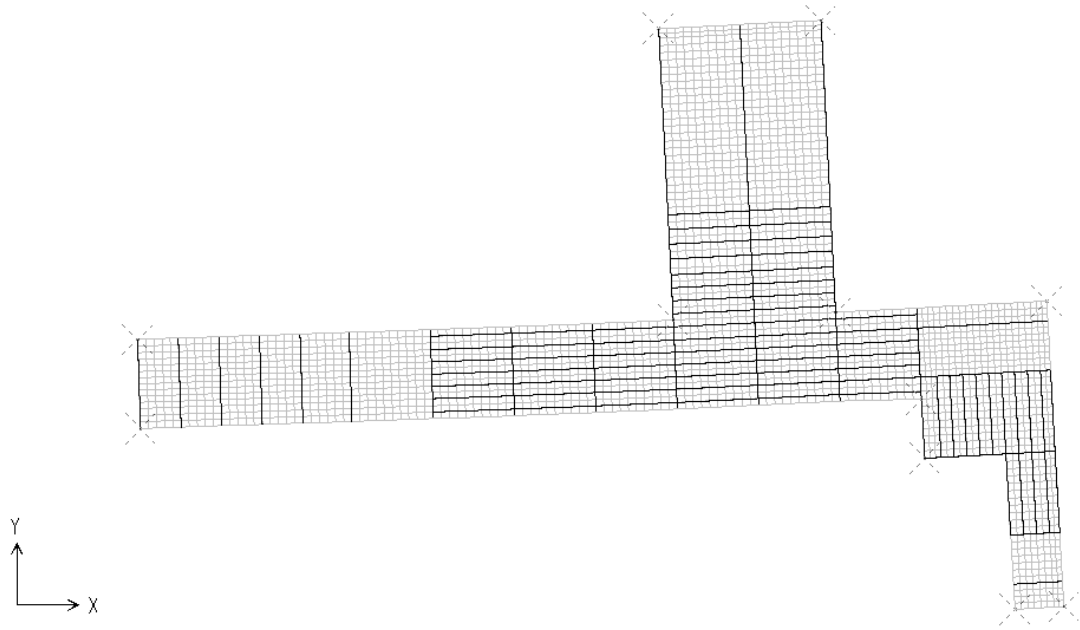


Figura 6-13 – Configuração Deformada – Planta – Corrente – Projeto Executivo

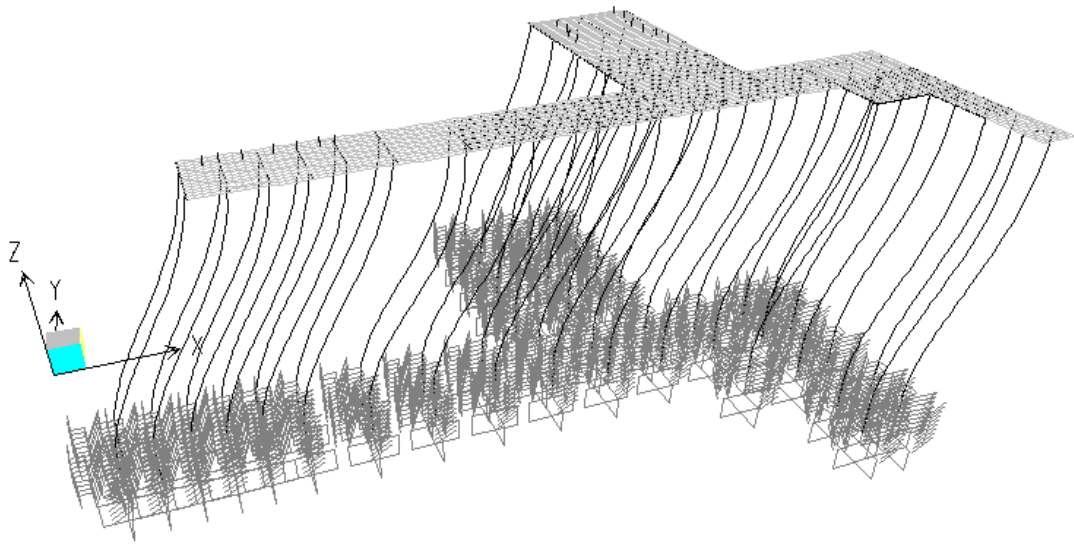


Figura 6-14– Configuração Deformada – 3D – Corrente – Projeto Executivo

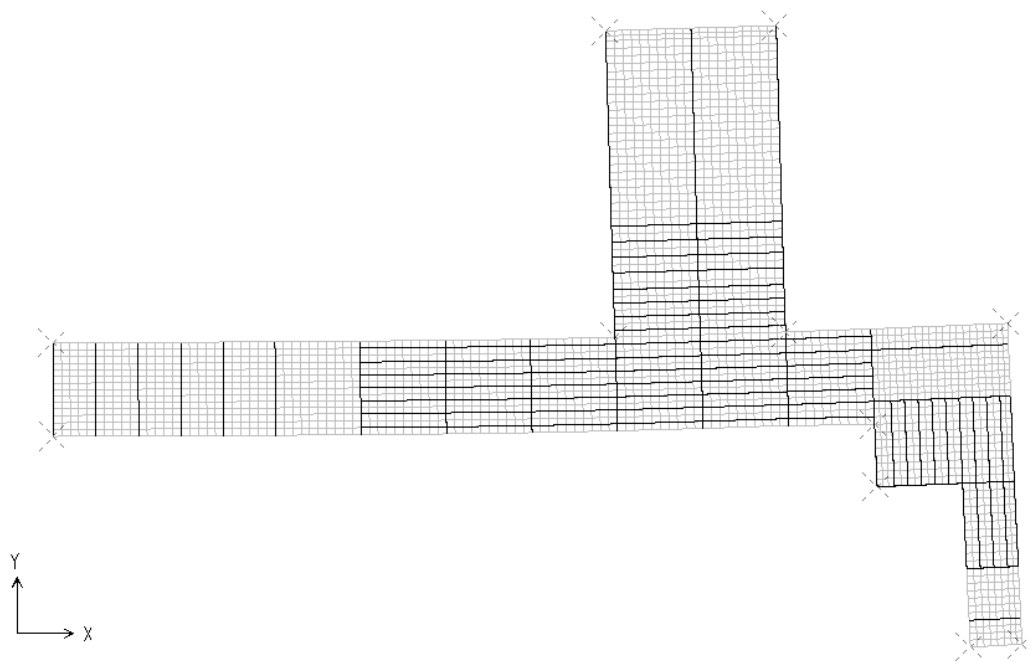


Figura 6-15 – Configuração Deformada – Planta – Corrente – Projeto Alternativo

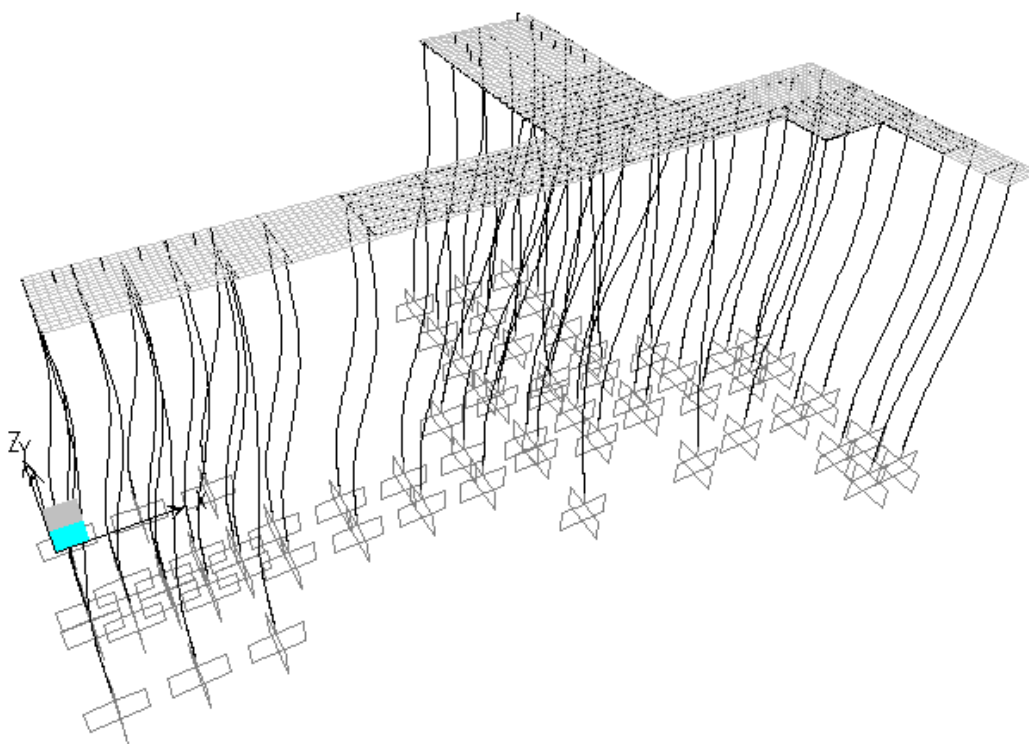


Figura 6-16 – Configuração Deformada – 3D – Corrente – Projeto Alternativo

Nota-se que, as duas soluções apresentam translações com parcelas significativas de movimento de corpo rígido na direção X para carga de corrente. Na solução PE, as translações na direção X são da ordem de três a quatro vezes as da solução PA. Essa

diferença é explicada, na solução PA, pela presença de estacas inclinadas na direção X junto ao eixo K, que restringe os deslocamentos nessa direção; enquanto que, na solução PE, a ausência de estacas inclinadas a deixa mais deslocável.

#### 6.2.1.2. Retração e Temperatura

Na tabela 6.14 estão apresentados os deslocamentos devidos à retração do concreto encontrados para a solução PE e PA. Os valores para temperatura são iguais em módulo, podendo ter sinais opostos por ser aplicado  $\Delta T = \pm 15^\circ C$ .

Tabela 6-14 – Deslocamentos – Retração

Solução	PE		PA	
	U1	U2	U1	U2
Nó	$\times 10^{-2}$ m	$\times 10^{-2}$ m	$\times 10^{-2}$ m	$\times 10^{-2}$ m
N1	0,81	0,25	1,28	0,10
N2	0,80	0,06	1,28	-0,09
N3	-0,34	0,12	0,13	-0,09
N4	-0,31	-0,50	0,15	-0,71
N5	-0,66	-0,52	-0,20	-0,72
N6	-0,68	0,11	-0,21	-0,09
N7	-1,14	0,10	-0,67	-0,10
N8	-1,14	0,75	-0,67	0,56
N9	-1,04	0,75	-0,57	0,56
N10	-0,86	0,42	-0,39	0,23
N11	-0,86	0,30	-0,39	0,10

Nota-se que, as duas soluções apresentam deslocamentos similares. Na solução PE, o centro elástico da estrutura está próximo ao cruzamento dos eixos 29 e K, enquanto que, o da solução PA, está próximo ao cruzamento dos eixos 26 e J.

#### 6.2.1.3. Amarração

Na tabela 6.15, estão apresentados os deslocamentos obtidos para a carga de amarração. As figuras 6.17 e 6.20 apresentam as configurações deformadas das estruturas para cada solução em planta e uma vista 3D. As imagens foram ampliadas em 100 vezes para melhor serem visualizadas.



Tabela 6-15– Deslocamentos – Amarração

Solução	PE		PA	
	U1 x10 <sup>-2</sup> m	U2 x10 <sup>-2</sup> m	U1 x10 <sup>-2</sup> m	U2 x10 <sup>-2</sup> m
N1	-4,74	21,33	-0,82	3,18
N2	-2,43	21,33	-0,47	3,18
N3	-2,60	7,81	-0,51	1,02
N4	3,61	7,80	0,16	1,01
N5	3,61	4,33	0,17	0,63
N6	-2,62	4,32	-0,52	0,62
N7	-2,63	-0,26	-0,52	0,05
N8	-9,19	-0,25	-1,33	0,05
N9	-9,19	0,79	-1,33	0,18
N10	-5,87	2,55	-0,92	0,40
N11	-4,59	2,55	-0,76	0,40

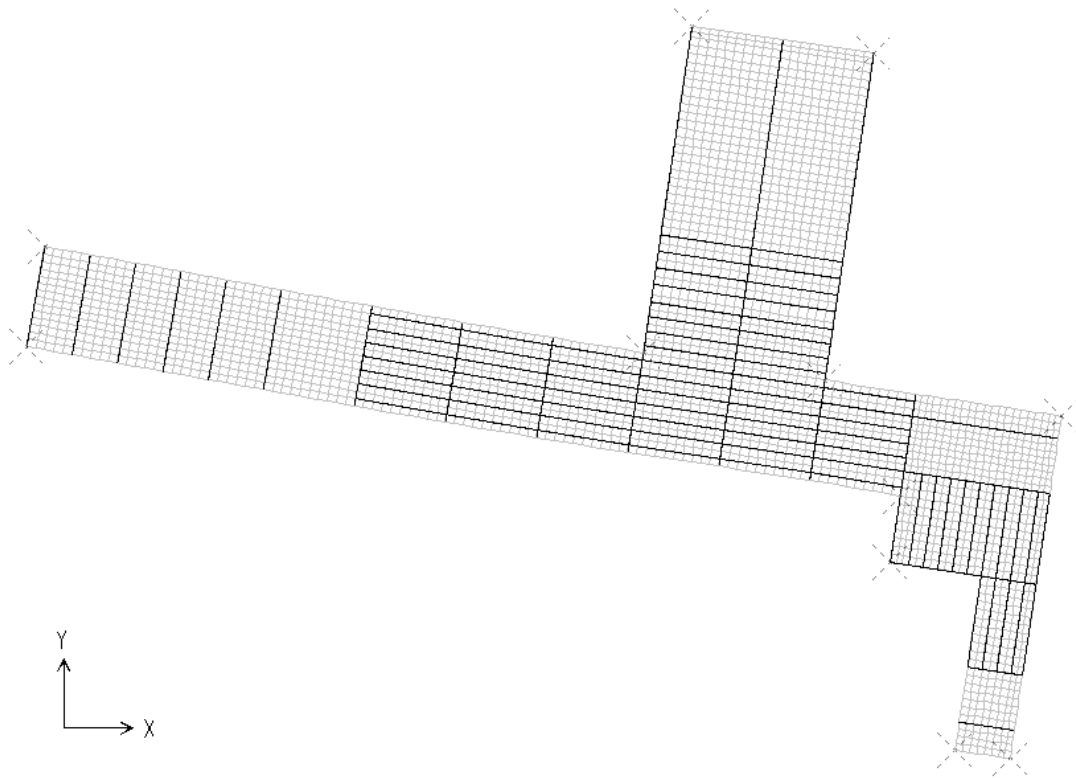


Figura 6-17 – Configuração Deformada – Planta – Amarração –Projeto Executivo

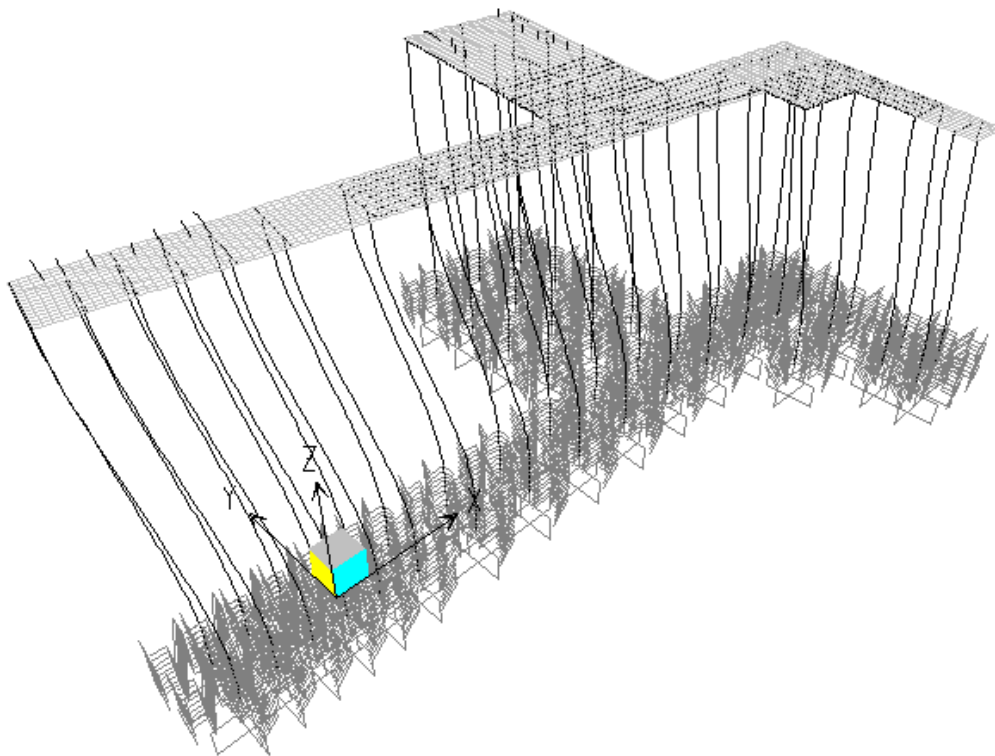


Figura 6-18 – Configuração Deformada – 3D – Amarração – Projeto Executivo

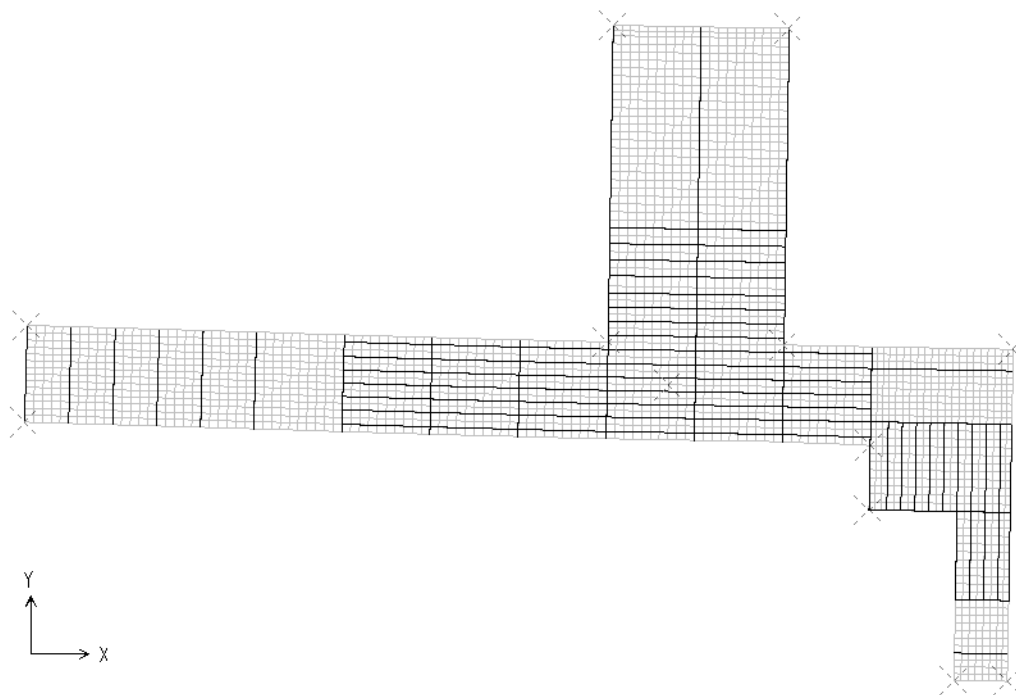


Figura 6-19 – Configuração Deformada – Amarração – Projeto Alternativo

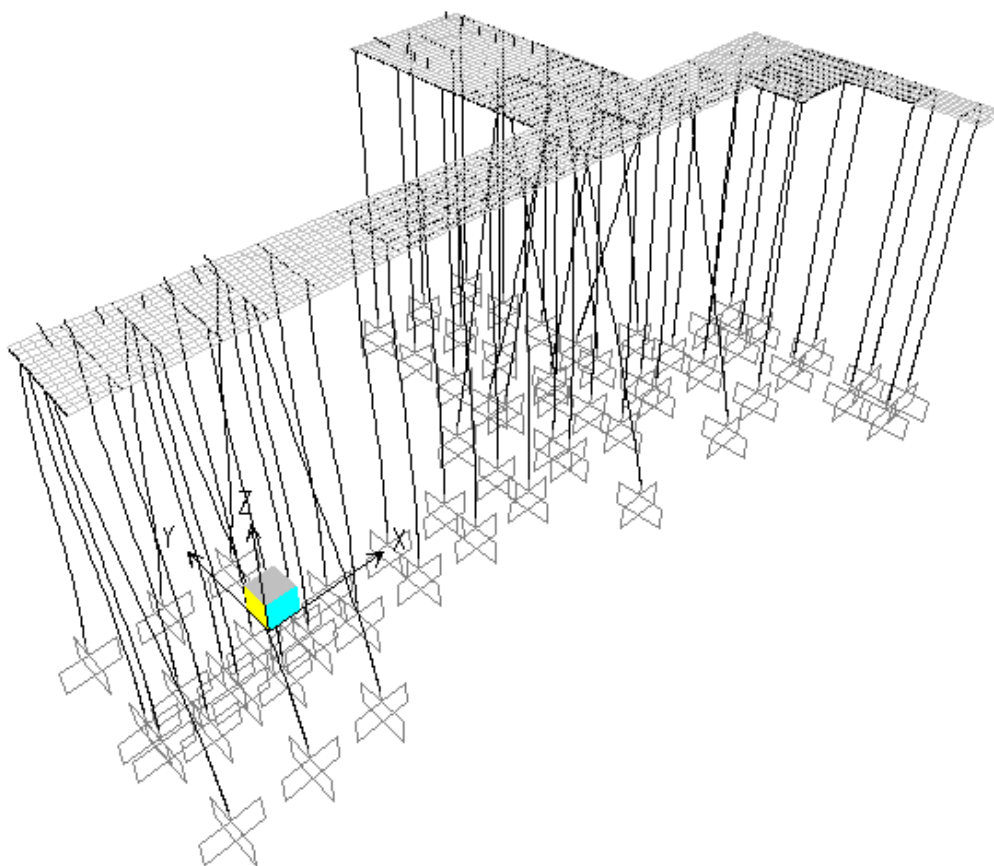


Figura 6-20 – Configuração Deformada – 3D – Amarração – Projeto Alternativo

Conclui-se que, as duas soluções apresentam deslocamentos significativos devido à amarração, sendo que, na solução PE, a translação na direção Y é até sete vezes maior que a da solução PA. Essa diferença é explicada pela presença de estacas inclinadas na solução PA na direção Y junto ao dolfim D7 e no acesso ao D8, o que não ocorre na solução PE.

Pelo aspecto da deformada da superestrutura, nas figuras 6.17 e 6.18, pode-se observar que, sob as cargas de amarração, a estrutura PE tem uma significativa rotação de corpo rígido.

#### 6.2.1.4. Efeitos Finais nos ELS

Na tabela 6.16, estão apresentados os valores envoltórios dos deslocamentos dos nós obtidos para as combinações em serviço.

Tabela 6-16 – Envoltória de Deslocamentos – ELS

Solução		PE		PA	
Nó	Envoltória	U1	U2	U1	U2
		x10 <sup>-2</sup> m	x10 <sup>-2</sup> m	x10 <sup>-2</sup> m	x10 <sup>-2</sup> m
N1	Máx	10,5	22,7	5,2	3,6
	Mín	-13,8	-1,3	-3,6	-0,3
N2	Máx	10,3	22,4	5,1	3,5
	Mín	-11,2	-1,1	-3,6	-0,4
N3	Máx	9,0	8,2	2,7	1,3
	Mín	-11,6	-0,6	-2,7	-0,2
N4	Máx	11,4	8,1	2,3	1,5
	Mín	-8,1	-1,5	-1,6	-1,4
N5	Máx	11,5	5,2	2,2	1,4
	Mín	-8,7	-2,1	-1,8	-1,8
N6	Máx	9,3	5,2	2,7	1,2
	Mín	-12,0	-1,2	-3,0	-0,6
N7	Máx	9,7	1,7	3,1	1,2
	Mín	-12,6	-2,2	-3,5	-1,3
N8	Máx	10,9	3,0	4,0	2,2
	Mín	-20,5	-2,7	-5,4	-1,6
N9	Máx	10,8	3,1	3,9	2,0
	Mín	-20,3	-2,4	-5,3	-1,5
N10	Máx	10,0	4,1	3,3	1,4
	Mín	-16,1	-1,8	-4,1	-0,9
N11	Máx	9,8	4,0	3,1	1,3
	Mín	-14,6	-1,7	-3,7	-0,8

Pelos valores apresentados, é possível notar que as duas soluções apresentam comportamentos distintos no que se refere à flexibilidade das estruturas.

Em função da solução PE ter somente estacas verticais, a estrutura está sujeita a maiores deslocamentos, chegando a translações absolutas de aproximadamente 21 cm na direção X (extremidade do Acesso) e 23 cm na direção Y (região do D7).

Já a solução PA, por ter deslocamentos restritos pela presença de estacas inclinadas, apresenta valores máximos da ordem de 6 cm na direção X (regiões do D7 e Acesso) e 4 cm na direção Y (região do D7), bem menores que os obtidos para solução PE.

Analisando os deslocamentos para as duas soluções, conclui-se que:

- 1) A solução PE é muito mais flexível se comparada com a solução PA. Por isso, caso existisse interface entre o projeto estrutural civil e demais disciplinas (eletromecânica, equipamentos, utilidades, etc..) que apresentam deslocamentos limitados a poucos centímetros, a solução PE seria inviável.
- 2) Na solução PE, pelos deslocamentos finais encontrados, é necessária a aplicação de juntas especiais entre o Acesso aos Dolphins D7 e D8 e as demais estruturas do complexo portuário. Desse modo, no projeto real, optou-se pela utilização de uma chapa de aço deslizante. Caso a solução PA fosse a escolhida, poderiam ser adotadas Juntas JEENE convencionais.
- 3) Outro ponto relevante é a relação com o usuário, já que os deslocamentos na solução PA são menos perceptíveis comparados com os da solução PE, o que é mais confortável para o usuário.

### 6.2.2. Esforços nos Blocos

Em ambas as soluções, PA e PE, a resposta para ações de cargas verticais – peso próprio e sobrecarga – é similar, pois os estaqueamentos estão sujeitos, principalmente, a esforços axiais.

A diferença principal entre as soluções está nas respostas das estruturas às ações de cargas horizontais, corrente e amarração dos navios. Como ilustração, são apresentados os esforços atuantes nos blocos localizados nos eixos 26 (D8) e 35 (D7), de ambos os modelos, para as ações de amarração e corrente.

Os esforços apresentados a seguir estão em kN para esforços axiais e cortantes e kNm para momentos.

#### 6.2.2.1. Corrente

Os diagramas de esforços nos blocos, mostrados nas figuras 6.21 a 6.30, são resultados da carga de corrente aplicada com sentido positivo X+. Para o caso da corrente aplicada no sentido oposto (X-) as respostas têm sinais invertidos.

##### a) Esforço Axial

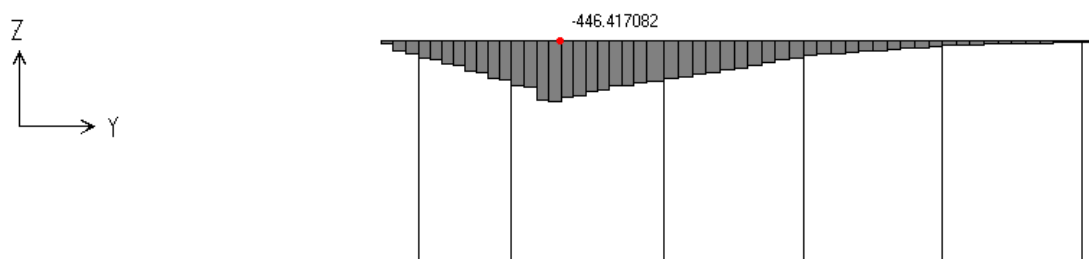


Figura 6-21 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Executado

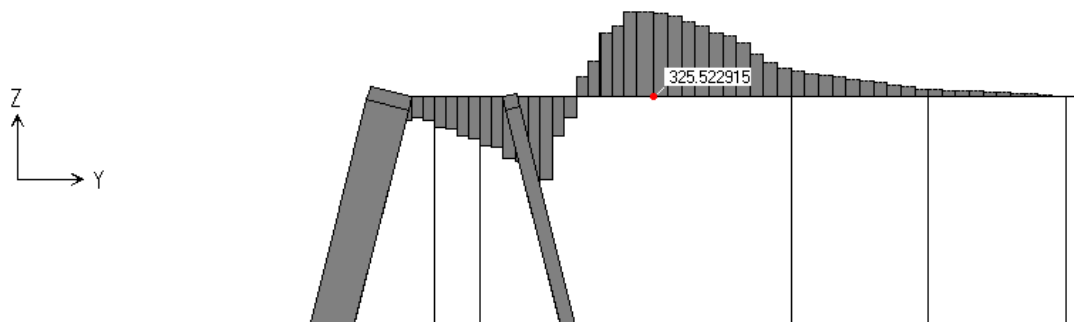


Figura 6-22 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Alternativo

Nota-se que, na solução PE (figura 6.21), o bloco está totalmente comprimido, enquanto que, na solução do projeto alternativo (figura 6.22), o bloco está tracionado da extremidade direita (D8) até onde estão as estacas inclinadas, quando passam a ser comprimidos.

b) Torção

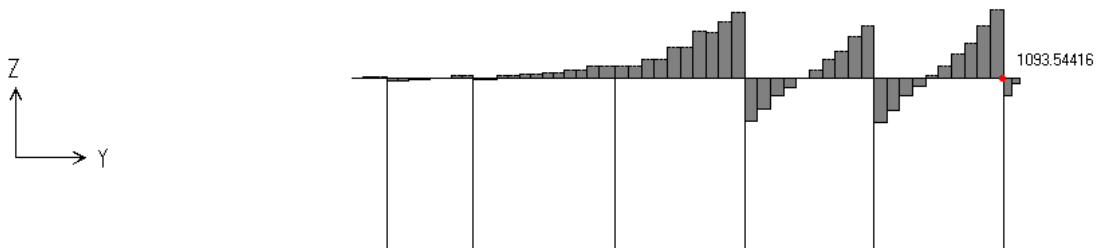


Figura 6-23 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 26 – Projeto Executado

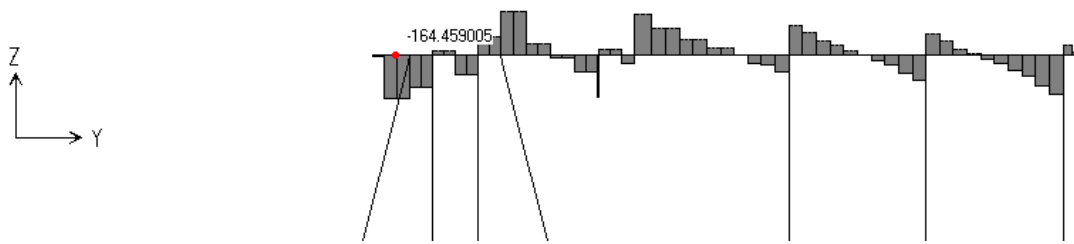


Figura 6-24– Diagrama de Momento Torsor – Eixo 26 – Projeto Alternativo

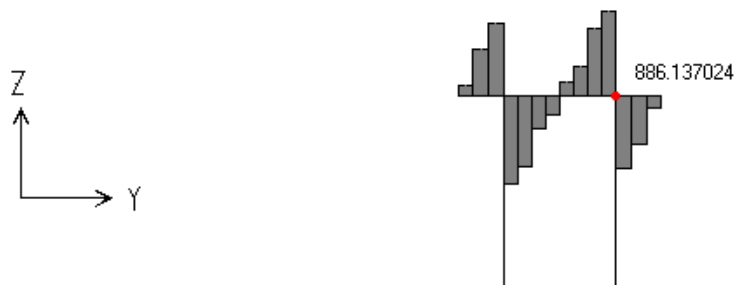


Figura 6-25– Diagrama de Momento Torsor – Eixo 35 – Projeto Executado



Figura 6-26 – Diagrama de Momento Torsor – Eixo 35 – Projeto Alternativo

Na solução PE (figuras 6.23 e 6.25), o diagrama de torção nos blocos apresentam grandes descontinuidades, equilibradas pela flexão nos topos das estacas. No eixo 26 (figura 6.23), este efeito está concentrado sobre as últimas três estacas junto ao bordo direito de D8. São encontrados momentos torsores com valores elevados, na ordem de 1.000 kNm, oriundos da flexão presente no topo das estacas de grande diâmetro.

Já a solução PA, com estacas inclinadas (figuras 6.24 e 6.26), apresenta valores bem menores se comparados com a outra, sendo o máximo na ordem de 200 kNm. Na figura 6.24, observa-se, também, que as descontinuidades são menores e têm uma distribuição mais uniforme pelas estacas ao longo do eixo 26.

c) Cortante e Flexão dos Blocos

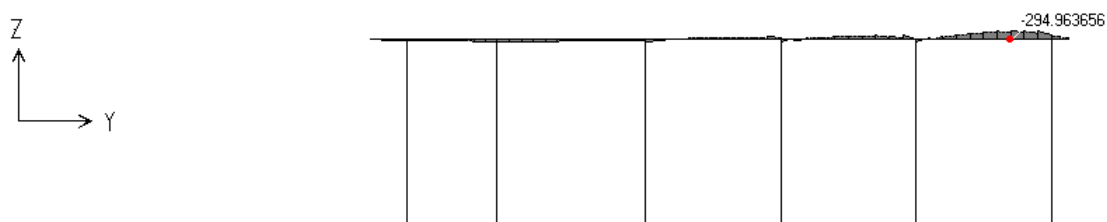


Figura 6-27 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Executado

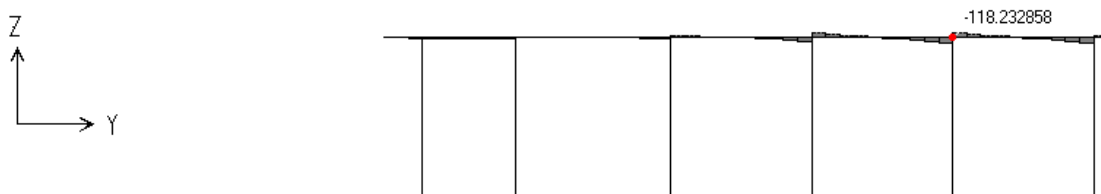


Figura 6-28 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Executado



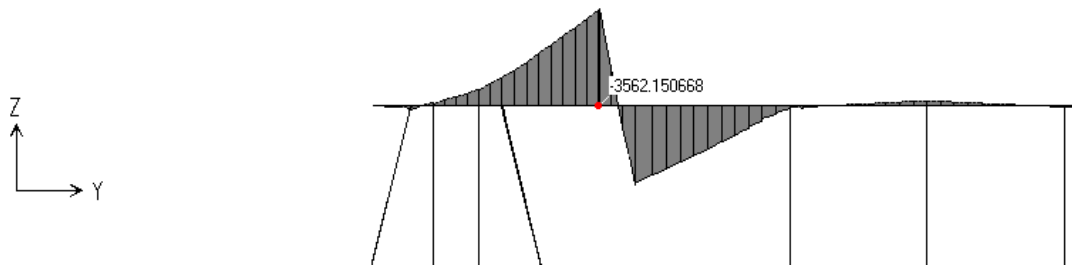


Figura 6-29– Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Alternativo

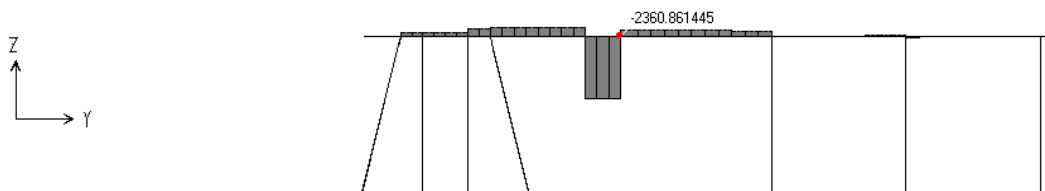


Figura 6-30– Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Alternativo

Na solução PE (figura 6.27), a flexão no bloco não apresenta valores elevados, da ordem de 300 kNm. Já, a solução PA, com estacas inclinadas, (figura 6.29) apresenta valores elevados em comparação com a outra – de aproximadamente 3.600 kNm.

Observa-se, pelos pontos angulosos na região das estacas inclinadas longitudinalmente (EI-16 e EI-13), junto ao eixo K, que a flexão do bloco é proveniente dos esforços normais, de compressão e tração, respectivamente, nas estacas à esquerda e à direita do eixo K. Através do diagrama de esforço cortante é possível notar os pontos de descontinuidade junto às estacas inclinadas, sendo a soma dos cortantes em módulo a esquerda e a direita das estacas igual ao valor do esforço axial na respectiva estaca.

### 6.2.2.2. Amarração

As respostas dos blocos analisados para a carga de amarração são apresentadas nas figuras 6.31 a 6.42.

#### a) Esforço Axial

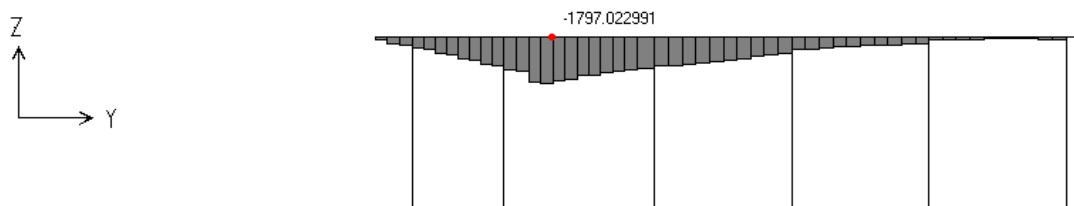


Figura 6-31 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Executado

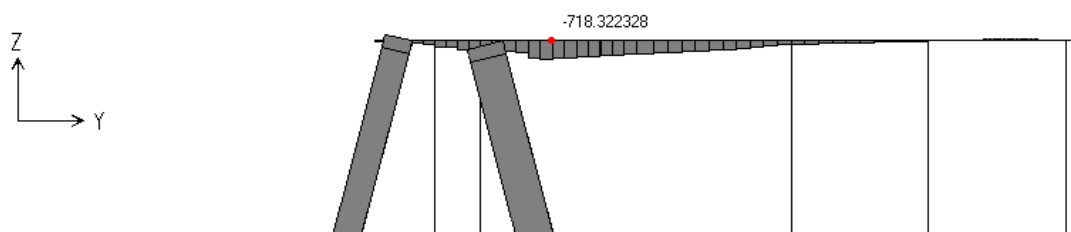


Figura 6-32 – Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Alternativo

Nota-se que, em ambas as soluções os blocos estão totalmente comprimidos, sendo que no projeto executado (figura 6.31) a compressão apresenta valor máximo da ordem de 2.000 kN, enquanto que, na solução do projeto alternativo (figura 6.32), a compressão máxima é de aproximadamente 1.000 kN.

#### b) Torção

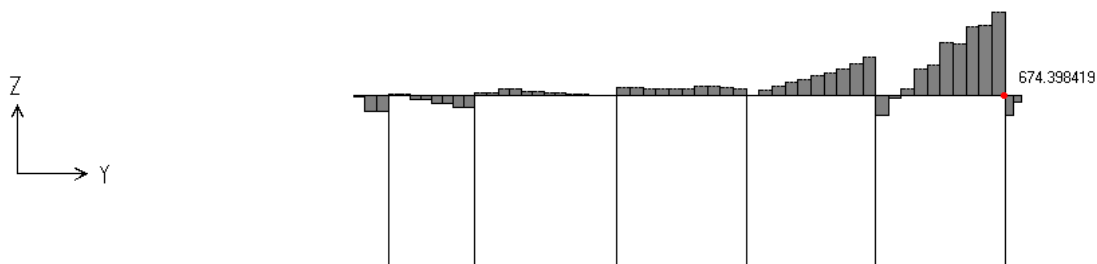


Figura 6-33– Diagrama de Esforços Axiais – Eixo 26 – Projeto Executado

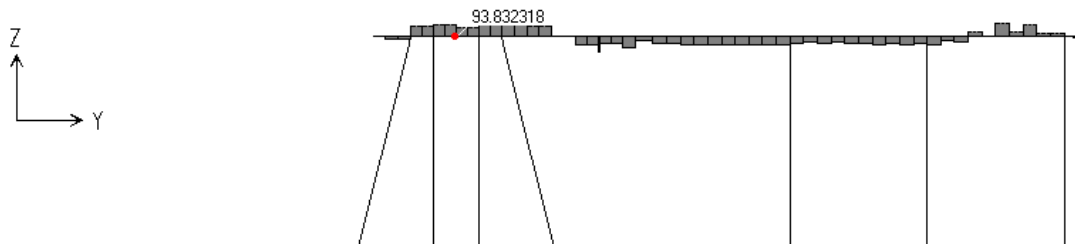


Figura 6-34– Diagrama de Momento Torsor – Eixo 26 – Projeto Alternativo

Na solução do projeto executado (figura 6.33), a torção no bloco está localizada na região entre as três últimas estacas do eixo 26, com momentos torsores de valores elevados, da ordem de 700 kNm. As descontinuidades presentes na região das duas últimas estacas mostra que a torção é equilibrada pela a flexão destas estacas, que são de grande diâmetro.

Já a solução do projeto alternativo (figuras 6.34) apresenta valores reduzidos quando em comparação com a outra solução – sendo o máximo da ordem de 100 kNm. Observa-se, também, o aspecto mais uniforme do diagrama.

c) Cortante e Flexão dos Blocos



Figura 6-35 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Executado

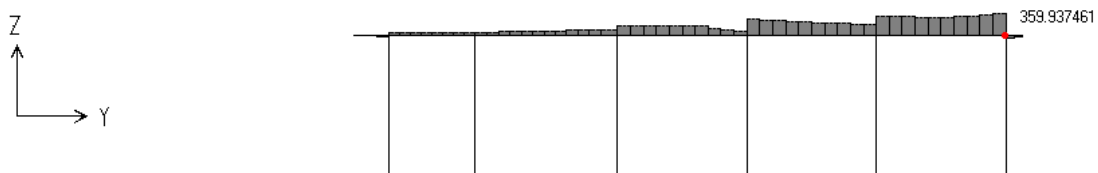


Figura 6-36 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Executado

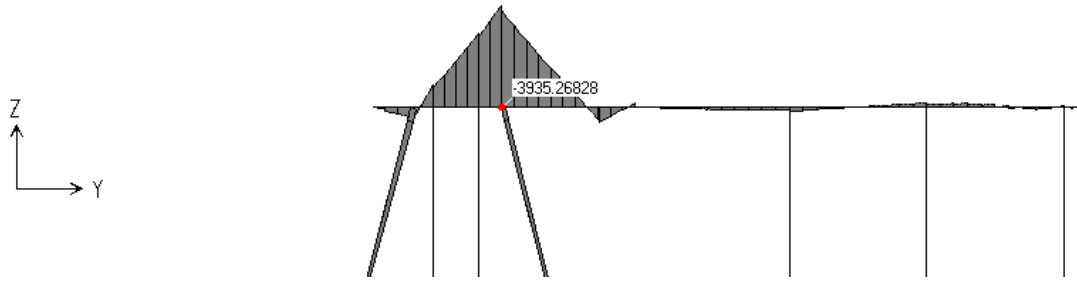


Figura 6-37 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 26 – Projeto Alternativo

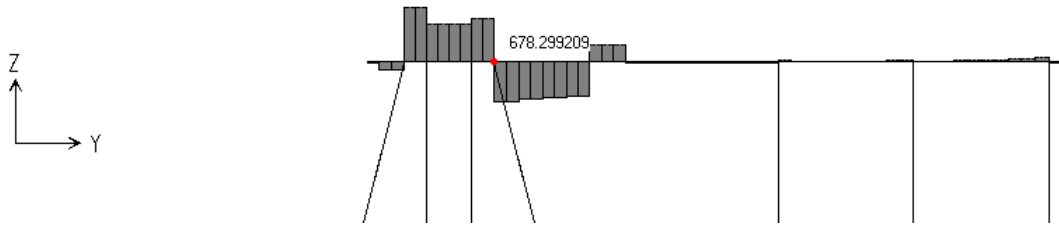


Figura 6-38 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 26 – Projeto Alternativo

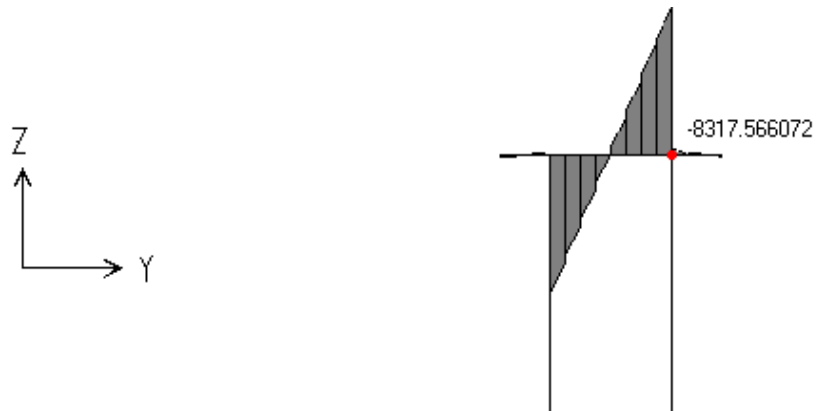


Figura 6-39 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 35 – Projeto Executado



Figura 6-40 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 35 – Projeto Executado

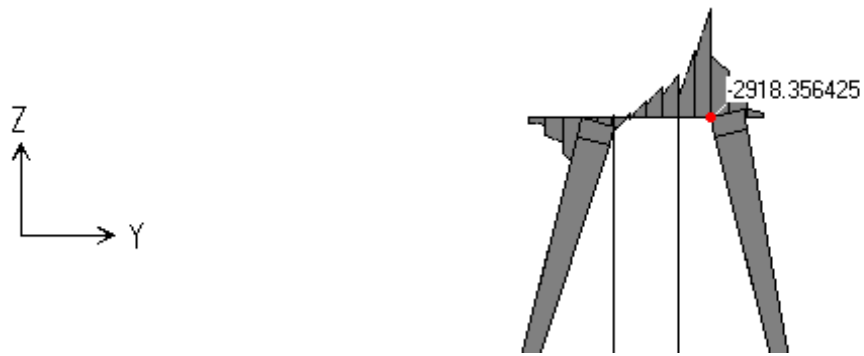


Figura 6-41 – Diagrama de Momento Fletor – Eixo 35 – Projeto Alternativo

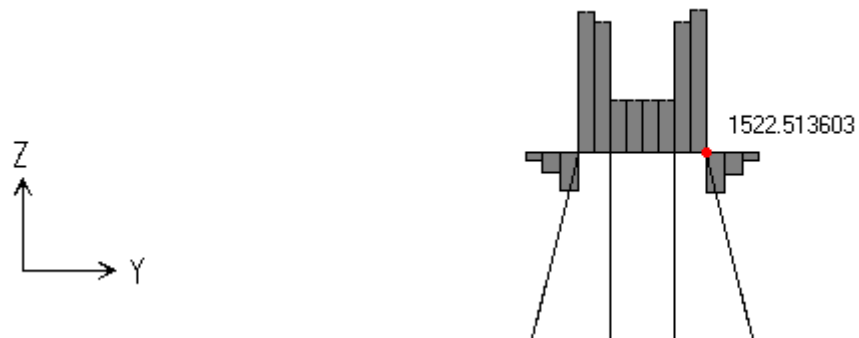


Figura 6-42 – Diagrama de Esforço Cortante – Eixo 35 – Projeto Alternativo

Ambas as soluções apresentam valores de momentos fletores elevados. Na solução do projeto executado (figuras 6.35 e 6.39), nota-se que os momentos nos blocos apresentam descontinuidades do tipo salto, resultantes da flexão no topo das estacas, enquanto que, na solução do projeto alternativo (figuras 6.37 e 6.41), a flexão dos blocos é influenciada pelos esforços normais nas estacas inclinadas, indicada pelos pontos angulosos nos diagramas de momentos nos blocos.

### 6.2.3. Solicitações no Plano da Sobrelaje

Neste item são analisados os esforços no plano das sobrelajes para cada uma das soluções, PA e PE.

Os efeitos de maior importância no plano da sobre laje ocorrem, principalmente, devido às ações das cargas horizontais de amarração e corrente. Para ilustrar estes efeitos, são apresentadas as trajetórias de tensões principais na laje e as respostas dos “*section cut*” para seções dos eixos 35 a 26. As “*section cut*”, nomeadas de SC35, SC34, SC33, SC32, SC31, SC30, SC29, SC28, SC27 e SC26e, localizam-se a direita de seus respectivos eixos, com exceção da SC26, localizada à esquerda, conforme indicado na figura 6.43.

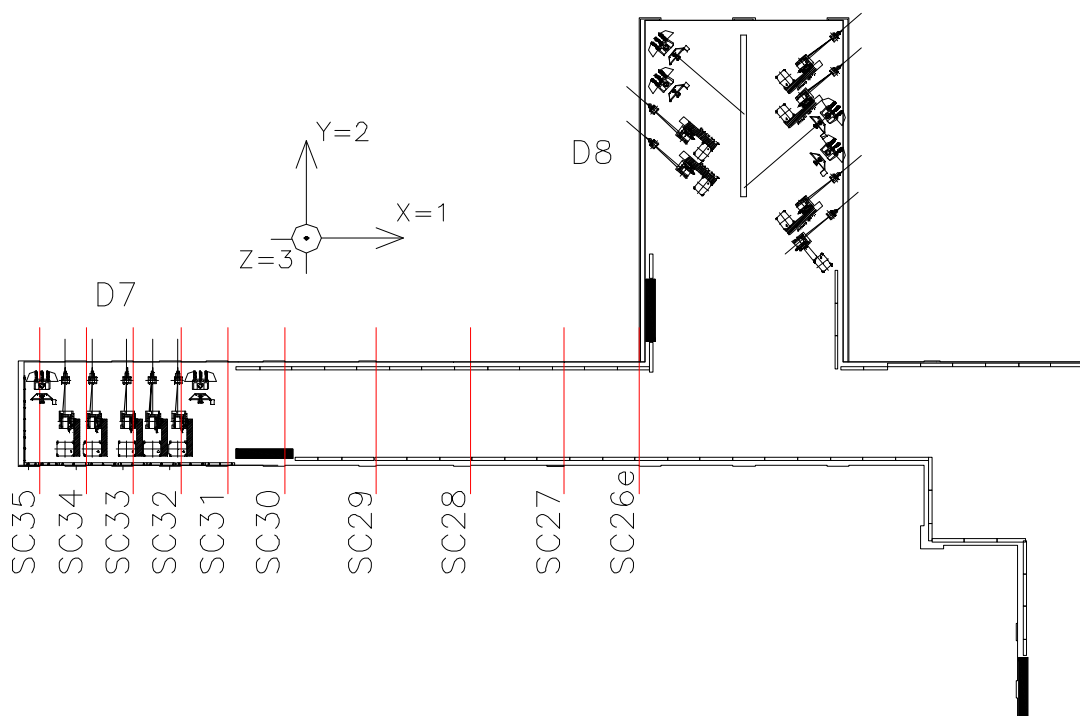


Figura 6-43– Localização dos “*Section Cut*”

“*Section cut*” é uma ferramenta do SAP que integra as tensões ao longo da seção transversal escolhida e fornece os esforços resultantes (forças e momentos) referidos ao seu centro de gravidade. São consideradas, na integração, as tensões nos elementos de casca e os esforços dos elementos de pórtico.

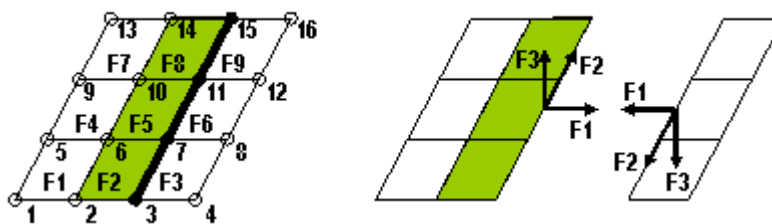


Figura 6-44– Orientação dos Eixos Locais dos “Section Cut”

Na orientação dos eixos locais adotados para o section cut, apresentada acima, a resultante  $F_1$  representa o esforço axial, com  $F_1$  positivo para tração; a resultante  $F_2$  representa o cortante; e o momento  $M_3$ , em torno do eixo 3, é o momento responsável pela flexão no plano da laje, sendo positivo ao tracionar as peças do lado terra e comprimir as do lado mar. Como o objetivo é analisar a flexão no plano da laje, as demais componentes não são de interesse.

#### 6.2.3.1. Corrente

Nas figuras 6.45 e 6.46, estão as trajetórias de tensões principais nas lajes para as cargas de corrente para cada solução. A unidade das tensões é kPa.

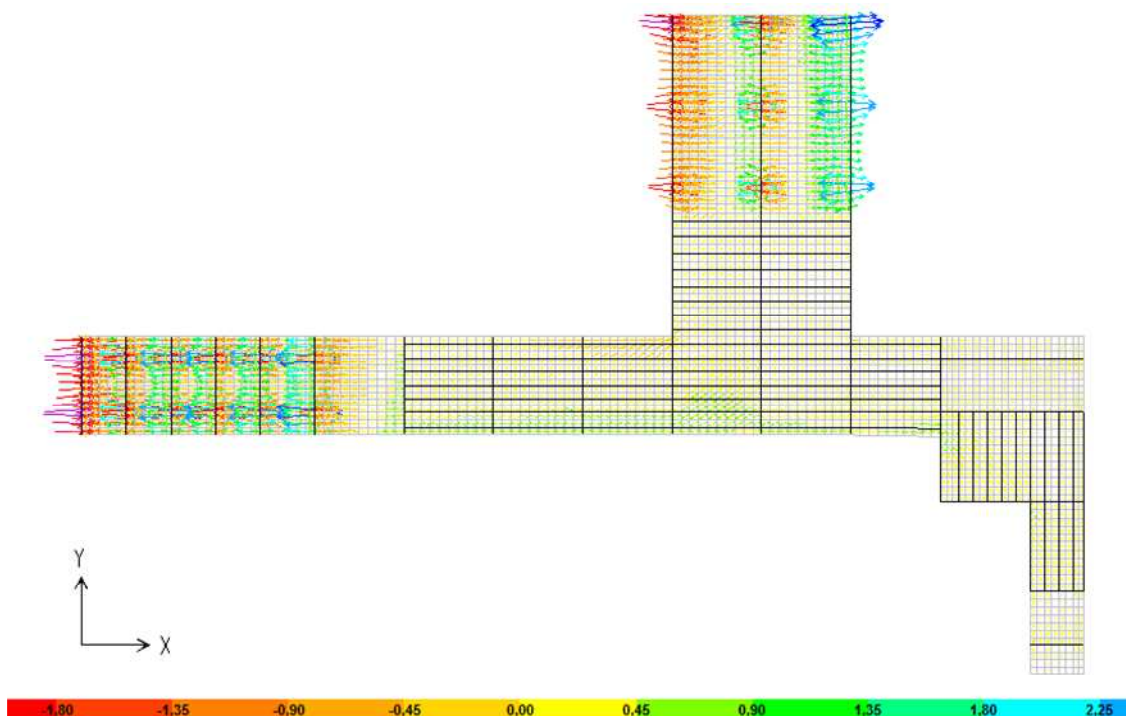


Figura 6-45 –Tensões Principais – Corrente – Projeto Executado

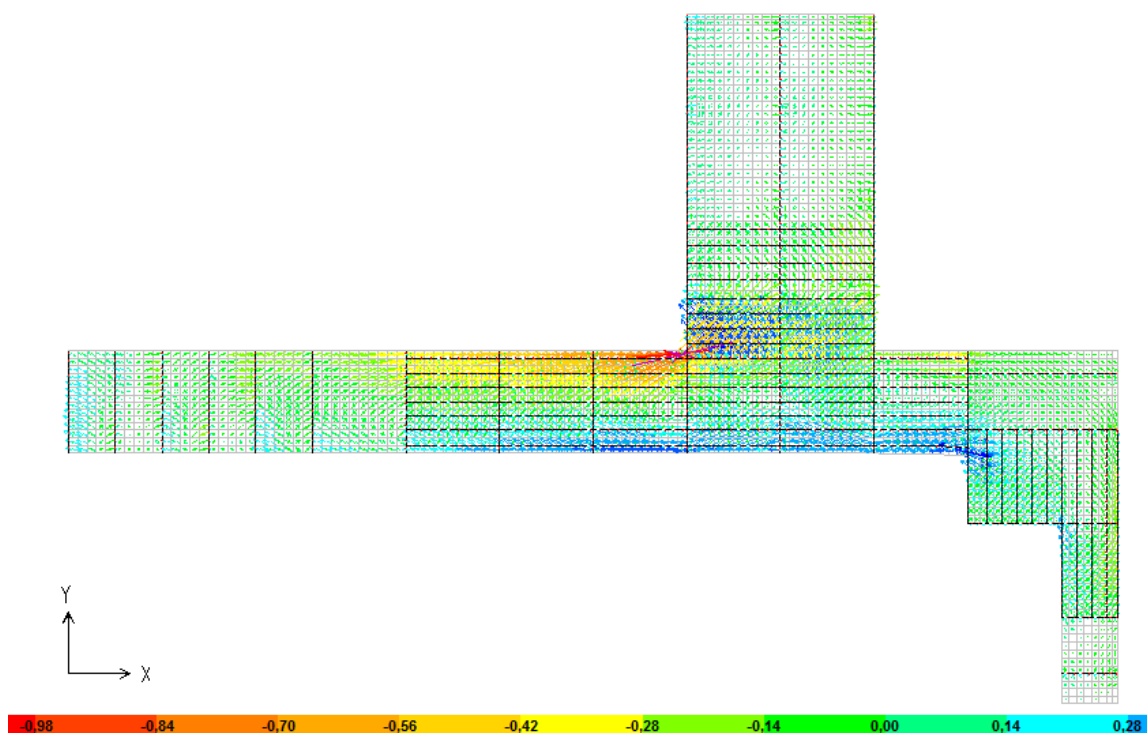


Figura 6-46– Tensões Principais – Corrente – Projeto Alternativo

Para o PE (figura 6.45), as maiores tensões ocorrem nas extremidades do D7 e D8, onde estão as estacas de grande diâmetro. As demais áreas da superestrutura apresentam tensões baixas.

Já na solução PA (figura 6.46), as maiores tensões encontram-se junto ao eixo K, onde estão localizadas as estacas inclinadas na direção longitudinal. Observa-se a presença de valores picos de tensão junto aos bordos longitudinais, com tração do lado terra e compressão do lado do mar.

Para melhor compreensão do funcionamento de cada solução são calculados os esforços resultantes de interesse nas seções selecionadas, apresentados na tabela 6.17. A partir dos resultados apresentados para as seções S35 a S26e, são traçados diagramas dos esforços de interesse (F1 e M3) ao longo do eixo longitudinal do D7. Os diagramas são apresentados nas figuras 6.47 e 6.48. Observa-se que a seção S35 é a de menor abscissa e que os momentos M3 estão plotados no lado dos bordos tracionados.

Tabela 6-17 – Saída Section Cut– Corrente



SectionCut	PE			PA		
	F1	F2	M3	F1	F2	M3
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
SC35	87,3	-34,3	46,0	-211,7	-99,8	116,2
SC34	198,8	-65,4	287,3	-311,8	-102,1	697,1
SC33	312,1	-93,4	705,3	-524,5	-201,2	1405,2
SC32	424,1	-118,3	1281,9	-624,7	-203,1	2572,6
SC31	534,9	-140,1	2000,3	-837,3	-296,9	3862,0
SC30	636,3	-158,0	3007,7	-937,5	-298,4	5939,9
SC29	568,4	-159,7	4841,2	-1037,6	-299,4	9397,1
SC28	499,9	-160,4	6692,8	-1137,7	-299,9	12865,4
SC27	431,3	-159,9	8550,9	-1237,7	-299,8	16338,6
SC26e	431,3	-159,9	10032,2	-1237,7	-299,8	19115,4

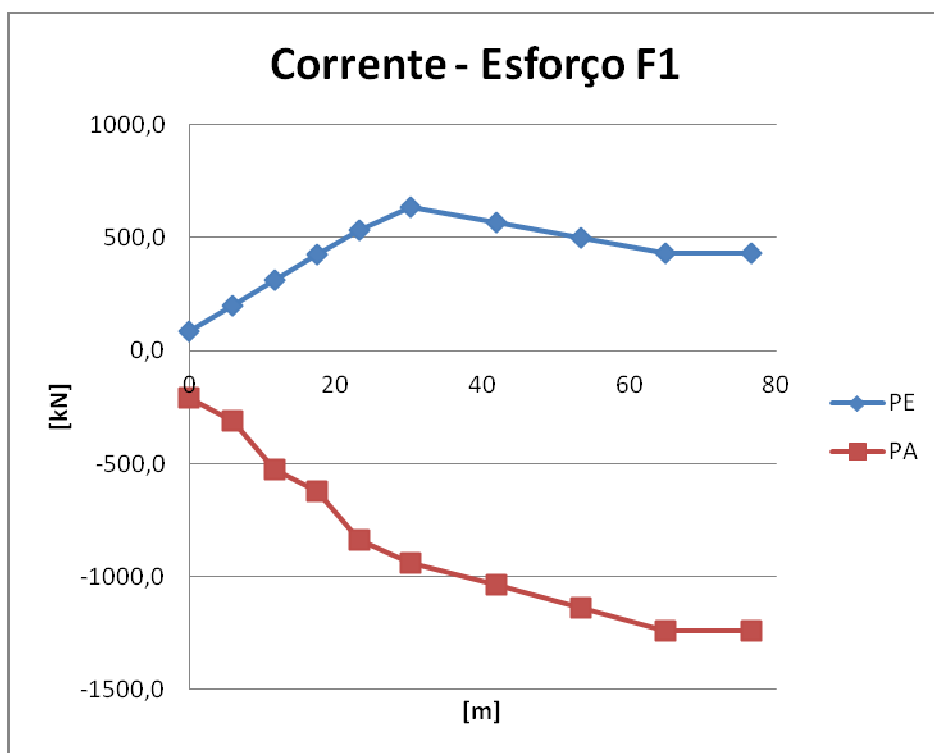


Figura 6-47– Gráfico Esforço Axial – Corrente

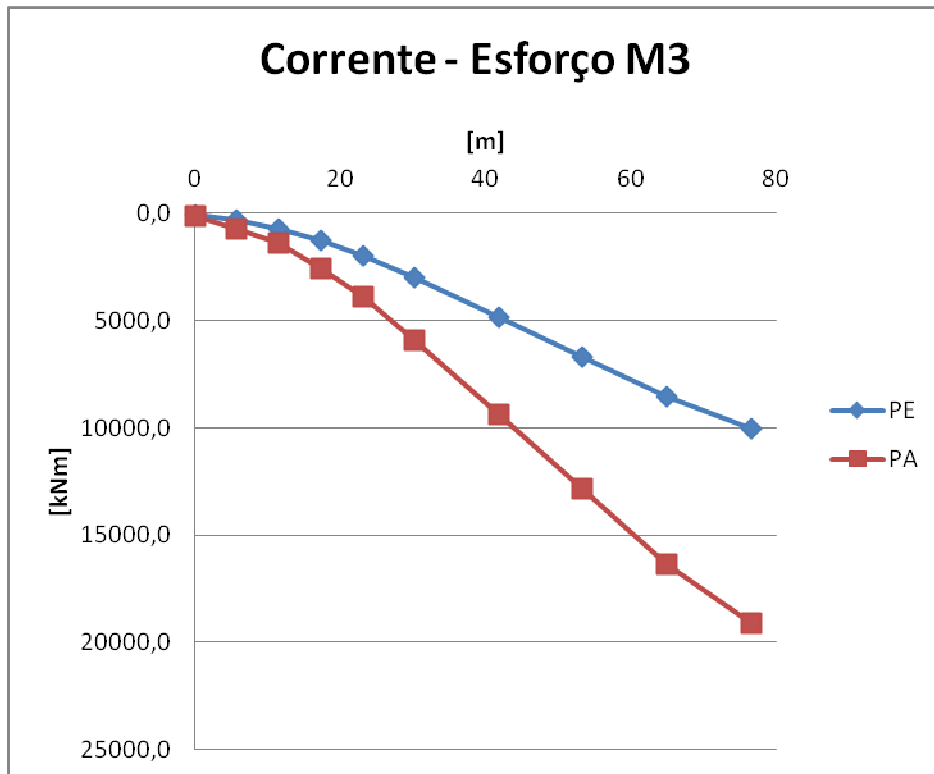


Figura 6-48– Gráfico de Momento Fletor – Corrente

Pelo diagrama de esforço normal F1, nota-se que: na solução PE a resultante é de tração; enquanto que, na solução PA, é de compressão. Isso se deve ao fato de os pontos de maiores restrições aos deslocamentos estarem localizados, na solução PE nas extremidades do D7 e D8, e na solução PA ao longo do eixo K.

Observa-se também que a solução PA apresenta maiores momentos fletores M3, quando comparados à solução PE. Isso se deve ao fato que, a estrutura PE, por ser mais flexível que PA, apresenta maiores translações de corpo rígido, e, portanto, menores momentos.

### 6.2.3.2. Amarração

Nas figuras 6.49 a 6.50, são apresentadas as trajetórias de tensões principais nas lajes para as cargas de amarração. A unidade das tensões é kPa.

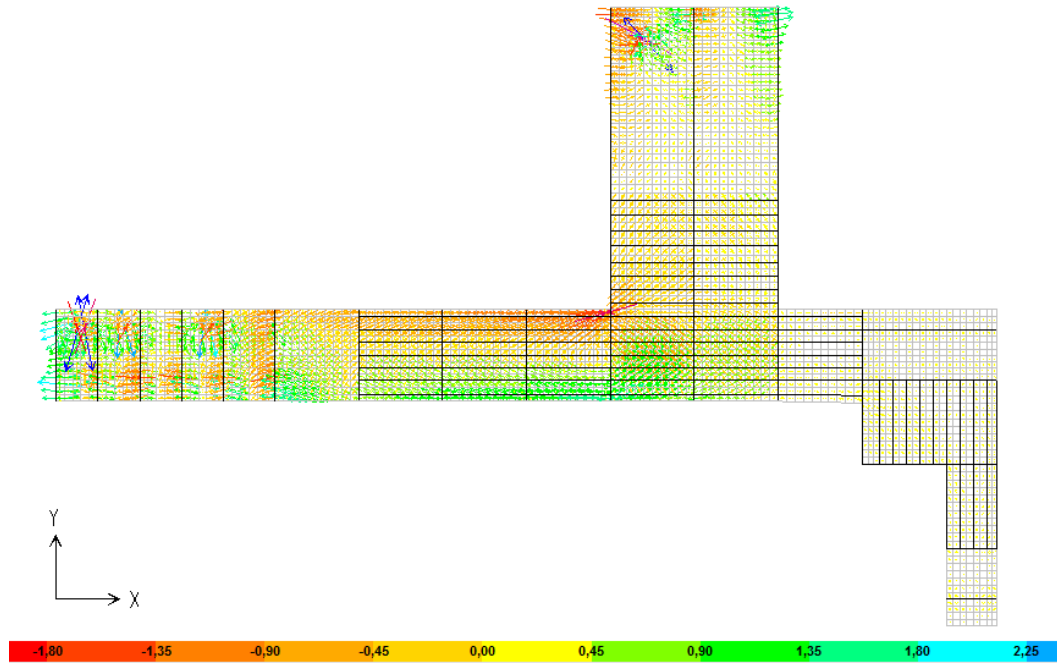


Figura 6-49 – Tensões Principais – Amarração – Projeto Executado

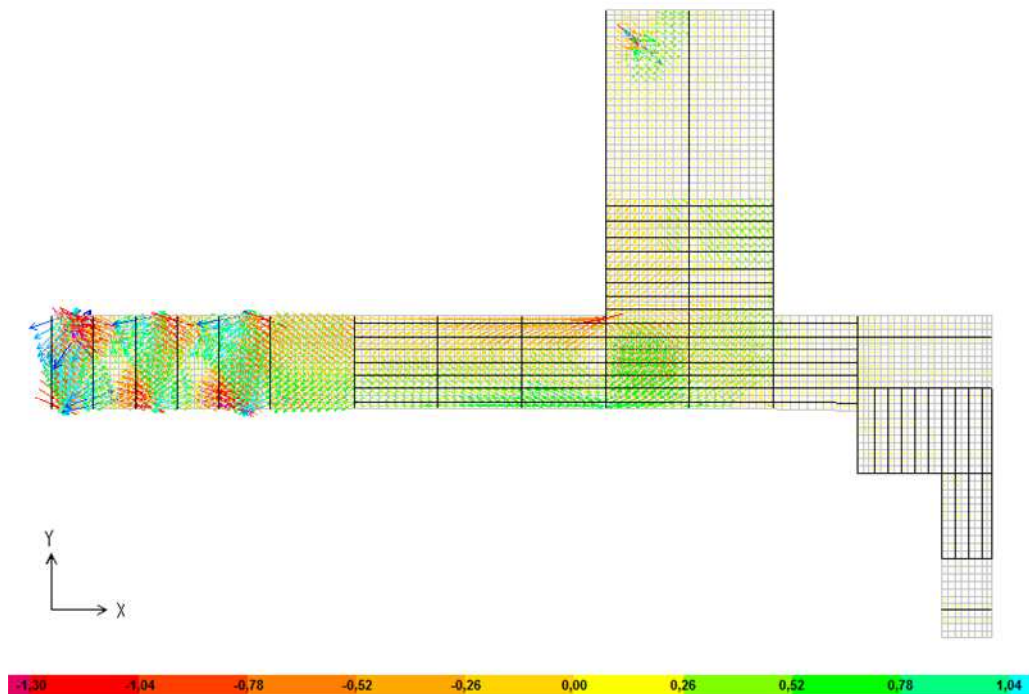


Figura 6-50 – Tensões Principais – Amarração – Projeto Alternativo

Na extremidade do D7, entre os eixos 35 e 30, estão aplicadas as principais cargas de amarração, gerando uma maior concentração de tensões nesta região para ambas as soluções.

Nas demais áreas do D7, a distribuição de tensões tem aspecto semelhante para as duas estruturas, com tensão de compressão do lado mar e trações do lado terra. A solução PE apresenta valores maiores de tensões.

Na extremidade do D8, onde está aplicada uma força de amarração, nota-se a diferença de comportamento. Na solução PE, devido à presença das estacas de grande diâmetro, as tensões maiores permanecem na região próxima ao ponto de aplicação da carga, extremidade do D8. Já na solução PA, esta carga solicita a região de ligação entre o D7 e o D8.

Observa-se a presença de valores altos de tensão juntos aos bordos longitudinais, com tração do lado terra e compressão do lado do mar.

Novamente, são calculados os esforços resultantes de interesse nas seções selecionadas, apresentados na tabela 6.18, e traçados os diagramas de F1 (figura 6.51) e M3 (figura 6.52). Observa-se que a seção S35 é a de menor abscissa e que os momentos M3 estão plotados no lado dos bordos tracionados.

Tabela 6-18– Saída Section Cut– Amarração

SectionCut	PE			PA		
	F1	F2	M3	F1	F2	M3
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
SC35	-107,7	699,2	-877,6	-10,1	1294,4	-1493,2
SC34	-227,3	-208,7	-1683,0	-13,3	-248,3	-4929,7
SC33	-347,8	-168,9	760,7	-23,6	456,2	-2963,4
SC32	-467,8	-164,9	1657,7	-26,9	-109,6	-4949,1
SC31	-587,1	-1177,3	5075,5	-37,2	-445,3	-2573,7
SC30	-702,0	-657,0	12618,6	-40,4	-428,0	521,7
SC29	-720,3	-590,5	20137,4	-43,6	-415,3	5464,3
SC28	-738,3	-533,2	26897,8	-46,9	-406,7	10263,3
SC27	-756,2	-485,2	33005,8	-50,3	-399,6	14961,9
SC26e	-756,2	-485,2	37500,9	-50,3	-399,6	18663,9

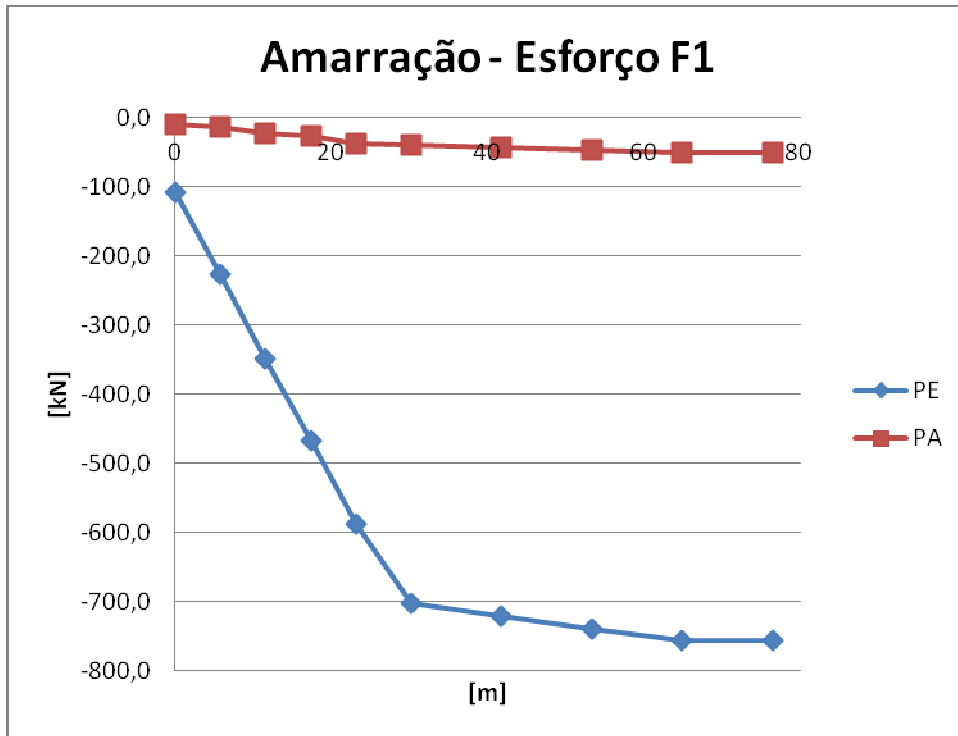


Figura 6-51– Gráfico Esforço Axial – Amarração

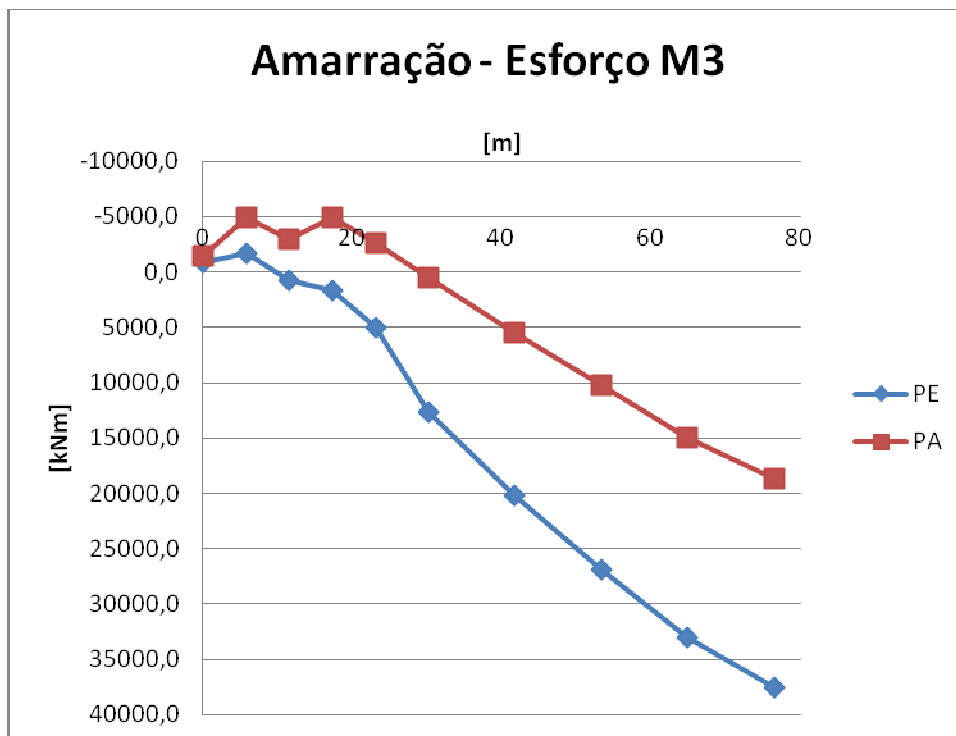


Figura 6-52– Gráfico de Momento Fletor – Amarração

Em ambas as soluções a resultante F1 é de compressão, notavelmente maior na solução PE, devido à mobilização de um maior número de estacas por equilíbrio das forças de amarração.

Quanto ao diagrama de M3, na solução PE, os momentos são sensivelmente maiores e tracionam o lado terra. Na solução PA, os momentos são menores com a presença de momentos negativos na extremidade esquerda do D7, onde são aplicadas as cargas, em função de maior restrição ao deslocamento transversal do tabuleiro nesta extremidade.

Desse modo, conclui-se que o comportamento de PA assemelha-se ao de uma viga com apoio elástico na extremidade esquerda e engastada próximo ao D8, enquanto que, o da solução PE, assemelha-se ao de uma viga em balanço. Estes efeitos podem ser observados nos deslocamentos encontrados para cada solução e apresentados na tabela 6.16.

## CONCLUSÃO

---

O objetivo do presente trabalho foi mostrar a influência do estaqueamento sobre o comportamento de uma estrutura portuária. Em vista da dificuldade em se tratar a questão de forma generalista, optou-se por estudar o Dolfim D7 e D8, construído para a VALE em São Luís, Maranhão.

Para tanto, foram analisadas e comparadas as respostas para dois sistemas estruturais que apresentavam as mesmas superestruturas, mas diferentes soluções de estaqueamento, uma solução com o estaqueamento totalmente formado apenas por estacas verticais (PE) e, outra (PA), com o estaqueamento composto por estacas verticais e inclinadas.

Após a análise dos resultados, apresentados no capítulo 6, conclui-se que ambas as soluções são viáveis do ponto de vista estrutural e do tipo de utilização para a qual a estrutura se destina. Cada solução apresenta particularidades que, ao se optar por uma ou outra, devem ser consideradas.

Na fase construtiva, devem ser consideradas a facilidade e a velocidade de construção, além do custo de cada solução. Nesse caso, a solução PE é preferível, visto que apresenta somente estacas verticais e um número menor de estacas (total de 49 verticais). Na solução PA, além de uma quantidade maior de estacas (16 inclinadas e 46 verticais), a execução das estacas inclinadas oferece maiores riscos à escavação do pino em rocha, já que a inclinação pode gerar o empenamento da perfuratriz (equipamento utilizado para execução do pino).

Quanto à fase de operação, a solução PA é preferível, já que, por ser menos flexível, tem menores deslocamentos e, assim, não gera desconforto ao usuário. Já a solução PE, por apresentar maiores deslocamentos, poderia vir a ser inviável caso a presente estrutura tivesse interface com outras estruturas, instalações, utilitários e/ou equipamentos que impusessem restrições aos deslocamentos da estrutura.

Como o objetivo proposto foi o da comparação entre os comportamentos e as respostas das soluções acima citadas, foram realizadas apenas verificações no Estado Limite de Serviço (ELS). Em um projeto completo, devem ser feitas verificações de

toda a estrutura no Estado Limite Último (ELU) e se considerar o efeito de 2ª ordem nas estacas.

Assim, para dimensionamento das estacas recomenda-se um estudo paramétrico das respostas de modo a envolver as piores situações combinadas possíveis (maior compressão com maior momento, menor compressão com maior momento, maior tração, etc.). Além disso, buscando uma economia de armadura, recomenda-se também a classificação das estacas em subgrupos menores em função dos esforços atuantes. Essa diferenciação das estacas exige uma maior atenção durante a construção e cravação das mesmas, para que estas não sejam dispostas em posições erradas, o que poderia levar a estrutura ao colapso.

Tendo em vista o que foi apresentado no presente trabalho, conclui-se que existe, para uma mesma estrutura, mais de uma solução a ser empregada. Desse modo, o engenheiro, junto com o contratante, deve estar ciente das diferentes respostas que cada solução apresenta ao escolher uma ou outra, tanto do ponto de vista de engenharia (deslocamentos, etc.) quanto também do custo da solução.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., *SAP2000*, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 14. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118, *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122, *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8681, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9782, *Ações em estruturas portuárias marítimas ou fluviais – Procedimento*. Rio de Janeiro. 1987.

ALFREDINI, P.; ARASAKI, E., *Engenharia Portuária*. 1<sup>a</sup> ed., Editora Blucher, 2013.

ALONSO, U. R., *Dimensionamento de Fundações Profundas*. 2<sup>a</sup>ed., Editora Blucher, 2012.

BRIDGESTONE, *Marine Fender Catalogue*, 2011.

ESTADOS UNIDOS, DEPARTAMENTO DE DEFESA, MILITARY HANDBOOK, *Piers and Wharfs*, MIL-HDBK-1025/1, 1987.

MASON, J., *Obras Portuárias*. 1<sup>st</sup> ed., Editora Campus Ltda., 1981.

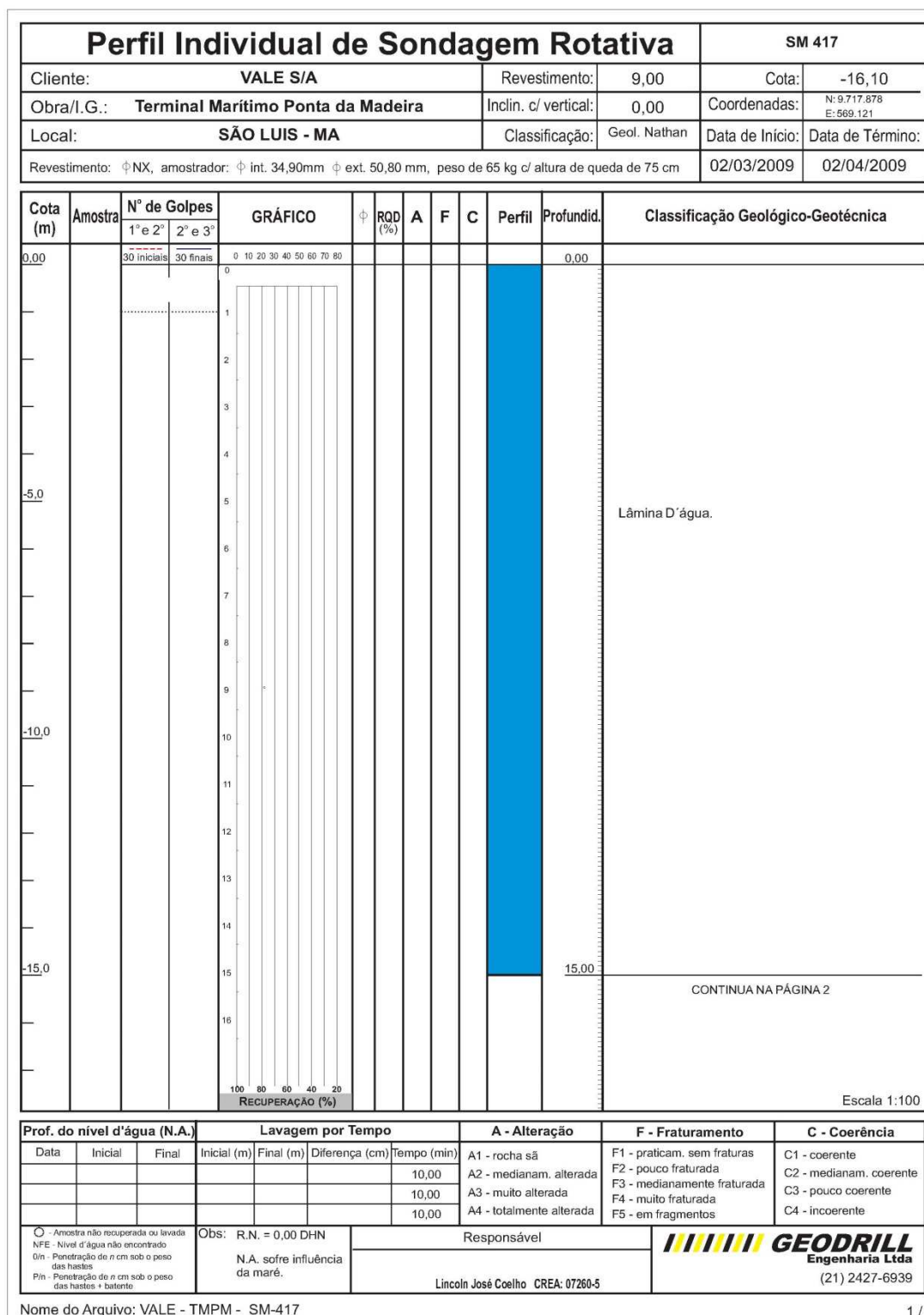
TSINKER, G. P., *Port Engineering: Planning, Construction, Maintenance, and Security*. 1<sup>st</sup> ed., John Wiley & Sons Ltd, 2004.

VELLOSO D.A.; LOPES F.R. *Fundações*. Editora Oficina de Texto, 2004.

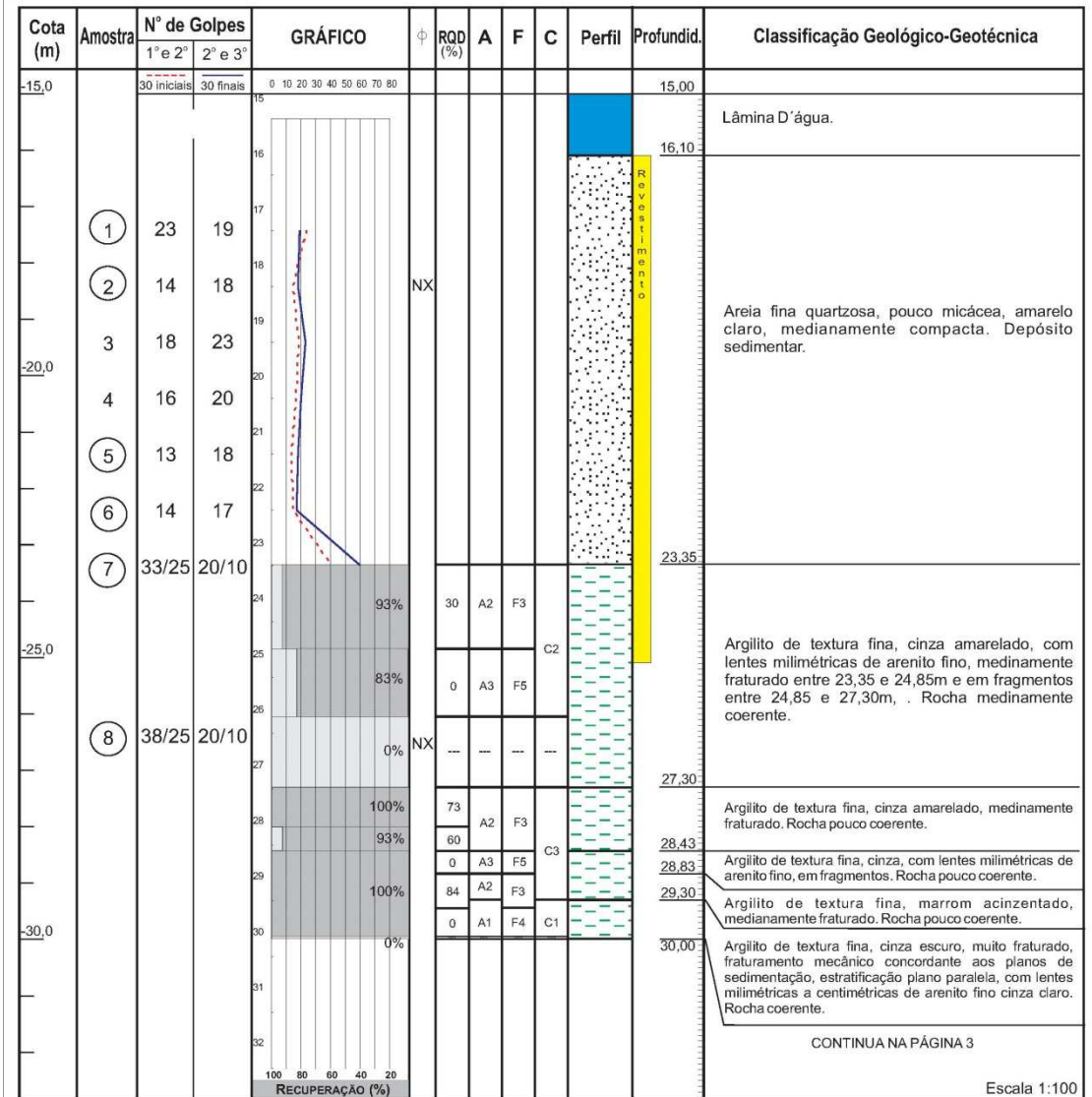
VGARAMBONE PROJETOS E CONSULTORIA LTDA., *Dolfin de Amarração D7, D8 e Passarela de Acesso – Memória de Cálculo*, 2012.

# ANEXO A

Neste anexo está o boletim de sondagem SM-417 considerado para determinação dos coeficientes de mola utilizados nos modelos.



Perfil Individual de Sondagem Rotativa				SM 417	
Cliente: VALE S/A		Revestimento: 9,00		Cota: -16,10	
Obra/I.G.: Terminal Marítimo Ponta da Madeira		Inclin. c/ vertical: 0,00		Coordenadas: N: 9.717.878 E: 669.121	
Local: SÃO LUIS - MA		Classificação: Geol. Nathan		Data de Início: 02/03/2009 Data de Término: 02/04/2009	
Revestimento: $\phi$ NX, amostrador: $\phi$ int. 34,90mm $\phi$ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm					



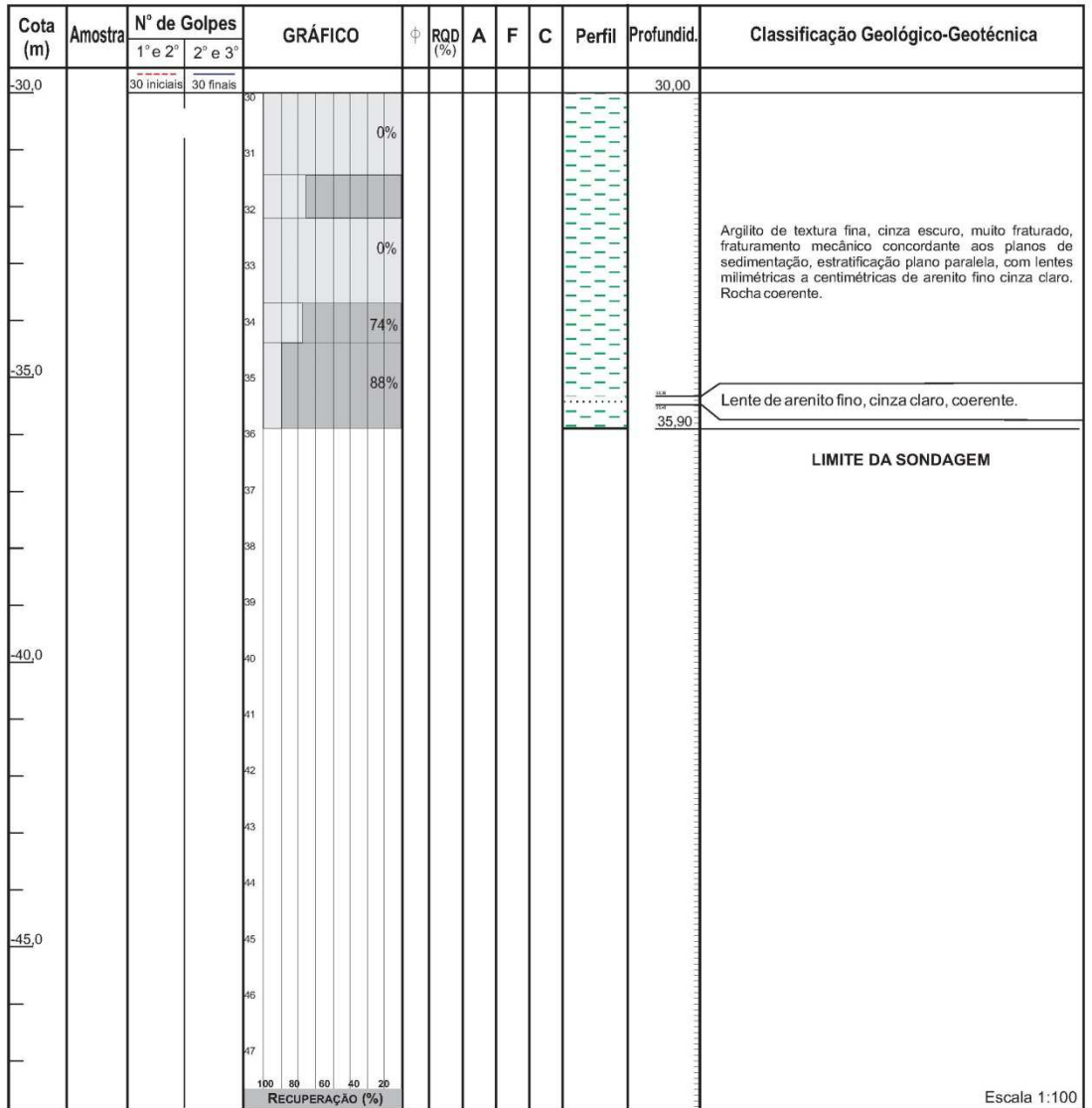
Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração				F - Fraturamento					C - Coerência			
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	A2 - medianam. alterada	A3 - muito alterada	A4 - totalmente alterada	F1 - praticam. sem fraturas	F2 - pouco fraturada	F3 - medianamente fraturada	F4 - muito fraturada	F5 - em fragmentos	C1 - coerente	C2 - medianam. coerente	C3 - pouco coerente	C4 - incoerente

Obs: R.N. = 0,00 DHN  
N.A. sofre influência da maré.

Responsável: Lincoln José Coelho CREA: 07260-5

**GEODRILL**  
Engenharia Ltda  
(21) 2427-6939

Perfil Individual de Sondagem Rotativa				SM 417	
Cliente: VALE S/A		Revestimento:	9,00	Cota:	-16,10
Obra/I.G.: Terminal Marítimo Ponta da Madeira		Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:	N: 9.717.878 E: 669.121
Local: SÃO LUIS - MA		Classificação:	Geol. Nathan	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: $\phi$ NX, amostrador: $\phi$ int. 34,90mm $\phi$ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				02/03/2009	02/04/2009




Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração		F - Fraturamento		C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente			
							A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente			
							A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente			
							A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente			
								F5 - em fragmentos				

○ - Amostra não recuperada ou lavada  
 NFE - Nível d'água não encontrado  
 Din - Penetração de n cm sob o peso das hastas  
 Pin - Penetração de n cm sob o peso das hastas + batente

Obs: R.N. = 0,00 DHN  
 N.A. sofre influência da maré.

Responsável

Lincoln José Coelho CREA: 07260-5

  
**GEODRILL**  
 Engenharia Ltda  
 (21) 2427-6939

Nome do Arquivo: VALE - TPM - SM-417

3 / 3

## ANEXOB

---

Neste anexo, são apresentadas tabelas completas das envoltórias das respostas dos modelos PA e PE, conforme as combinações de ELU apresentadas no Capítulo 6.

### 10.1. Estaqueamento

Inicialmente, são apresentadas todas as respostas para a solução PE, para em seguida serem apresentadas as da solução PA.

#### 10.1.1. Projeto Executado

Para melhor identificação das estacas nas tabelas a seguir, é apresentada novamente a locação das estacas da solução executada.

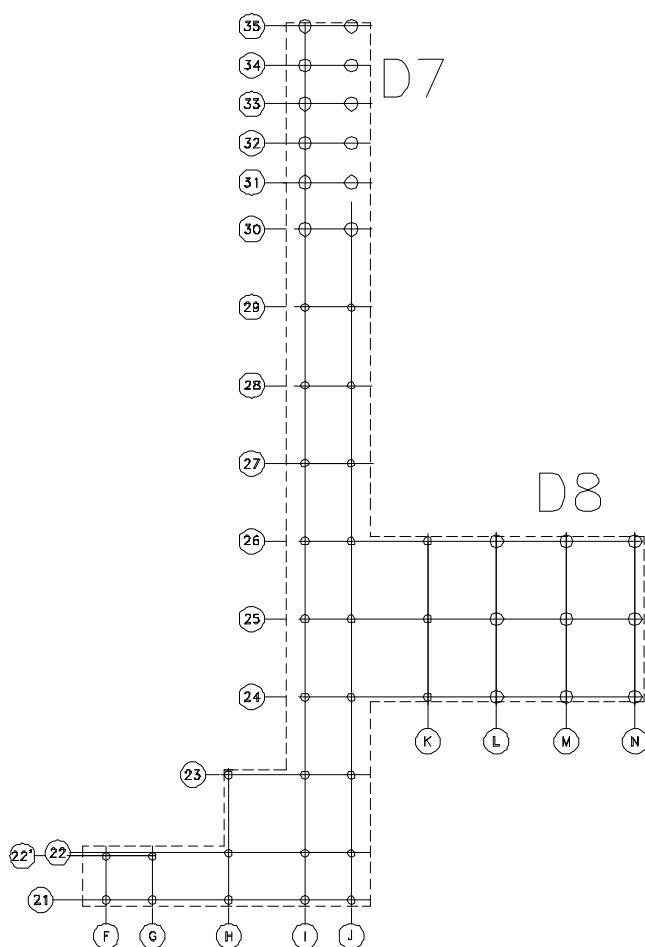


Figura 10-1– Locação de Estacas – Projeto Executado

Para melhor identificar as estacas, nas figuras 11.2 a 11.4, são apresentadas imagens ampliadas do estaqueamento, subdividindo-se a estrutura em três trechos – D7, D8 e acesso. As 21 estacas de 2m de diâmetro são identificadas por: EM-38 a EM-49 (D7 - eixos 30 a 35); EM-17 a EM-19, EM-23 a EM-25 e EM-29 a EM-31 (D8 - eixos 24 a 26). As demais estacas têm diâmetro de 1,2m.

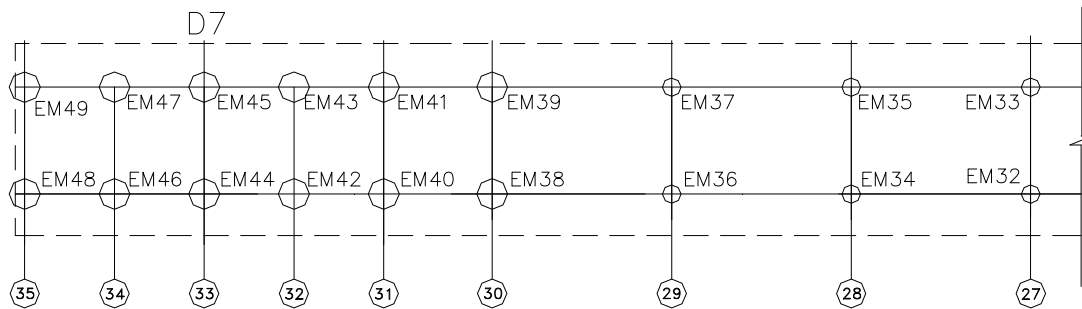


Figura 10-2 – Numeração das Estacas – D7 – Projeto Executado

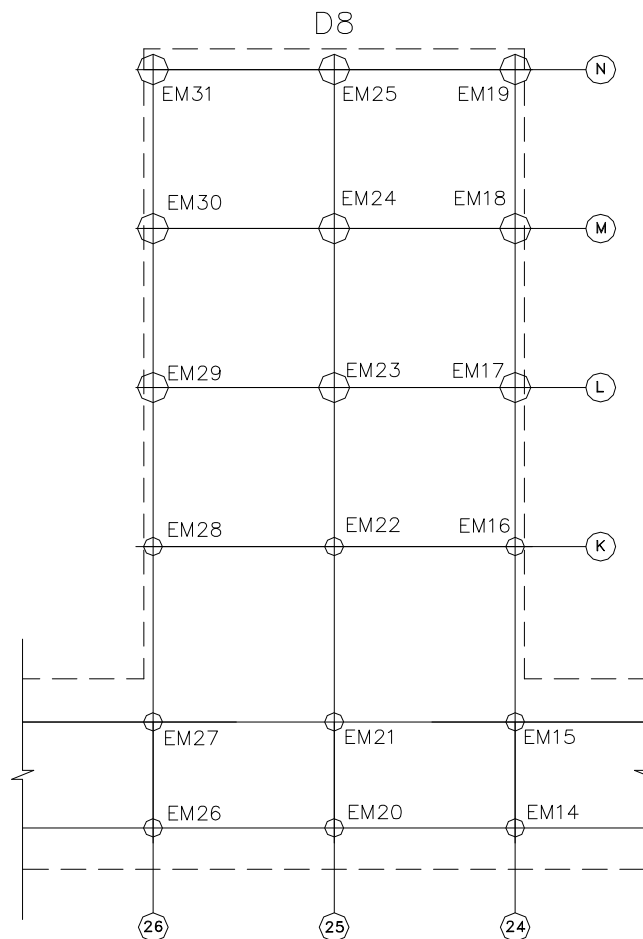


Figura 10-3 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Executado

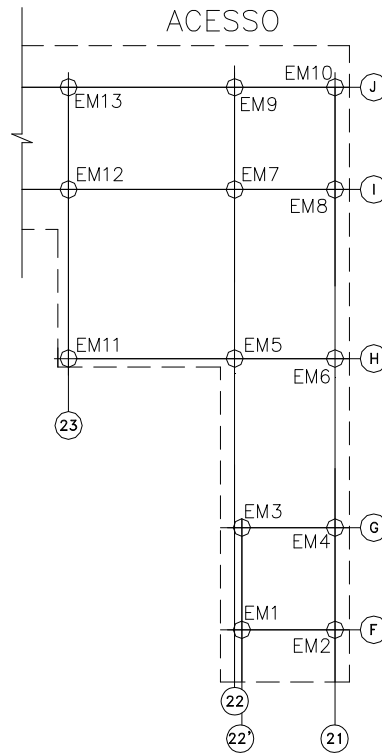


Figura 10-4 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Executado

Tabela 10-1– Envoltória de Esforços no Topo das Estacas – ELS – PE

Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EM-1	Máx	-752	58	8	185	782	803,8	-	-0,1
	Mín	-1424	-34	-6	-123	-225	184,6	-	-0,9
EM-2	Máx	-625*	57	8	175	761	772,4	-	-0,2
	Mín	-1379	-35	-6	-136	-257	213,0	-	-1,2
EM-3	Máx	-1002	56	6	127	710	717,7	-	-0,1
	Mín	-1771	-34	-8	-186	-212	211,2	-	-0,6
EM-4	Máx	-836	55	6	122	682	686,7	-	-0,2
	Mín	-1733	-36	-8	-198	-251	230,0	-	-0,8
EM-5	Máx	-2260	51	6	115	559	571,3	-	-0,1
	Mín	-3735	-36	-8	-198	-238	193,1	-	-0,3
EM-6	Máx	-1393	50	6	129	523	531,4	-	-0,1
	Mín	-2510	-38	-7	-160	-281	182,3	-	-0,4
EM-7	Máx	-2456	46	8	185	371	409,0	0,0	-0,1
	Mín	-4081	-40	-4	-87	-245	26,5	0,0	-0,2
EM-8	Máx	-1093	46	6	158	349	370,9	-	-0,1
	Mín	-1918	-41	-5	-98	-274	82,4	-	-0,3
EM-9	Máx	-2064	44	7	157	296	331,7	0,0	-0,1
	Mín	-3264	-40	-4	-89	-233	28,6	0,0	-0,2
EM-10	Máx	-759	44	5	120	281	296,1	-	-0,1
	Mín	-1303	-41	-5	-110	-258	108,4	-	-0,4

Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EM-11	Máx	-1483	54	7	135	665	670,4	-	-0,1
	Mín	-2386	-33	-10	-287	-131	208,3	-	-0,4
EM-12	Máx	-2935	49	10	241	452	512,1	-	0,0
	Mín	-4872	-36	-4	-91	-146	121,8	-	-0,2
EM-13	Máx	-2783	46	10	241	357	428,7	-	0,0
	Mín	-4428	-37	-3	-77	-152	104,9	-	-0,2
EM-14	Máx	-2613	47	13	302	407	506,5	-	0,0
	Mín	-4402	-37	-4	-96	-158	142,7	-	-0,2
EM-15	Máx	-2878	44	13	306	308	434,6	-	0,0
	Mín	-4630	-38	-3	-79	-170	122,6	-	-0,2
EM-16	Máx	-2267	38	15	364	131	376,3	-	0,0
	Mín	-3600	-41	-2	-23	-272	95,0	-	-0,2
EM-17	Máx	-3134	37	99	2435	2122	3851,9	-	-0,6
	Mín	-5251	-82	-18	-382	-3725	1954,9	-	-1,0
EM-18	Máx	-2189	30	94	2266	1952	4052,8	-	-0,8
	Mín	-3856	-94	-29	-684	-3854	1764,3	-	-1,3
EM-19	Máx	-1158	23	98	2392	1764	4222,8	-	-1,2
	Mín	-2531	-105	-31	-692	-4028	1635,6	-	-1,8
EM-20	Máx	-2735	47	16	369	386	534,3	-	0,0
	Mín	-4499	-36	-4	-118	-156	131,7	-	-0,2
EM-21	Máx	-3405	44	16	369	315	485,3	-	0,0
	Mín	-5595	-37	-4	-110	-143	124,7	-	-0,1
EM-22	Máx	-3274	40	19	453	216	501,5	-	0,0
	Mín	-5566	-36	-1	-8	-138	107,8	-	-0,2
EM-23	Máx	-5481	63	129	3176	3010	4203,0	-	-0,3
	Mín	-9429	-57	-12	-209	-2870	2671,6	-	-0,8
EM-24	Máx	-4256	58	122	2964	2902	4028,9	-	-0,4
	Mín	-7181	-78	-22	-512	-3370	2598,4	-	-0,9
EM-25	Máx	-2676	51	128	3149	2708	4450,3	-	-0,5
	Mín	-4490	-98	-21	-414	-3802	2410,9	-	-1,4
EM-26	Máx	-2733	47	21	483	401	626,2	-	0,0
	Mín	-4479	-35	-2	-59	-120	109,0	-	-0,2
EM-27	Máx	-3002	45	21	486	347	596,5	-	0,0
	Mín	-4725	-35	-2	-46	-93	81,9	-	-0,2
EM-28	Máx	-2294	44	23	553	317	638,1	-	0,0
	Mín	-3674	-34	0	14	-28	16,8	-	-0,3
EM-29	Máx	-2961	82	153	3740	3737	5043,2	-	-0,3
	Mín	-5310	-23	-8	-131	-1822	1704,7	-	-1,6
EM-30	Máx	-2023	73	147	3525	3473	4359,7	-	-0,4
	Mín	-3870	-43	-18	-418	-2237	1580,7	-	-2,1
EM-31	Máx	-1293	59	147	3541	3079	3950,3	-	-0,6



Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EM-32	Mín	-2517	-58	-18	-383	-2547	1419,2	-	-2,4
	Máx	-2144	46	25	582	382	696,4	-	0,0
	Mín	-3844	-35	-1	-29	-112	103,2	-	-0,3
EM-33	Máx	-2354	43	25	565	297	637,7	-	0,0
	Mín	-3866	-35	-1	-33	-106	98,8	-	-0,3
EM-34	Máx	-2014	45	30	693	359	780,1	-	0,0
	Mín	-3812	-35	-1	-30	-122	108,4	-	-0,4
EM-35	Máx	-2312	42	29	673	273	726,2	-	0,0
	Mín	-3914	-36	-1	-35	-115	99,0	-	-0,3
EM-36	Máx	-1574	46	35	809	412	907,0	-	0,0
	Mín	-3686	-35	-2	-39	-128	119,5	-	-0,6
EM-37	Máx	-2031	43	35	796	316	855,0	-	0,0
	Mín	-3724	-35	-2	-39	-118	111,0	-	-0,4
EM-38	Máx	-83	140	278	6508	4889	8131,3	-	-0,6
	Mín	-4253	-55	-15	-342	-2667	2542,3	-	-97,5
EM-39	Máx	-2124	113	276	6452	4222	7703,2	-	-0,6
	Mín	-5097	-52	-13	-295	-2611	2489,1	-	-2,0
EM-40	Máx	589	133	300	7006	4652	8409,8	40,6	-1,2
	Mín	-2610	-73	-16	-378	-3239	2893,4	14,3	-127,2
EM-41	Máx	-1672	106	295	6869	4009	7952,8	-	-1,2
	Mín	-4298	-71	-14	-332	-3188	2833,2	-	-2,1
EM-42	Máx	602	132	320	7460	4640	8785,5	169,7	-1,2
	Mín	-2572	-78	-17	-409	-3361	2890,2	14,6	-1,9
EM-43	Máx	-1623	108	316	7349	4052	8392,0	-	-1,2
	Mín	-4476	-76	-16	-365	-3309	2830,4	-	-2,2
EM-44	Máx	713	134	339	7916	4703	9208,0	182,1	-1,2
	Mín	-2698	-82	-19	-439	-3452	2916,6	12,9	-2,0
EM-45	Máx	-1689	108	336	7830	4069	8824,3	-	-1,2
	Mín	-4573	-79	-17	-396	-3400	2856,5	-	-2,2
EM-46	Máx	1045	134	358	8363	4701	9591,9	36,7	-1,2
	Mín	-2750	-82	-20	-468	-3452	2929,3	9,1	-2,1
EM-47	Máx	-1707	109	353	8225	4085	9182,9	-	-1,2
	Mín	-4659	-80	-18	-429	-3400	2869,9	-	-2,2
EM-48	Máx	1473	120	378	8843	4233	9800,6	111,0	-1,2
	Mín	-2220	-66	-21	-498	-2905	2659,7	6,6	-4,9
EM-49	Máx	-451	98	375	8765	3731	9521,3	-	-1,1
	Mín	-5052	-64	-20	-460	-2856	2612,3	-	-6,4

### 10.1.2. Projeto Alternativo

Para melhor identificação das estacas nas tabelas a seguir, é apresentada novamente a locação das estacas da solução alternativa.

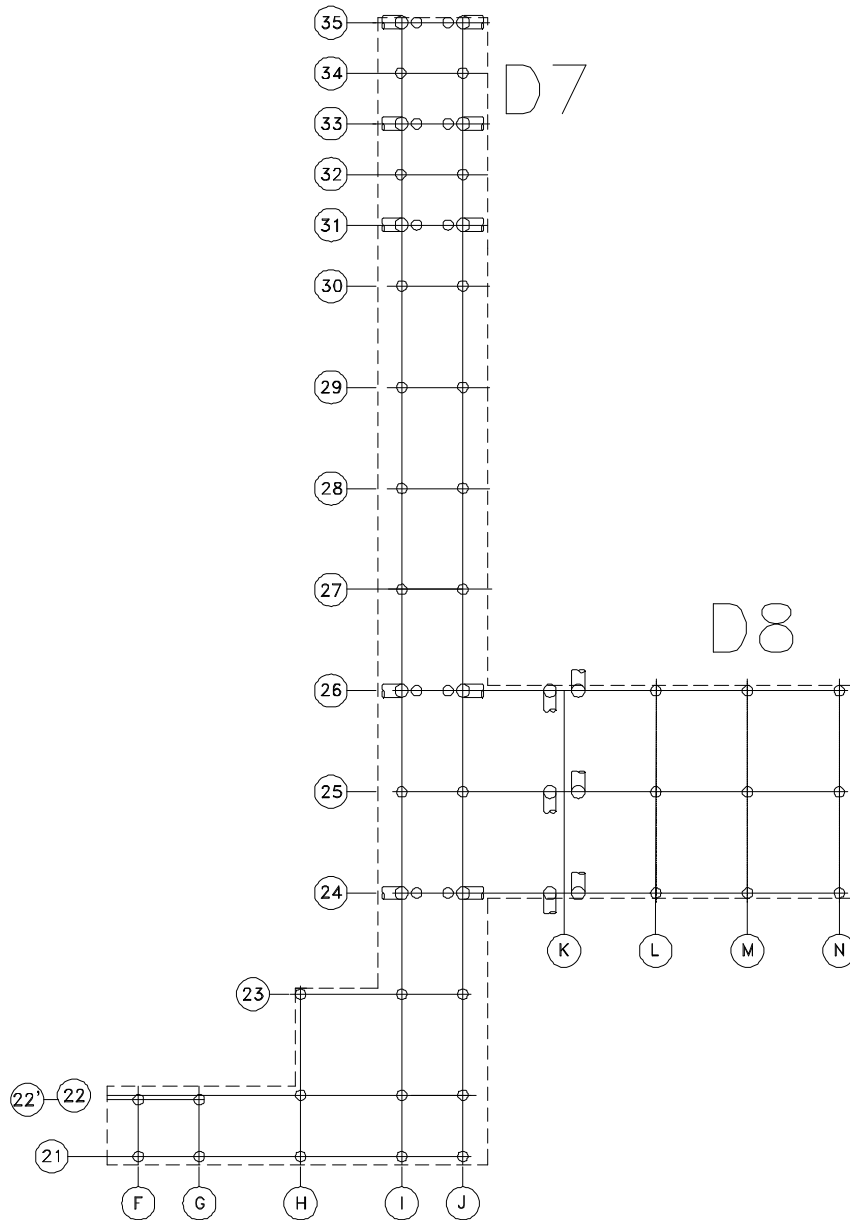


Figura 10-5 – Locação de Estacas – Projeto Alternativo

Para melhor identificar as estacas, nas figuras 11.6 a 11.8, são apresentados detalhes dos três trechos do estaqueamento – D7, D8 e acesso. As estacas identificadas por EI-1, EI-2, EI-5, EI-6, EI-9, EI-10, EI-13 a EI-17, EI-20 a EI-24 são as

estacas inclinadas de 1,5 m de diâmetro. As demais estacas, identificadas por EM, são verticais e têm 1,2 m de diâmetro.

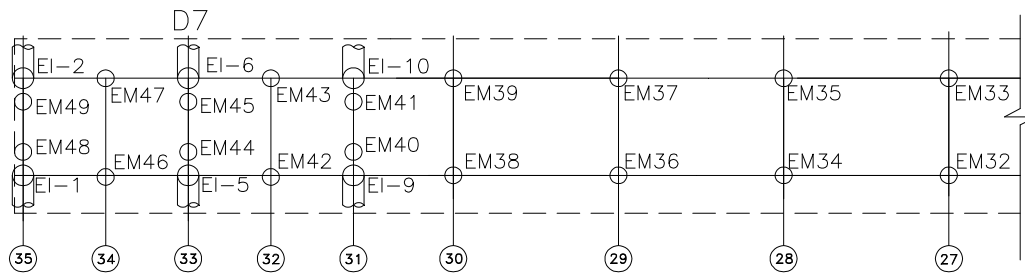


Figura 10-6– Numeração das Estacas – D7 – Projeto Alternativo

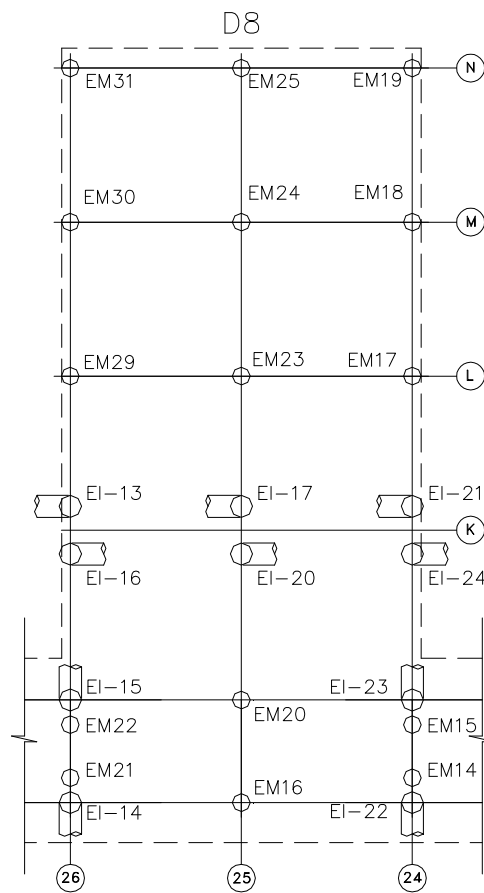


Figura 10-7 – Numeração das Estacas – D8 – Projeto Alternativo

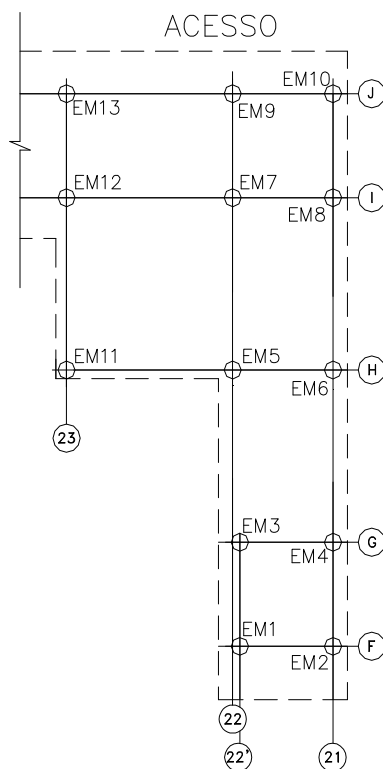


Figura 10-8 – Numeração das Estacas – Acesso – Projeto Alternativo

Tabela 10-2 –Envoltória de Esforços no Topo das Estacas – ELS – PA

Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EI-1	Máx	<b>1717</b>	67	-219	-990	442	2160	1,2	-1,3
	Mín	-1670	-68	-260	-2116	-432	1057	0,6	-2,6
EI-2	Máx	-906	67	294	3056	446	<b>3088</b>	-	-0,7
	Mín	-4023	-68	254	1954	-426	1976	-	-2,4
EI-5	Máx	1007	63	-225	-1149	324	2168	5,5	-0,8
	Mín	-2606	-71	-260	-2105	-518	1184	1,2	-1,3
EI-6	Máx	-1611	63	289	2901	325	2914	-	-0,6
	Mín	-4984	-71	255	1971	-518	2011	-	-1,3
EI-9	Máx	679	65	-230	-1289	398	2130	5,8	-0,7
	Mín	-2934	-66	-259	-2092	-396	1342	2,0	-12,9
EM-1	Máx	-1081	54	5	119	332	349	-	-0,1
	Mín	-1684	-50	-3	-77	-234	130	-	-0,3
EM-2	Máx	-1022	53	6	128	316	335	-	-0,1
	Mín	-1699	-51	-4	-88	-264	159	-	-0,3
EM-3	Máx	-1159	54	4	82	337	344	-	-0,1
	Mín	-1999	-50	-4	-100	-243	157	-	-0,3
EM-4	Máx	-1131	53	4	96	314	324	-	-0,1
	Mín	-1948	-51	-4	-104	-279	189	-	-0,3

Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EM-5	Máx	-2245	53	2	33	307	330	-	-0,1
	Mín	-3699	-52	-5	-146	-307	237	-	-0,1
EM-6	Máx	-1414	52	3	75	274	363	-	-0,1
	Mín	-2487	-54	-4	-94	-352	215	-	-0,2
EM-7	Máx	-2760	52	4	102	275	377	-	-0,1
	Mín	-4347	-55	-2	-47	-374	234	-	-0,1
EM-8	Máx	-1382	51	4	104	251	422	-	-0,1
	Mín	-2302	-56	-2	-54	-419	212	-	-0,3
EM-9	Máx	-2636	52	3	85	277	383	-	-0,1
	Mín	-3791	-55	-2	-57	-379	240	-	-0,1
EI-10	Máx	-1890	64	283	2751	374	2775	-	-0,5
	Mín	-5229	-66	255	1985	-394	2009	-	-1,1
EI-13	Máx	876	271	5	102	2093	2093	5,0	-0,3
	Mín	-5790	153	-7	-229	1535	1552	2,2	-68,4
EI-14	Máx	-540	61	-243	-1642	287	2025	-	-0,7
	Mín	-3084	-58	-257	-2015	-197	1667	-	-3,1
EI-15	Máx	-1560	61	267	2290	301	2310	-	-0,6
	Mín	-3709	-59	257	2029	-217	2041	-	-1,4
EI-16	Máx	1560	-142	4	87	-1185	1723	1,9	-0,3
	Mín	-6197	-260	-4	-131	-1718	1188	0,8	-0,4
EI-17	Máx	-518	263	1	4	1848	1848	-	-0,2
	Mín	<b>-8121</b>	148	-9	-311	1376	1408	-	-3,5
EI-20	Máx	311	-148	2	23	-1382	1849	4,6	-0,2
	Mín	-7857	-263	-5	-152	-1844	1383	4,5	-5,6
EI-21	Máx	953	259	1	1	1701	1701	5,4	-0,2
	Mín	-6150	139	-6	-182	1073	1088	1,8	-17,3
EI-22	Máx	-606	63	-244	-1674	326	2129	-	-0,6
	Mín	-3463	-57	-260	-2121	-181	1706	-	-2,9
EI-23	Máx	-1162	61	266	2279	285	2294	-	-0,6
	Mín	-3430	-60	254	1950	-277	1968	-	-1,9
EI-24	Máx	1613	-152	3	26	-1499	2093	1,9	-0,4
	Mín	-5860	-271	-5	-118	-2090	1499	0,9	-0,5
EM-10	Máx	-1288	52	4	89	254	422	-	-0,2
	Mín	-1854	-56	-3	-65	-418	218	-	-0,3
EM-11	Máx	-1449	56	0	-31	414	420	-	-0,1
	Mín	-2343	-49	-8	-229	-196	174	-	-0,3
EM-12	Máx	-2906	55	4	86	378	388	0,0	-
	Mín	-4713	-51	-2	-45	-247	176	-	-0,1
EM-13	Máx	-2878	55	4	87	374	384	-	-0,1
	Mín	-4332	-51	-2	-45	-266	205	-	-0,1
EM-14	Máx	-1117	53	6	153	321	354	-	-0,1
	Mín	-2074	-51	-1	-32	-271	224	-	-0,3
EM-15	Máx	-885	53	5	117	314	333	-	-0,1

Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EM-16	Mín	-1983	-52	-2	-44	-281	236	-	-0,4
	Máx	-1837	52	4	110	294	313	-	-0,1
	Mín	-3230	-52	-1	-16	-283	245	-	-0,2
EM-17	Máx	-2925	49	2	42	197	499	0,0	-
	Mín	-4576	-59	-5	-117	-488	157	-	-0,1
EM-18	Máx	-3428	49	4	104	197	501	0,0	-
	Mín	-4755	-59	-4	-79	-499	177	-	-0,1
EM-19	Máx	-2372	50	6	160	202	509	-	-0,1
	Mín	-3347	-60	-3	-47	-509	207	-	-0,2
EM-20	Máx	-1532	52	4	87	297	309	-	-0,1
	Mín	-3168	-52	-1	-19	-285	249	-	-0,2
EM-21	Máx	-1185	53	6	166	303	345	-	-0,1
	Mín	-2062	-52	0	11	-273	253	-	-0,2
EM-22	Máx	-904	53	5	124	309	333	-	-0,1
	Mín	-1916	-51	0	-5	-271	240	-	-0,4
EM-23	Máx	-4385	52	2	36	294	326	0,0	-
	Mín	-7174	-53	-4	-113	-308	281	-	-0,1
EM-24	Máx	-4948	52	4	109	292	323	0,0	-
	Mín	<b>-7414</b>	-53	-3	-66	-319	292	-	-0,1
EM-25	Máx	-3906	52	6	170	299	345	-	-0,1
	Mín	-5728	-54	-2	-30	-337	312	-	-0,1
EM-29	Máx	-2889	57	2	46	454	455	0,0	-
	Mín	-4675	-50	-3	-90	-213	157	-	-0,2
EM-30	Máx	-3372	58	4	107	464	467	0,0	-
	Mín	-4839	-50	-2	-53	-218	182	-	-0,1
EM-31	Máx	-2417	58	6	163	471	483	-	-0,1
	Mín	-3287	-51	-2	-23	-230	211	-	-0,2
EM-32	Máx	-1966	52	5	115	288	341	-	-0,1
	Mín	-3415	-54	0	8	-341	231	-	-0,2
EM-33	Máx	-1893	51	4	97	255	359	-	-0,1
	Mín	-3254	-54	0	-3	-359	219	-	-0,2
EM-34	Máx	-2311	52	5	123	293	339	-	-0,1
	Mín	-3928	-54	0	-4	-339	246	-	-0,1
EM-35	Máx	-2344	52	5	106	293	341	-	-0,1
	Mín	-4024	-54	-1	-17	-341	247	-	-0,1
EM-36	Máx	-2712	52	8	187	286	372	-	-0,1
	Mín	-4370	-55	0	-10	-372	241	-	-0,1
EM-37	Máx	-2427	53	7	175	302	369	-	-0,1
	Mín	-4384	-55	-1	-18	-368	243	-	-0,1
EM-38	Máx	-2244	55	10	263	376	459	-	-0,1
	Mín	-3701	-54	-1	-16	-319	269	-	-0,2
EM-39	Máx	-1551	56	10	251	398	471	-	-0,1
	Mín	-3415	-54	-1	-22	-315	266	-	-0,3

Estaca	Env.	N	V2	V3	M2	M3	M	e [+]	e [-]
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	m	m
EM-40	Máx	-1348	54	12	328	347	477	-	-0,1
	Mín	-2348	-55	-1	-17	-355	290	-	-0,3
EM-41	Máx	-795	54	12	310	352	469	-	-0,1
	Mín	-2004	-55	-1	-25	-354	289	-	-0,6
EM-42	Máx	-1218	53	13	350	322	470	-	-0,1
	Mín	-2904	-57	-1	-21	-396	264	-	-0,3
EM-43	Máx	-54	53	13	329	323	460	-	-0,2
	Mín	-1890	-57	-1	-30	-395	263	-	-8,5
EM-44	Máx	-1170	53	15	388	321	497	-	-0,2
	Mín	-2300	-57	-1	-22	-409	259	-	-0,3
EM-45	Máx	-468	53	14	371	321	486	-	-0,2
	Mín	-1762	-57	-1	-31	-408	258	-	-1,0
EM-46	Máx	-1165	54	15	409	344	525	-	-0,1
	Mín	-3158	-57	-1	-25	-404	276	-	-0,3
EM-47	Máx	<b>271</b>	54	14	383	343	511	9,6	-0,2
	Mín	-1872	-57	-1	-37	-402	274	1,9	-26,6
EM-48	Máx	-731	55	17	458	377	<b>584</b>	-	-0,2
	Mín	-1866	-56	-1	-27	-369	296	-	-0,5
EM-49	Máx	240	55	16	438	380	580	4,1	-0,3
	Mín	-1100	-56	-1	-39	-367	296	2,4	-166,5