



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

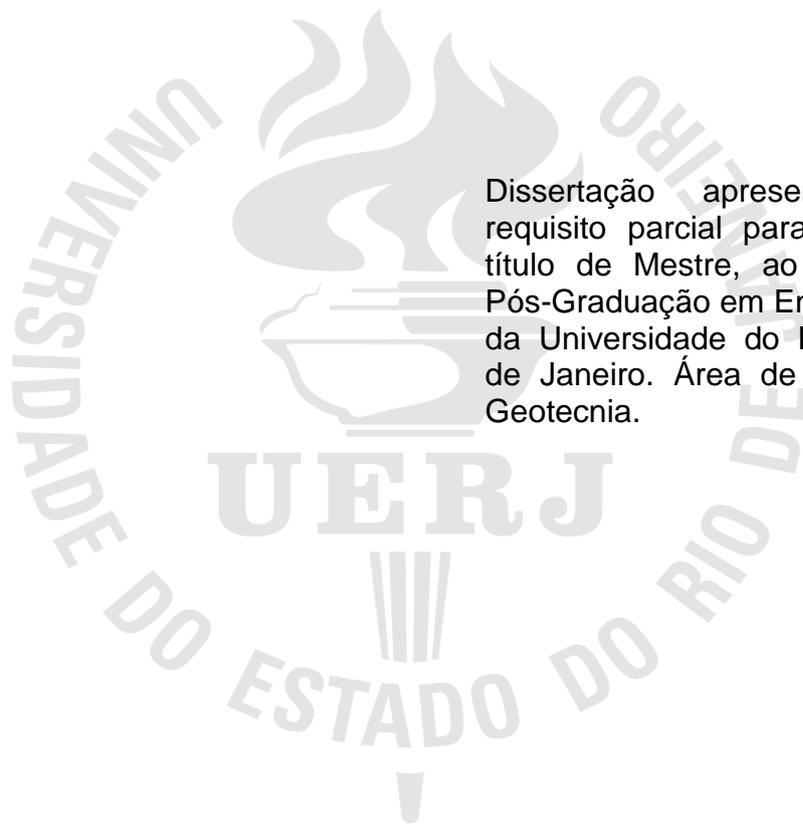
Carlos Helder Vieira Moreira

Análise de cais de paramento fechado - Interação solo-estrutura

Rio de Janeiro
2018

Carlos Helder Vieira Moreira

Análise de cais de paramento fechado - Interação solo-estrutura



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M838 Moreira, Carlos Helder Vieira.
Análise de cais de paramento fechado – interação solo-
estrutura / Carlos Helder Vieira Moreira. – 2018.
101f.

Orientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira e Rodrigo
Bird Burgos.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Engenharia geotécnica - Teses.
3. Mecânica do solo - Teses. 4. Cais - Teses. 5. Análise
estrutural (Engenharia) - Teses I. Sieira, Ana Cristina Castro
Fontenla. II. Burgos, Rodrigo Bird. III. Universidade do Estado do
Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.15

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Carlos Helder Vieira Moreira

Análise de cais de paramento fechado - Interação solo-estrutura

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 16 de Março de 2018.

Banca Examinadora:

Prof^a. Dr^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof^a. Dr^a. Alessandra Conde de Freitas
Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro - COPPE

Rio de Janeiro

2018

AGRADECIMENTOS

À UERJ, por ser uma grande instituição de ensino e pela sua receptividade sem fronteiras.

À minha família e Mari, por toda a ausência, e porque sem vocês nada disto seria possível.

Aos meus orientadores, Prof. Doutora Ana Cristina, Prof. Doutor Rodrigo Burgos por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Aos professores da UERJ, pelos ensinamentos, e por acreditarem num ensino público incondicional.

Aos meus amigos de trabalho pela paciência com os meus estudos.

Aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

RESUMO

MOREIRA, Carlos Helder Vieira. *Análise de cais de paramento fechado - interação solo-estrutura*. 2018. 101f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

A interação solo-estrutura é um tema de elevado interesse e sempre presente em problemas da engenharia geotécnica e estrutural. Este trabalho trata da análise da estrutura de um cais com paramento fechado e plataforma de alívio composta por uma parede de contenção ancorada a uma laje estaqueada. Este trabalho apresenta um resumo das diferentes tipologias de cais e todos os aspectos relevantes necessários para uma análise estrutural, incluindo a interação solo-estrutura. Com base nos parâmetros técnicos adotados (geotécnicos e estruturais), apresenta-se a análise do comportamento global da estrutura, tendo em consideração a interação solo-estrutura. Para isso, foram utilizados três softwares diferentes, cujos resultados são comparados e complementados: PLAXIS (software específico para problemas de Geotecnia), PileLat (software específico para análise de estacas carregadas lateralmente) e SAP 2000 (software específico para estruturas em geral). De forma a validar os resultados obtidos pelos vários softwares e compara-los com cálculos analíticos, foi adotada uma metodologia de validação de um modelo simples de uma estaca sujeita a uma carga horizontal de 10 kN situada na extremidade superior. Apresenta-se um estudo de caso hipotético, onde se avalia numericamente a influência da deformabilidade do solo e deslocabilidade do conjunto estrutural composto por parede de contenção, laje e estacas por intermédio dos softwares PLAXIS e SAP2000. De forma a caracterizar a não linearidade do solo no software SAP2000, fez-se recurso da função “Multilinear Elastic Link” em que se pode caracterizar o solo como uma função carga – deslocamento (curva P-Y), proveniente do output do software PileLat que fornece funções carga-deslocamento em qualquer profundidade. A análise permitiu concluir que a melhor forma de analisar a interação solo-estrutura é considerando o solo como um meio contínuo. Também foi possível observar que existe uma componente 3D muito importante para o caso de estacas carregadas lateralmente. A representação do solo por elementos de mola “Multilinear elastic link” caracterizados por curvas P-Y apresenta-se como alternativa satisfatória à formulação do solo como meio contínuo.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura; Análise Não-Linear; Cais; SAP2000; PLAXIS; PileLat; Curvas P-Y.

ABSTRACT

MOREIRA, Carlos Helder Vieira. *Analysis of a closed pier structure - soil-structure interaction*. 2018. 101f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Soil-structure interaction is a subject of high interest and always present in geotechnical and structural engineering problems. This work comprises the analysis of a closed pier structure composed by a retaining wall connected to a piled relieving platform. This paper presents a summary of different quays typologies and all relevant aspects necessary for a structural analysis, including soil-structure interaction. Based on assumed technical parameters (geotechnical and structural), the analysis of the structural global behavior is presented, taking into account the soil-structure interaction. Therefore, three different softwares were used, the results of each one are compared and complemented: PLAXIS (specific software for problems of Geotechnics), PileLat (specific software for analysis of laterally loaded piles) and SAP 2000 (specific software for structures in general). In order to validate the results obtained by the various softwares and compared with analytical calculations, a validation methodology was adopted for a simple model of a pile subject to a horizontal load located at the upper end of 10 kN. The final chapter presents an hypothetical case study, where the influence of soil deformability, displacement of the retaining wall, slab and piles are evaluated by means of PLAXIS and SAP2000 software. In order to characterize the soil nonlinearity on SAP2000 software, "Multilinear Elastic Link" feature was used considering that soil can be characterized as a load-displacement function (P-Y) curve from the output of the PileLat software that provides load-displacement functions at any depth. The analysis allowed to conclude that the best way to analyze soil-structure interaction is to consider soil as a continuous medium. It was also possible to observe that there is a very important 3D component in the case of laterally loaded piles. The soil representation by multilinear elastic link elements characterized by P-Y curves is a satisfactory alternative to soil formulation as a continuous medium.

Keywords: Soil-Structure interaction; Nonlinear analysis; Quay; SAP2000; PLAXIS; PileLat.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Paredes de estaca-prancha simples (AGERSCHOU, 1983).....	20
Figura 2 – Paredes de estaca-prancha com plataforma de alívio (AGERSCHOU, 1983).....	20
Figura 3 – Paredes de estaca-prancha com um nível de tirante	22
Figura 4 – Estrutura de paramento fechado com plataforma de alívio (AGERSCHOU, 1983).....	24
Figura 5 – Tipologias de cais estaqueados (TSINKER, 1996).	26
Figura 6 – Cais com paramento aberto, tirante e proteção do talude (AGERSCHOU, 1983).....	28
Figura 7 – Cais com paramento aberto e estaca inclinada (AGERSCHOU, 1983). ..	28
Figura 8 – Método construtivo de paredes estaca-prancha com plataforma de alívio	30
Figura 9 – Modelos de interação solo-estaca (Gomes e Santos, 1994, apud Santos, 2008)	42
Figura 10 – Representação das curvas P-Y e gráficos reação do solo/deslocamento da estaca (MENESES, 2007).....	47
Figura 11 – Geometria do Caso de Estudo – Carga Horizontal - 10 kN.....	50
Figura 12 – Deslocamentos Horizontais previstos: PileLat ($D_{hm\acute{a}x} = 0,181$ mm)	52
Figura 13 – Momentos previstos: PileLat ($M_{m\acute{a}x} = 18,12$ kN.m)	53
Figura 14 – Geometria adotada: Programa Plaxis 8.2	54
Figura 15 – Deslocamentos horizontais previstos: Plaxis ($D_{hm\acute{a}x} = 0,823$ mm).....	55
Figura 16 – Momentos fletores previstos: Plaxis ($M_{m\acute{a}x} = 17,97$ kN.m).....	55
Figura 17 – Deslocamentos horizontais previstos: SAP 2000 – Método de Bowles ($D_{hm\acute{a}x} = 0,236$ mm)	56
Figura 18 – Deslocamentos horizontais previstos: SAP 2000 – Curvas P-Y ($D_{hm\acute{a}x} = 0,196$ mm)	57
Figura 19 – Momentos previstos: SAP 2000 - Método de Bowles ($M_{m\acute{a}x} = 15,8$ kN.m)	58
Figura 20 – Momentos previstos: SAP 2000 - Curvas P-Y ($M_{m\acute{a}x} = 17,4$ kN.m)	59
Figura 21 – Modelo de ruptura do solo em profundidades próxima a superfície do terreno (Reese et al.,1975).....	60

Figura 22 – Geometria do Caso de Estudo	63
Figura 23 – Representação esquemática da seção típica de cais de paramento fechado	64
Figura 24 – Geometria em planta do sistema de contenção do solo do paramento vertical do cais.....	66
Figura 25 – Imagem de sistema de parede combinada de tubos de aço conectados a estacas-prancha.....	67
Figura 26 – Boletim de sondagem representativo da região	69
Figura 27 – Classificação dos métodos clássicos	70
Figura 28 – Parede estaca-prancha: Diagramas de pressões pelo Método do Apoio Livre: a) Solos não coesivos e b) Solos coesivos (Tsinker, 1997).....	71
Figura 29 – Modelo matemático de Plaxis – Estrutura e perfil geotécnico	75
Figura 30 – Representação gráfica da estrutura deformada decorrente de 14,0 metros de escavação do lado mar e sobrecarga de 20kN/m ² – Deflexão máxima = 35,7 mm	75
Figura 31 – Representação gráfica dos empuxos horizontais decorrentes da escavação do lado mar e sobrecarga de 20kN/m ²	76
Figura 32 – Comparação entre empuxos horizontais presentes na parede estaca – prancha gerados pelo software Plaxis e empuxos segundo a teoria de Rankine.....	77
Figura 33 – Identificação da estaca-prancha.....	78
Figura 34 – Representação gráfica do deslocamento horizontal da estaca – prancha – Deslocamento = 33,7 mm	78
Figura 35 – Representação gráfica do momento fletor da estaca–prancha – Momento fletor máximo = -669,9 kN.m/m	79
Figura 36 – Identificação da estaca lado terra.....	80
Figura 37 – Representação gráfica do deslocamento horizontal da estaca lado terra – Deslocamento = 17 mm	80
Figura 38 – Representação gráfica do momento fletor da estaca lado terra – Momento fletor máximo = 228,9 kN.m/m.....	81
Figura 39 – Representação gráfica dos pontos de plastificação do solo.....	82
Figura 40 – Obtenção da curva força-deslocamento de uma mola em função da curva P-Y do solo	83
Figura 41 – Modelo matemático PileLat – Parede estaca-Prancha e perfil geotécnico	84

Figura 42 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca - prancha – Profundidade -10,0 a -13,5 metros.....	84
Figura 43 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca - prancha – Profundidade -14,0 a -21,0 metros.....	85
Figura 44 – Modelo matemático PileLat – Estaca tubular e perfil geotécnico	85
Figura 45 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca tubular – Profundidade +3,5 a 0 metros	86
Figura 46 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca tubular – Profundidade -1,0 a -10,0 metros.....	86
Figura 47 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca tubular – Profundidade -12,0 a -21,0 metros.....	87
Figura 48 – Representação gráfica 3D do cais	88
Figura 49 – Representação gráfica dos elementos “Multilinear Elastic Link” atribuídos à parede estaca – prancha e estacas tubulares.	89
Figura 50 – Representação gráfica dos diagramas de empuxo provenientes do output do software Plaxis aplicados na estaca-prancha e estacas.	90
Figura 51 – Representação gráfica da estrutura deformada decorrente da escavação do lado mar – Deformação máxima = 9.14 mm	91
Figura 52 – Representação gráfica do momento fletor da estaca–prancha – Momento fletor máximo = 547,5 kN.m	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Relação de sobrecargas uniformes distribuídas usuais em terminais portuários. (Thoresen 1988)	34
Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes - combinações ultimas	40
Tabela 3 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis - combinações ultimas	40
Tabela 4 – Coeficientes de redução de ações variáveis - combinações ultimas	41
Tabela 5. Resumo das vantagens e desvantagens dos métodos de transferência de carga (Prakash e Sharma, 1990)	43
Tabela 6 – Parâmetros adotados: Caso de estudo 1	50
Tabela 7 – Comparação entre os resultados: Caso de estudo 1	61
Tabela 8 – Parâmetros adotados na simulação	63
Tabela 9 – Níveis de Maré	65
Tabela 10 – Características geométricas do sistema de parede combinada	67
Tabela 11 – Características geométricas da estaca de perfil tubular metálico	67
Tabela 12 – Características geométricas da estaca de perfil tubular metálico considerando espaçamento de 6,0 m entre eixos	68
Tabela 13 – Características geométricas da laje em concreto armado (plataforma de alivio)	68
Tabela 14 – Comparação dos resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores máximos entre os softwares Plaxis e SAP2000	93

LISTA DE SÍMBOLOS

c	Intercepto de coesão do solo
D	Ficha total da cortina
E	Modulo de elasticidade
EI	Índice de rigidez de flexão
EA	Índice de rigidez de axial
FS	Fator de segurança
H	Altura total da cortina
I_x	Momento de inercia
K_a	Coeficiente de empuxo ativo
K_p	Coeficiente de empuxo passivo
MAF	Método de apoio fixo
MAL	Método de apoio livre
MEF	Método de elementos finitos
w	Peso da cortina
γ	Peso específico do solo
δ	Ângulo de atrito da interface solo-cortina
ν	Coeficiente de Poisson
Φ	Ângulo de atrito do solo

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
1.1 Tipos de Cais	18
1.1.1 Cais com paramento fechado.....	18
a) Muros de gravidade	18
b) Parede de estaca-prancha.....	19
c) Paredes de Estaca-Prancha com Plataforma de Alívio	23
1.1.2 Cais com paramento aberto	24
1.2 Método construtivo de paredes de estaca-prancha com plataforma de alívio	29
1.3 Cargas atuantes em estruturas portuárias	31
1.3.1 Cargas Verticais	32
1.3.2 Cargas horizontais	35
a) Empuxos do solo	35
b) Ondas	36
c) Correntes	37
d) Amarração	37
e) Atracação.....	38
f) Temperatura e Retração.....	38
1.4 Combinações de ações e coeficientes de segurança	39
1.5 Interação Solo-Estrutura – Linearidade / Não linearidade	41
1.5.1 Método de Bowles	44
1.5.2 Método das Curvas P-Y: Software PileLat	45
2 METODOLOGIA ADOTADA NAS ANÁLISES NUMÉRICAS	48
2.1 Validação do Modelo	49
2.1.1 Resultados Analíticos: Miche (1930) e Matlock e Reese (1961)	51
2.1.2 Resultados Numéricos: PileLat	51
2.1.3 Resultados Numéricos: Plaxis 8.2	53
2.1.4 Resultados numéricos: SAP 2000	55
2.2 Comparação entre as diferentes metodologias	59
3 CASO DE ESTUDO: CAIS DE PARAMENTO FECHADO COM ESTACAS- PRANCHA E PLATAFORMA DE ALÍVIO	62

3.1 Condições de Contorno	64
3.2 Cargas atuantes	65
3.3 Características geométricas dos elementos estruturais	66
3.3.1 Parede estaca-prancha	66
3.3.2 Estacas de perfil tubular metálico.....	67
3.3.3 Laje em concreto armado.....	68
3.3.4 Caracterização dos solos	69
3.3.5 Avaliação da capacidade de carga das estacas: Método Decourt-Quaresma .	70
3.3.6 Teorias e cálculo de empuxos – Métodos Clássicos.....	70
i. Empuxos - Método de apoio livre	71
ii. Empuxos - Método de apoio fixo	73
a. Software Plaxis V8.2	74
b. Software PileLAT	82
c. Software SAP2000	87
3.4 Comparação entre as diferentes metodologias e resultados	92
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
4.1 Introdução	94
4.2 Conclusões	94
4.3 Trabalhos futuros	95
REFERÊNCIAS	97

INTRODUÇÃO

As infraestruturas portuárias possuem enorme relevância no desenvolvimento da humanidade. Fatos históricos provam que a economia e desenvolvimento de vários países se devem ao transporte marítimo, utilizado principalmente para trânsito de pessoas e cargas.

Segundo o ministério dos transportes, portos e aviação civil existem no Brasil 119 terminais portuários marítimos que operam vários tipos de cargas devido ao intenso fluxo comercial entre países (Antaq – Anuário Estatístico Portuário 2009). Por essa razão, os portos e suas infraestruturas são um importante elo de integração das cadeias logísticas, assumindo enorme importância na economia brasileira.

Cais, píers ou berços são elementos pertencentes à generalidade dos terminais e infraestruturas portuárias, em que sua principal função é a de atracar navios para as operações de carga ou descarga.

Para isso, os cais devem ser projetados e construídos para resistir com segurança às cargas verticais causadas por cargas úteis, caminhões, guindastes, etc., bem como às cargas horizontais de impacto do navio, vento, pressão do solo, etc.

As cargas acima mencionadas variam de acordo com o tipo e dimensão do terminal tendo sempre em conta a respectiva utilização. Estas condicionantes fazem com que tanto o projeto estrutural como o geotécnico sejam tratados de forma singular.

É importante salientar que, as condicionantes técnico-econômicas de um projeto estrutural condicionam o tipo de solução estrutural utilizado para um cais.

Os condicionantes anteriormente referenciados podem influenciar na escolha entre um cais de paramento fechado (utilização de estacas-prancha) ou paramento aberto (utilização de estacas e enrocamento).

Os principais requisitos e funções que um cais deve satisfazer são os seguintes:

- Para os navios, o requisito mais importante é a cota de elevação do cais. Deve haver profundidade suficiente para que os grandes navios possam ancorar e operar;

- Para o manuseio das cargas, o requisito mais importante é que o cais forneça área e capacidade de suporte suficiente para o transbordo, armazenamento e transporte de mercadorias;
- O cais deve ser projetado e construído de forma a que o custo total (incluindo os custos de construção e manutenção) e a qualidade sejam otimizados.

Os cais de paramento fechado, além de fornecer instalações de atracação, deverão possuir uma parede capaz de reter o solo presente na retro área do cais, fornecer capacidade resistente para transportar cargas provenientes das embarcações ou das gruas, e deverão funcionar como uma estrutura de contenção de águas para as retro áreas.

Motivação

No atual estado do desenvolvimento da engenharia, torna-se importante conjugar e consolidar conhecimentos estruturais e geotécnicos de forma a atender as especificidades dos projetos portuários. Desta forma, a interação solo-estrutura é uma componente de elevada importância para a análise global de uma estrutura. Porém a representação da complexidade mecânica de um solo não é um tema trivial, especialmente nos softwares de cálculo estruturais usuais, como o caso do SAP2000.

Assim, o desenvolvimento deste trabalho surgiu com a motivação de encontrar uma forma de efetuar uma análise estrutural no software SAP2000 tendo em conta a interação solo-estrutura e respectivas propriedades não lineares presentes no solo, com o auxílio de outros programas cujo foco de análise é o solo e não a estrutura.

Objetivos

No presente trabalho tem-se como objetivo simular a interação solo-estrutura no software SAP2000 tendo em conta a representação do solo e respectivas curvas P-Y, por intermédio de elementos “Multilinear Elastic Link” caracterizados por dados provenientes do output do software PileLat, para posterior comparação com os resultados do software PLAXIS.

Estrutura da dissertação

No capítulo um são apresentadas as tipologias de cais mais usuais na atualidade juntamente com um exemplo de metodologia construtiva do cais que servirá como estudo de caso.

Também se faz uma apresentação das variadas cargas atuantes em estruturas portuárias juntos com as combinações de ações e coeficientes de segurança usuais para estruturas portuárias.

No final do capítulo é descrito o tema de interação solo-estrutura juntamente com as condicionantes de linearidade e não linearidade dos solos.

O capítulo dois apresenta a metodologia adotada nas análises numéricas e respectiva validação, em que se efetua a avaliação estrutural de uma estaca carregada lateralmente recorrendo aos softwares PileLat, PLAXIS, SAP2000 comparando com os resultados do cálculo numérico, segundo as teorias de Matlock & Reese (1961). Em seguida faz-se uma breve comparação e discussão dos vários resultados obtidos.

No capítulo três é apresentado o caso de estudo do presente trabalho, fazendo-se uma caracterização de todas as condicionantes de projeto e teorias de cálculo de empuxos. Em seguida é efetuada a avaliação estrutural de um cais com paramento fechado recorrendo aos softwares PileLat, Plaxis, SAP2000. O software PileLat foi utilizado para definir as curvas P-Y do solo, o software Plaxis V8.2 foi utilizado para gerar o diagrama de empuxos na parede diafragma e o software SAP2000 foi utilizado para efetuar a avaliação dos esforços resultantes das carga de

empuxo e sobrecarga. Finalmente foi feita uma comparação de resultados obtidos pelos softwares SAP2000 e Plaxis V8.2.

Finalmente, no capítulo 4, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, além de propostas para trabalhos futuros.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O presente capítulo apresenta uma visão geral do ponto de vista estrutural e construtivo de uma obra portuária tendo em conta o arranjo estrutural, elementos constituintes e seu método construtivo.

A obra de um terminal portuário é caracterizada por vários fatores:

- Topografia/batimetria do local de implantação da obra;
- Geotecnia e geologia do local de implantação da obra;
- Presença de material de aterro nas proximidades;
- Facilidade de obtenção de materiais de construção;
- Ações ambientais (variação da maré, direção e intensidade de ondas, correntes e ventos);
- Função da obra (tipos de cargas manuseadas);
- Acessibilidade viária e ferroviária.

Os fatores acima mencionados têm forte influencia no tipo de solução de obra e respectivo custo de construção, sendo decisivos para a escolha entre um cais portuário de paramento aberto ou fechado. Tendo em vista aspetos técnicos/económicos e tomando como exemplo um cais de paramento fechado, seria recomendável a sua implantação em local de baixa batimetria de forma que os volumes de movimentação de terras sejam reduzidos, onde o solo da região possua suficiente capacidade resistente tendo em vista as sobrecargas de operação do cais, e onde haja presença de material de aterro nas proximidades. Caso contrário, a solução de cais com paramento aberto seria provavelmente a solução mais indicada do ponto de vista técnico e económico. A magnitude da sobrecarga e recalques admissíveis nas instalações da obra portuária também desempenha um importante fator para a escolha da solução do cais e retro área.

Todos os fatores apresentados são extremamente importantes na definição da localização e *layout* geral do terminal portuário, mas não serão abordados de forma profunda nesta dissertação.

1.1 Tipos de Cais

1.1.1 Cais com paramento fechado

Os cais com paramento fechado são estruturas que possuem paramento frontal fechado conferindo contenção de solo na retro área do cais. O paramento frontal pode ser formado por paredes de estaca-prancha ou muros de gravidade e podem ser subdivididos em três subgrupos estruturais:

- Muros de Gravidade;
- Parede de estaca-prancha;
- Parede de estaca-prancha com plataforma de alívio.

Os itens a seguir apresentam uma breve abordagem sobre os três subgrupos estruturais apresentados, com especial ênfase no tema das paredes estaca-prancha com plataforma de alívio, uma vez que este é o objetivo e o caso de estudo desta dissertação.

a) Muros de gravidade

A capacidade de suporte do solo localizado na retro área deve-se ao peso próprio dos muros de gravidade, que é suficientemente pesado para resistir à rotação ou deslizamento da estrutura.

Estes tipos de estruturas são adequadas para áreas onde a capacidade resistente do solo é grande o suficiente, e onde o subsolo não é adequado para a cravação de estacas-prancha (subsolo rochoso ou areia muito compacta).

Os muros de gravidade geralmente consistem em elementos pré-fabricados construídos em estaleiros e transportados para o local da obra. Ressalta-se que este tipo de solução pode ser atraente do ponto de vista econômico, especialmente para cais extensos.

A parte superior da estrutura possui equipamentos para atracação/amarração de navios, como cabeços de amarração e defensas. Também é necessário proteger o leito do porto, na área adjacente da estrutura de contenção, contra a erosão causada pelas hélices dos navios.

A drenagem também é necessária para evitar pressões hidrostáticas em excesso por trás da parede do cais.

A escolha final do tipo de parede do cais depende das condições locais e do custo total da estrutura.

Por exemplo, paredes de cais compostas por blocos de concreto armado pré-fabricados são adequados para subsolos rígidos.

b) Parede de estaca-prancha

As paredes de estaca-prancha são frequentemente utilizadas na engenharia civil e costeira. Este tipo de estrutura aparece como uma solução viável e econômica para construções de estruturas portuárias, onde a altura da parede não excede os 18m a 20m e o solo de fundação permite a cravação de estacas.

Essas paredes são geralmente tratadas como flexíveis e normalmente são constituídas por estacas-prancha (madeira, aço ou concreto).

Normalmente o material usado para fabricação de estacas-prancha varia desde a madeira para estruturas de menor porte e mais simples, até o concreto armado ou aço para estruturas de maior porte. Atualmente, o aço é o material mais utilizado para este tipo de obra (THORESEN, 1988).

As estacas-prancha metálicas são elementos estruturais leves e por essa razão são usadas frequentemente, apresentando custos relativamente baixos e competitivos, quando comparado com outras soluções de cais com paramento fechado.

Este tipo de estrutura pode ser composto por paredes de estaca-prancha e tirantes conectados a blocos de concreto, estacas inclinadas conhecidas como cavaletes

(Figura 1). Normalmente, o sistema de estaca-prancha é utilizado quando um solo atrás do sistema estrutural tem capacidade suficiente para acomodar as cargas de operação do cais. Caso contrário, a solução de parede estaca-prancha com plataforma de alívio (Figura 2) torna-se uma solução atrativa.

Paredes de estaca-prancha consistem em elementos verticais (principalmente perfis ondulados) usados em solos facilmente penetráveis com baixa capacidade de resistência.

A altura de contenção de solos para este tipo de estruturas pode variar de 7,0 m a 20,0 m de parede livre, ou seja, excluindo-se o trecho de ficha.

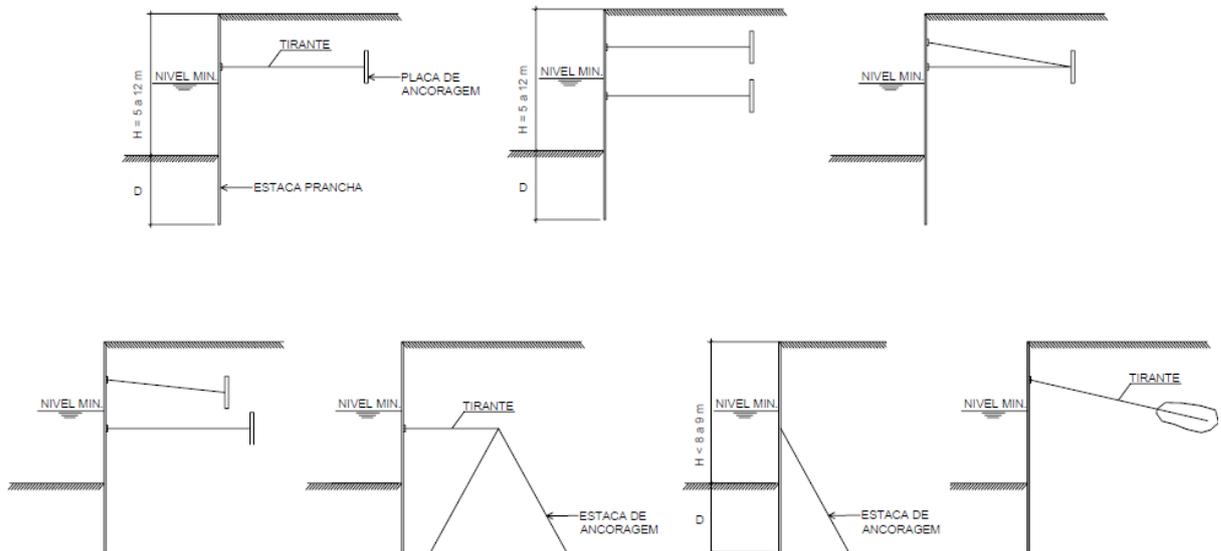


Figura 1 – Paredes de estaca-prancha simples (AGERSCHOU, 1983)

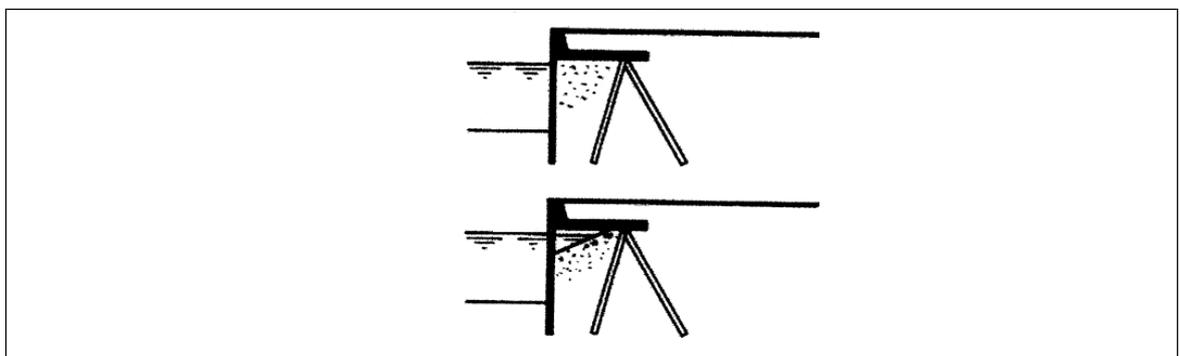


Figura 2 – Paredes de estaca-prancha com plataforma de alívio (AGERSCHOU, 1983)

As paredes compostas por estacas-prancha atirantadas são projetadas para absorver momentos fletores oriundos dos empuxos do solo, hidrostáticos e de cargas acidentais. O tirante e a ficha (trecho da estaca imersa em solo resistente) servem como suporte para a parede. A altura da ficha, mostrada na Figura 3, deverá ser suficiente para equilibrar o empuxo de solo, a pressão hidrostática exercida na parede e o empuxo de carga acidental (FANTI, 2007).

A resistência de ponta e atrito do solo com a estaca-prancha equilibram as componentes verticais resultantes dos empuxos E_a e E_p enquanto que o empuxo passivo de solo na região da placa de ancoragem de cada tirante absorve a força de ancoragem.

Segundo Thoresen (1988) as consequências de uma falha de ancoragem deveriam ser tidas em conta no projeto. Há uma distância mínima entre a placa de ancoragem e a parede de estaca-prancha de forma a garantir estabilidade global.

Usualmente, a linha de ruptura crítica do solo se dá desde base inferior da placa de ancoragem até o pé da parede, e o comprimento do tirante será calculado tendo em conta essa linha de ruptura.

Para a situação em que a profundidade do cais atinge valores de 8,0 m até 12,0 m de água, os valores dos momentos na parede na região dos tirantes podem ser de um terço a dois terços do valor do momento máximo. Para paredes de estaca-prancha metálica, esse baixo valor de momentos na região do tirante, é conveniente por tratar-se de uma zona onde ocorre a máxima corrosão, por ser a região em que ocorre a variação de maré (AGERSCHOU, 1983).

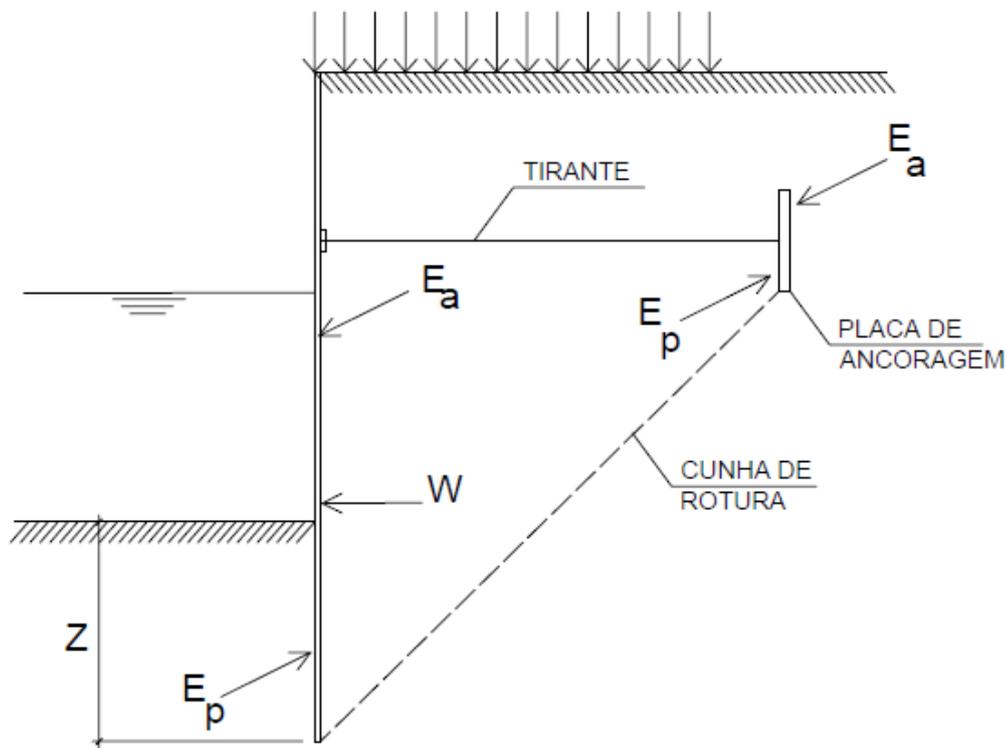


Figura 3 – Paredes de estaca-prancha com um nível de tirante

O empuxo hidrostático resultante das diferenças entre os níveis d'água do lado interno e externo da parede é um fator importante que deve ser levado em consideração no dimensionamento da parede, além dos empuxos de solo e carga accidental. A variação de empuxo hidrostático entre faces da parede ocorre quando existe rápido rebaixamento do nível da maré e fazendo com que haja diferença entre os níveis de água externo e interno. Esta situação ocorre em função da permeabilidade do solo.

A execução de um colchão de enrocamento sob o pé da parede é uma solução viável para minimizar esse problema. Esta solução facilita o fluxo de água e diminui rapidamente a pressão hidrostática diferencial na parede.

Cabe salientar que a escolha do perfil metálico usado como estaca-prancha (seção), além de considerações estruturais e aspectos econômicos, depende também do solo de fundação existente no local (condições de cravação) e daquilo que se pode considerar aceitável para valores de deflexão da parede.

A espessura aceitável da parede e a composição química desejada do aço dependem do meio marinho existente, da contaminação dos solos de fundação e retenção, proteção disponível e também da vida útil da estrutura. Assim, a espessura

mínima da parede é função do ambiente, e também dos respectivos requisitos estruturais.

Além disso, a seleção adequada da espessura mínima da parede de estaca-prancha é especialmente importante quando as instalações do cais são usadas para a construção de docas especificamente no manuseamento de materiais agressivos que podem degradar os componentes de aço de parede. A possibilidade de danos estruturais por meios mecânicos devido a manobras de atracação de navios também devem ser levados em consideração.

A susceptibilidade à corrosão é uma grande desvantagem de um sistema estrutural de cais de paramento fechado composto por estacas-prancha metálicas.

A corrosão ocorre principalmente na zona de variação da maré e depende das propriedades da água e do método de proteção de aço adotado. Além das qualidades corrosivas, as medidas de proteção mais comuns são a utilização de revestimentos protetores, redução de estados de tensões e uso de seções mais pesadas para fornecer espessura de sacrifício e por último, mas não menos importante, uso de proteção catódica. Das alternativas anteriormente assinaladas, o uso de uma seção mais pesada é muitas vezes a solução de proteção preferida (TSINKER, 1996).

c) Paredes de Estaca-Prancha com Plataforma de Alívio

Segundo Thoresen (1988), quando a altura do cais exceder 8,0 m a 10,0 m, a parede de estaca-prancha simples poderá não ser a solução mais econômica. Neste caso, pode-se usar mais um nível de tirantes, como dito anteriormente ou colocar uma plataforma de concreto apoiada sobre as estacas.

Cais com plataformas de concreto estaqueadas são provavelmente mais interessantes do ponto de vista econômico nos casos em que a sobrecarga e/ou a altura da frente do cais são relativamente altas. Esta solução estrutural constitui uma alternativa ao processo tradicional para região de solos moles e cargas elevadas sobre a plataforma de operações. Este método utiliza o princípio de redução do empuxo sobre a parede sendo que parte do carregamento do solo e toda a carga accidental são transmitidas ao estaqueamento através da plataforma de forma a

aliviar o empuxo exercido sobre a parede, transportando esse acréscimo de carregamento diretamente nas estacas.

Além disso, onde a profundidade do cais é relativamente baixa, este tipo de estrutura pode ser economicamente justificado quando o cais está sujeito a elevadas cargas de operação.

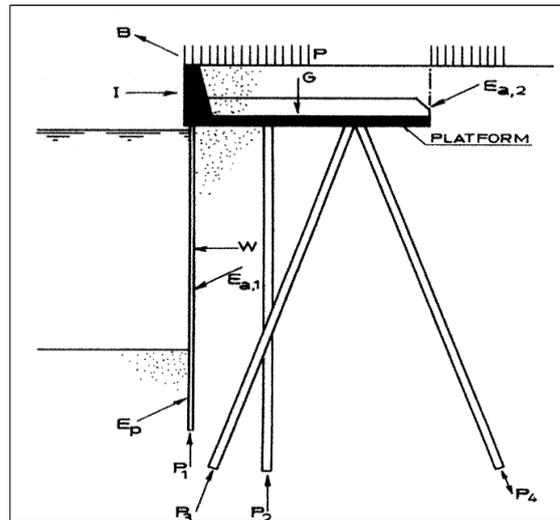


Figura 4 – Estrutura de paramento fechado com plataforma de alívio (AGERSCHOU, 1983).

O projetista deverá escolher se a parede de estaca-prancha pode ser totalmente ou parcialmente engastada na plataforma. A região de ligação da estaca-prancha com a plataforma, por estar em uma zona de grande agressividade ambiental (região de variação do nível da maré) deverá ser projetada para suportar os esforços provenientes do engastamento e possível perda de seção resistente.

Do ponto de vista técnico e econômico, a altura livre da parede está entre 14,0 m e 18,0 m dependendo do custo de cravação das estacas-prancha e das condições geotécnicas (FANTI, 2007).

A presente dissertação tem como objeto de estudo este tipo de estrutura. A função e o papel da plataforma de alívio serão detalhados a seguir.

1.1.2 Cais com paramento aberto

Existem muitos fatores importantes que condicionam o dimensionamento de um cais, tais como propriedades dos solos, profundidade de água em frente ao cais,

intensidade das cargas de operação resultantes do equipamento de movimentação das mais variadas cargas, etc. (TSINKER, 1996)

Neste tipo de construção, não existe uma parede frontal de fechamento, sendo assim, o solo abaixo do cais deverá ser composto por um talude suave de modo que a linha de dragagem coincida com o fim do talude (lado da atracação dos navios).

A Figura 5 apresenta diversos esquemas estruturais básicos com paramento aberto, sendo que algumas tipologias fazem uso de estacas inclinadas ou tirantes para resistir a cargas horizontais provenientes de forças de atracação, amarração ou empuxo de terras. Essas estruturas podem ser amplamente classificadas como estruturas de laje estaqueada.

Na maioria dos casos práticos, as estruturas de laje estaqueada suportam pequenos valores de empuxo de terra quando comparadas com cais de paramento fechado. Este tipo de estrutura é projetado para resistir somente a cargas verticais e a forças horizontais provenientes de atracação e amarração dos navios. Em geral, essa concepção resulta em estruturas mais leves (TSINKER, 1996).

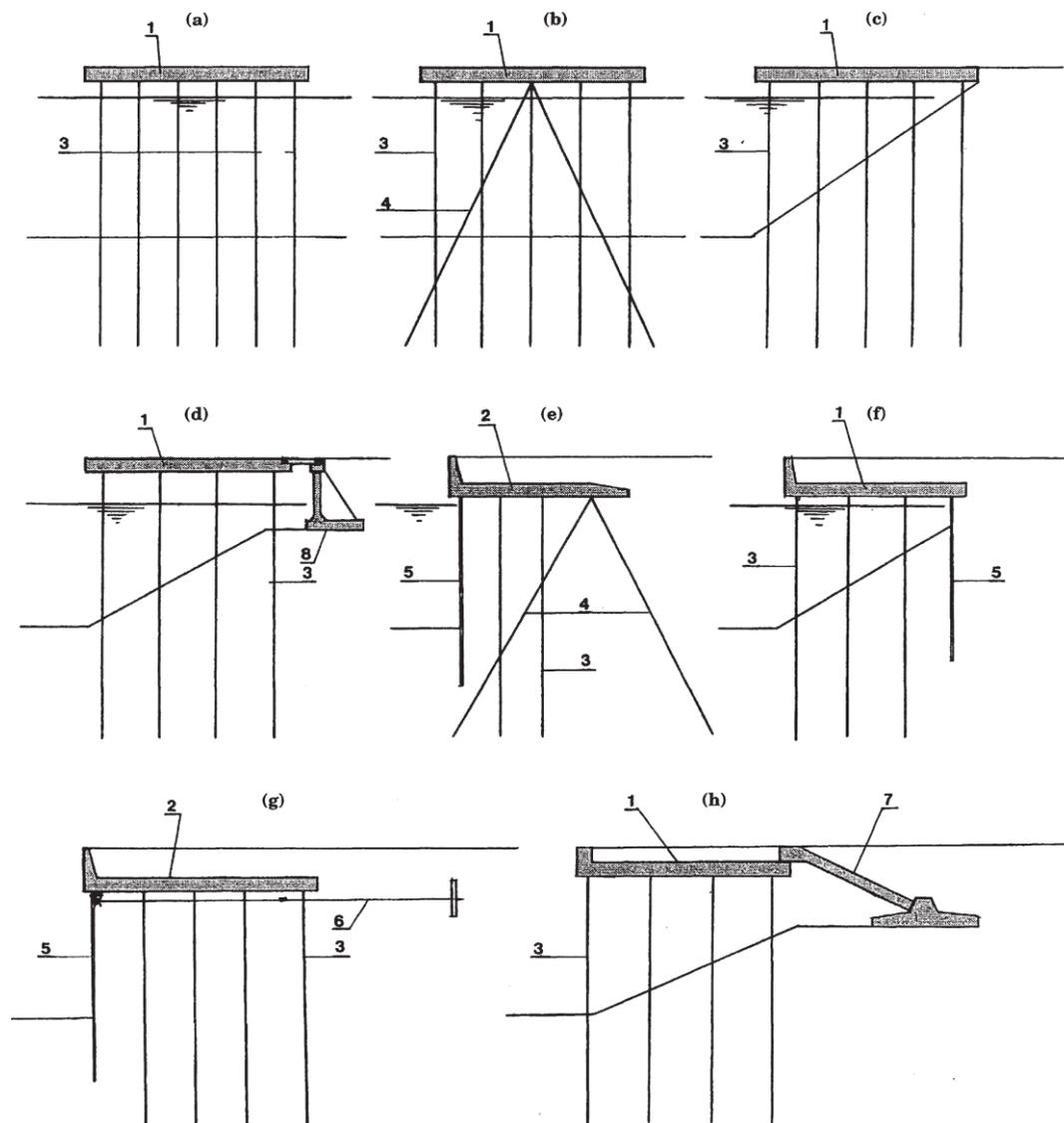


Figura 5 – Tipologias de cais estaqueados (TSINKER, 1996).

Como referido anteriormente, este tipo de estruturas, por não possuírem paredes frontais, elimina os empuxos de solo que devem ser contidos sob o cais. No entanto, o empuxo de solo exercido na parede atrás do cais costuma ser alto, principalmente no caso de um pátio de contêineres (Figura 5d).

Abaixo da laje estaqueada existe um talude, que pode ser de enrocamento ou solo com proteção de uma camada de enrocamento. Uma das particularidades do uso de taludes de enrocamento deve-se ao fato de este atribuir elevada rigidez global à estrutura, pelo fato de parte das estacas se encontrarem confinadas pelo mesmo. A necessidade da proteção do enrocamento está ligada basicamente às ações das

ondas e no caso de navios maiores, também à ação dos propulsores que auxiliam na atracação.

Estruturas com paramento aberto são amplamente utilizadas, pois, oferecem uma grande liberdade em relação à escolha dos materiais. No entanto, fazer a proteção do talude sob a obra com enrocamento é uma tarefa com alguma complexidade técnica e também dispendiosa.

Às vezes, o custo das estruturas com paramento aberto pode ser atraente quando comparando com o custo de outros tipos de estruturas portuárias.

Na maioria dos casos práticos, nas estruturas de paramento aberto são utilizadas estacas de aço preenchidas com concreto armado “in loco”, e estacas pré-fabricadas de concreto armado ou protendido.

As estacas verticais ou inclinadas são normalmente usadas para resistir às forças e cargas de projeto.

O tipo de carregamento, tipo de solo na região e tipo de estaca determinam a distância entre eixos das estacas e influenciam diretamente no custo da obra. Vale também mencionar que a distância entre estacas é função dos esforços de carga accidental, esforços de atracação e amarração e equipamentos de operação portuária.

A superestrutura do cais, suportada pelas estacas, é tipicamente construída sob a forma de uma laje flexível ou na forma de parede em L. A superestrutura de concreto é lançada no lugar, erguida a partir de componentes pré-fabricados ou construída como uma combinação de ambas as técnicas (TSINKER, 1996).

Abaixo da laje encontra-se o enrocamento que tem como função a proteção do talude devendo compreender um certo limite de inclinação, que é função de sua estabilidade e também da erosão que as ondas e o motor propulsor dos navios possam causar. Este ângulo deve compreender uma inclinação entre 1:1,25 (38,7°) e 1:1,5 (33,7°), segundo THORESEN (1988).

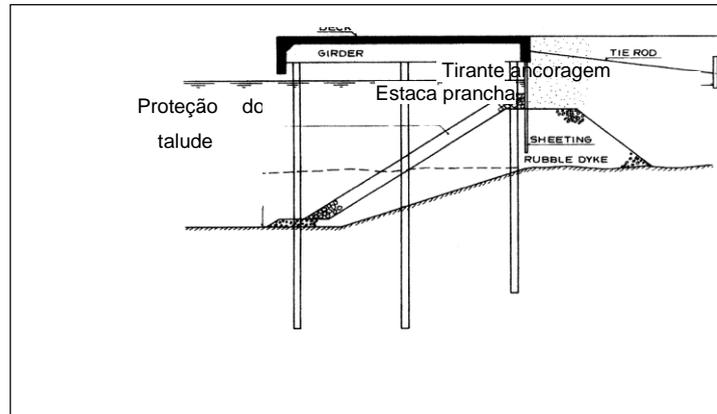


Figura 6 – Cais com paramento aberto, tirante e proteção do talude (AGERSCHOU, 1983).

Cabe ressaltar que atualmente os navios maiores possuem um motor lateral denominado “*bow thruster*” para auxílio da atracação provocando ondas que atingem o talude sob a obra. Por isso, é desejável que todos os taludes sob as obras de paramento aberto tenham proteção.

Essa erosão poderá prejudicar a estabilidade da fundação com o tempo, além da possibilidade de provocar recalques na superfície do terreno por escorregamento de parte desse material.

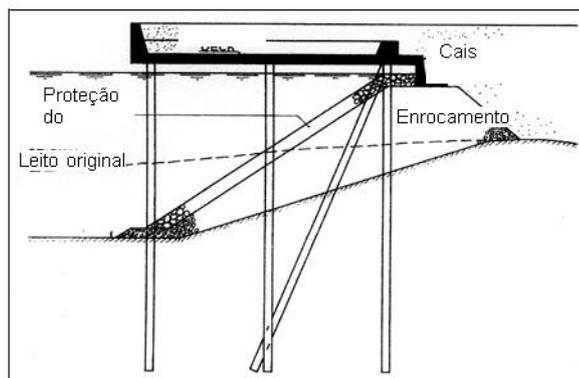


Figura 7 – Cais com paramento aberto e estaca inclinada (AGERSCHOU, 1983).

Normalmente, no platô do talude sob o cais, é necessário colocar uma pequena parede de concreto ou aço para reter os finos e suportar o empuxo do solo que está

na parte traseira do cais (retro área). Este trecho pode estar sujeito à ação direta das ondas e tornar-se um ponto crítico da estrutura, como mostram as figuras 6 e 7. É também importante observar que a largura influencia diretamente na estabilidade global geotécnica.

1.2 Método construtivo de paredes de estaca-prancha com plataforma de alívio

O método construtivo de paredes de estaca-prancha com plataforma de alívio deve ser efetuado de forma cuidadosa seguindo uma ordem cronológica. Como referido anteriormente, esta tipologia estrutural utiliza o princípio de redução do empuxo sobre a parede sendo que parte do carregamento do solo e toda a carga accidental são transmitidas ao estaqueamento através da plataforma.

A dragagem efetuada no lado mar da parede diafragma, apenas poderá ser efetuada quando todo o conjunto estrutural esteja totalmente construído. Desta forma, todos os empuxos sobre a parede serão transmitidos para as estacas por intermédio de um elemento de elevada rigidez axial (laje de concreto) fazendo com que as estacas utilizadas para suportar a laje de concreto sejam solicitadas à flexão.

O método principal de construção dessa tipologia estrutural está apresentado na Figura 8 e consta das seguintes etapas:

1. Executa-se o aterro com um material adequado (se possível com ângulo de atrito interno elevado para não proporcionar um empuxo grande sobre a parede), a partir de terra ou mar. Normalmente a execução do aterro tem como objetivo a melhora do terreno por substituição;
2. Cravam-se as estacas-prancha;
3. Cravam-se as estacas metálicas tubulares ou estacas em concreto (pré-moldado ou protendidas) e posicionam-se os elementos pré-moldados pertencentes à laje de concreto;
4. Executa-se a plataforma de alívio sobre as estacas com elementos pré-moldados e concreto “in loco”;

5. Executa-se a dragagem do fundo do mar para a profundidade de projeto.

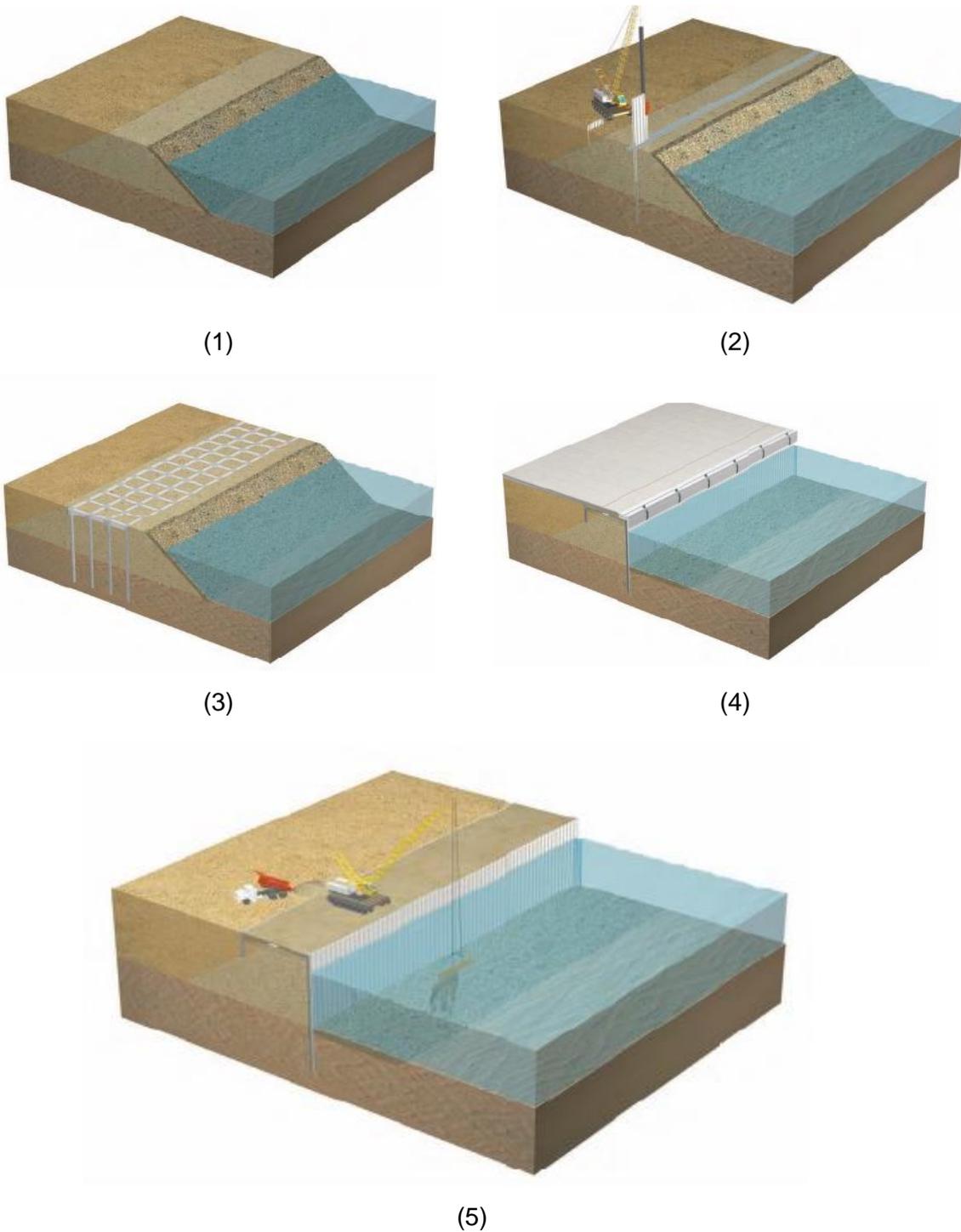


Figura 8 – Método construtivo de paredes estaca-prancha com plataforma de alívio

1.3 Cargas atuantes em estruturas portuárias

Todas as ações que devem ser consideradas no projeto de estruturas portuárias podem ser definidas nas seguintes categorias básicas:

- Ações do lado da água da estrutura;
- Ações do lado da terra da estrutura;
- Ações relacionadas com a operação do cais;
- Ações devido ao efeito de temperatura.

Em geral, as cargas acima referidas podem gerar cargas horizontais consideráveis ou até especialmente prejudiciais quando aplicadas a alguns componentes estruturais específicos.

Além disso, as ações que atuam sobre um cais podem ser classificadas como permanentes, variáveis e especiais.

As ações permanentes incluem o peso da estrutura, juntamente com os pesos de armazéns, galpões, peso do equipamento fixo de movimentação de cargas, etc.

Com o desenvolvimento da dissertação, esses tipos de carga serão referidos como cargas mortas. Deve-se salientar que a pressão lateral do solo também pode ser definida como uma carga permanente.

As ações variáveis incluem aquelas decorrentes do ambiente e da operação do cais.

As ações variáveis podem ser definidas como:

- Ações causadas por pressões de terra como resultado das cargas do terreno;
- Ações causadas por pressões de água;
- As pressões da água hidrodinâmica que são causadas pelos fluxos e ondas das águas subterrâneas;
- Operação do navio;
- Forças de amarração;
- Ações provenientes de defensas;
- Ações de terreno causadas pelo armazenamento e operação de cargas;
- Cargas provenientes do guindaste;
- Cargas de trânsito;

- Ações ambientais (cargas de ondas, cargas de gelo, carga causada por variações de temperatura);

As ações especiais têm uma probabilidade muito pequena de ocorrência e podem ser definidas como:

- Cargas causadas por níveis extremos de água e variações do nível da água (inundação da área com um sistema de drenagem não funcional);
- Carga extrema de operação proveniente de produtos a granel (carvão e minérios em situação de emergência);
- Impactos da queda de cargas;
- Cargas de colisão;
- Cargas sísmicas.

Deve notar-se que, por razões de uso muito frequente da parede do cais, as cargas das gruas e as cargas de trânsito, e especialmente a componente vertical dessas cargas, podem levar à fadiga dos elementos estruturais. Esse problema afeta apenas as partes diretamente carregadas das estruturas, como os trilhos do guindaste e as plataformas do cais (KARAMPERIDOU, 2008).

Os cálculos para dimensionamento e verificação de estruturas são baseados nos valores dos parâmetros de projeto. Esses valores são obtidos multiplicando ou dividindo os valores representativos com os fatores parciais corretos. Na maioria das vezes, assume-se que o valor representativo é igual ao valor característico. Para este trabalho foi assumido que as cargas atuam em uma seção transversal representativa, onde as cargas distribuídas são expressas por metro.

1.3.1 Cargas Verticais

a) Pressões de Terra

Além das pressões horizontais de solo, possíveis forças de atrito vertical se desenvolverão. Quando as pressões de solo se encontram em condição de repouso, não ocorre atrito. No caso de existência de pressões passivas e ativas, as forças de atrito estão presentes, a força máxima de atrito vertical está relacionada à resultante da pressão máxima do solo ativa (E_a) e é direcionada para baixo. Para a situação de

atrito "solo/solo", o atrito máximo caracteriza-se como $E_a \cdot \tan\phi$, sendo ϕ o ângulo de atrito do solo. O atrito entre "solo e estrutura" caracteriza-se como $E_a \cdot \tan\delta$, onde δ é o ângulo de atrito solo-estrutura. Finalmente, deve-se notar que o atrito é considerado como uma carga permanente.

b) Cargas de Operação

Os procedimentos envolvidos na construção de navios e manuseio de cargas e o transporte de tecnologia influenciam de forma inevitável o dimensionamento e a utilização dos terminais e estruturas marinhas. Este tipo de estrutura é tipicamente concebida para suportar cargas relativamente pesadas que lhes são impostas pelo manuseio de carga e equipamentos de transporte, tais como guindastes fixos, guindastes montados em trilho e móveis, cargas de veículos, cargas de trilhos, transporte de material diverso.

As mudanças recentes nos equipamentos dos cais são função da rápida evolução dos navios. A especialização do navio e seu aumento de tamanho condicionaram a necessidade de equipamentos de movimentação de carga de borda dos cais. Além disso, as cargas a serem manipuladas nos portos são cada vez mais pesadas, à medida que a boca dos navios aumenta.

A carga de operação ou sobrecarga a aplicar na estrutura do cais depende da sua utilização e cargas a operar. Thoresen (1988) recomenda que os cais para o tráfego de contêineres sejam projetados para uma carga uniforme de pelo menos 40 kN/m^2 . Para cargas variadas do tipo Ro/Ro uma carga uniforme de $30\text{-}50 \text{ kN/m}^2$ é normalmente utilizada para instalações portuárias modernas. Algumas gamas representativas de cargas distribuídas uniformes, obtidas de fontes diversas e recomendadas para o projeto de estruturas marinhas, são apresentadas na Tabela 1. As cargas em galpões de trânsito dependem em grande medida da altura em que a carga paletizada é empilhada. Normalmente, esta carga pode variar entre 20 e 50 kN/m^2 dependendo do tipo de carga.

Para o presente trabalho foi considerada uma sobrecarga de 20 kN/m^2 , valor atribuído a cargas gerais.

Tabela 1. Relação de sobrecargas uniformes distribuídas usuais em terminais portuários.
(Thoresen 1988)

Sobrecargas uniformes usadas em portos modernos	
Carga	kN/m²
Carros de passageiros e Camiões leves	5
Carros e camiões de todo o tipo	10
Carga geral	20
Papel	25-55
Produtos férreos	40-100
Carvão, areia	100-200
Fertilizantes	15

c) Equipamentos de Manuseio - Gruas

Atualmente os guindastes de contêineres têm a capacidade de levantar mais de um container de cada vez. As cargas impostas são muito altas. Portanto, o sistema de fundação desses elementos é de grande importância. Recomendações sobre os valores de *design* das cargas do guindaste podem ser encontradas no Handbook of Port and Harbor Engineering (Gregory Tsinker 1996). Essas cargas incluem o peso do guindaste, a carga de elevação, a carga do vento e as cargas dinâmicas dos movimentos do guindaste.

d) Tráfego Rodoviário

A carga de tráfego pode ser devido ao transporte terrestre de cargas através de veículos e outros sistemas de transporte. No caso presente, presume-se que a carga de tráfego esteja incluída no valor de projeto da carga de operação.

1.3.2 Cargas horizontais

a) Empuxos do solo

Por definição, empuxo do solo é a pressão exercida pelo solo contra uma estrutura, ou seja, é a pressão que atua sobre uma superfície (parede de contenção) cercada por uma massa de solo (TSINKER, 1996).

A magnitude da pressão do solo depende das propriedades físicas do solo, da geometria da superfície de contato (parede de contenção) e do tipo de interação solo-estrutura.

As pressões do solo são geradas pelo peso próprio do solo e pelas sobrecargas. Diferentes abordagens levam em consideração o cálculo dos empuxos de terra nos diferentes elementos estruturais da parede do cais. A seguir, é feita uma distinção para os empuxos do solo atuantes na parede de estaca-prancha e na superestrutura.

- Empuxos do solo que atuam na parede estaca-prancha

A determinação dos empuxos depende da deformação e da rigidez da estrutura. Em princípio, dois métodos de cálculo baseados em abordagens diferentes para a determinação dos empuxos de terra estão disponíveis. Uma descrição adicional desses métodos é dada no Capítulo 3, que apresenta a filosofia de projeto e os métodos de cálculo. Neste Capítulo, será feita apenas uma breve referência aos métodos.

De acordo com a teoria de Blum (1931), o cálculo começa a partir da situação de ruptura do solo onde ocorrem mínimas pressões de terra passivas e ativas. Este método é muito útil para cálculos iniciais quando se deseja obter uma ideia da profundidade da ficha e das dimensões da parede estaca-prancha.

De acordo com o modelo de cálculo com uma viga suportada em meio elástico, o solo é representado por um conjunto de molas elastoplásticas. Devido à aplicabilidade prática desta abordagem, constitui o método mais utilizado.

Para investigações detalhadas, especialmente para a previsão de deformações, geralmente é usado um método de cálculo baseado no método dos elementos finitos (FEM). Este método é baseado em um modelo no qual o comportamento do solo e da estrutura está acoplado.

- Empuxos do solo atuando sobre a plataforma de alívio

Ao término da construção da plataforma e durante a operação do cais, desenvolve-se uma situação em que a superestrutura é carregada contra o material de enchimento. Em situação de carga extrema, além de pequenas deformações, as pressões de terra ativas irão surgir. Por razões de segurança, é recomendado pelos códigos que, para o cálculo de combinações de carga fundamentais, devem ser utilizadas pressões em condição de repouso. Para combinações extremas de cargas, a pressão de terra ativa deve ser usada. Consequentemente, no Estado de Limite de Serviço (SLS), deve ser utilizada a pressão de terra em condição de repouso.

b) Ondas

A maioria dos terminais portuários são construídos em locais protegidos e, portanto, não estão expostos a forças diretas de ondas de magnitude significativa.

Em portos protegidos, as forças de atracação e amarração são tipicamente muito mais severas do que aquelas que podem ser geradas pela ação das ondas, e, portanto, as últimas são geralmente negligenciadas.

No caso de terminais marítimos *offshore*, como as ilhas de transbordo ou cais de carga/descarga, existe uma exposição significativa a cargas de ondas (TSINKER, 1996). Para este tipo de estrutura, os dados de campo referentes às ondas devem ser obtidos em medições realizadas no local de implantação da estrutura portuária. Com esses dados serão avaliados a direção, o período, a altura significativa e a altura máxima da onda que exerce as maiores ações sobre a estrutura em estudo. Esta onda, denominada onda de projeto, não pode ter um período de recorrência menor que o da expectativa de vida útil da obra, sendo no mínimo de 50 anos.

c) Correntes

Como comentado anteriormente, a maioria dos terminais portuários são construídos em locais protegidos e, portanto, não estão expostos a forças diretas de correntes de magnitude significativa.

A velocidade dos navios que trafegam no terminal portuário é baixa, por essa razão, as correntes geradas pelos navios costumam ser negligenciadas.

No caso de terminais marítimos *offshore* expostos a cargas de corrente, dados de campo referentes às velocidades das correntes devem ser obtidos em medições realizadas no local de implantação da estrutura portuária. Deve-se notar que um parâmetro essencial a ser considerado no cálculo da força da corrente, além da velocidade atual, é a folga existente entre a quilha e o fundo do mar. De acordo com PIANC (1995), se a folga existente entre a quilha e o fundo do mar for pequena, a força de corrente atual pode ser até seis vezes maior do que aquela em águas profundas.

d) Amarração

Ações de amarração decorrem dos esforços exercidos pelos cabos de amarração das embarcações nos cabeços ou outros dispositivos de amarração,

a partir das forças atuantes sobre os navios ou embarcações pela ação dos ventos e correntes.

A amarração dos navios ao cais deve ser feita por meio de dispositivos como cabeços de amarração, guinchos comuns e guinchos de desengate rápido ou arganéis, constituídos de elementos metálicos especiais fundidos ou compostos de tubos metálicos preenchidos com concreto.

e) Atracação

As ações de atracação são as ações decorrentes dos impactos das embarcações sobre as estruturas do cais. Os principais fatores que influenciam o cálculo da energia de atracação são a massa da embarcação e a velocidade de aproximação ao cais.

f) Temperatura e Retração

Durante a vida útil da estrutura ocorrem variações de temperatura entre os elementos da estrutura. Geralmente essas variações de temperatura são causadas pelo clima e por influências sazonais. Esses efeitos são levados em consideração no dimensionamento estrutural. Esse fenômeno é muito importante para a verificação da formação de fissuras.

No presente estudo, por motivos de simplicidade, não serão considerados os carregamentos decorrentes de ondas, correntes, amarração, e atracação na análise estrutural do cais de estaca-prancha com plataforma de alívio.

1.4 Combinações de ações e coeficientes de segurança

No presente capítulo serão apresentados os coeficientes de ponderação que serão adotados para algumas combinações de carregamentos de acordo com as normas NBR 8681 e NBR 9782.

As ações devem ser combinadas de diferentes maneiras a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Nas diferentes combinações, as ações permanentes são sempre consideradas. Com relação às ações variáveis, são consideradas apenas aquelas que produzem efeitos desfavoráveis.

Segundo as normas NBR 8681 e NBR 9782, os vários coeficientes de ponderação para cada tipo de combinação são descritos a seguir:

- Construção: são considerados os valores de combinação quando a estrutura possa atingir estados limites durante a construção da obra;
- Excepcional: são considerados os valores de combinação quando as ações possuem duração extremamente curta e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da obra;
- Normal: quando não se caracteriza nenhum dos casos acima apresentados.

As combinações e os valores dos coeficientes de ponderação deverão ser adotados com base na norma NBR 9782 (Março, 1987).

De maneira geral, as ações consideradas para o cálculo estrutural serão combinadas da seguinte forma:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}] \quad \text{Eq. 1}$$

Onde: $F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ = valor característico da ação variável considerada secundária para a combinação;

ψ_{0j} = valor de redução para cada uma das demais ações variáveis.

Os coeficientes de ponderação nas combinações últimas, conforme a norma NBR 8681 estão apresentados na Tabela 2 e na Tabela 3. Os coeficientes de redução ψ_0 para as combinações últimas estão reunidos na Tabela 4.

Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes - combinações ultimas

Combinação	Tipo de ação permanente	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio das estruturas metálicas	1.25	1.0
	Peso próprio das estruturas pré-moldadas	1.30	1.0
	Peso próprio das estruturas moldadas "in loco"	1.35	1.0
Especial ou de construção	Peso próprio das estruturas metálicas	1.15	1.0
	Peso próprio das estruturas pré-moldadas	1.20	1.0
	Peso próprio das estruturas moldadas "in loco"	1.25	1.0
Excepcional	Peso próprio das estruturas metálicas	1.10	1.0
	Peso próprio das estruturas pré-moldadas	1.15	1.0
	Peso próprio das estruturas moldadas "in loco"	1.15	1.0
Normal ou de construção	Efeitos de recalque de apoio e retração	1.20	1.0

Tabela 3 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis - combinações ultimas

Combinação	Tipo de ação variáveis	Efeito
Normal	Efeito de temperatura	1.2
	Ação do vento	1.40
	Ações em geral	1.50
Especial ou de construção	Efeito de temperatura	1.00
	Ação do vento	1.20
	Ações em geral	1.30
Excepcional	Ações em geral	1.00

Tabela 4 – Coeficientes de redução de ações variáveis - combinações ultimas

Ações	ψ_0
Depósitos, oficinas e garagens	0.80
Vento	0.60
Temperatura	0.60
Cargas móveis e efeitos dinâmicos	0.80

1.5 Interação Solo-Estrutura – Linearidade / Não linearidade

A interação solo-estrutura é um tema de grande importância, e objeto de várias pesquisas por parte de Davisson (1970), Matlock e Reese (1961), Winkler (1867) e Bowles (1997) para melhor compreender a transferência de cargas entre as estruturas de fundação e o solo que as sustenta. O objetivo de utilização de estacas é o de transferir as cargas da superestrutura para um solo competente, nos casos onde o solo próximo à superfície não pode suportar as cargas aplicadas. As estacas podem transferir para o solo tanto forças verticais como forças horizontais.

Nas estacas submetidas a cargas horizontais, a massa do solo em torno da estaca desempenha um papel fundamental no fornecimento de suporte. A natureza da interação solo-estaca é tridimensional, e, para adicionar mais complexidade ao problema, o solo é um meio não linear e anisotrópico. Portanto, existe sempre certa dificuldade técnica em encontrar uma solução para este tipo de problema.

Vários métodos foram utilizados para prever a resposta de um sistema composto por solo e estrutura. Uma forma simplificada usada em projetos estruturais simples é fazer a análise da superestrutura separadamente da infraestrutura. Este tipo de procedimento pode gerar valores de deslocamentos globais e reações na estrutura muito diferentes dos reais. Ao modelar os apoios da estrutura supondo-os indeformáveis ou infinitamente rígidos, admite-se que a fundação não sofrerá deslocamentos, o que é muito diferente do comportamento real dos solos, pois estes constituem um meio deformável (CHRISTAN 2012).

Uma análise adequada da segurança de uma estrutura está intrinsecamente ligada à correta análise de interação solo-estrutura, sendo que esta última é uma ferramenta muito útil para avaliar os deslocamentos da estrutura de uma forma integrada e realista. O principal obstáculo nesse processo é o de encontrar uma aproximação válida de representação do solo.

Segundo Velloso e Lopes (2004), uma análise de interação solo-estrutura tem por objetivo fornecer os deslocamentos reais da fundação, da estrutura e seus esforços internos. Esses esforços podem ser obtidos diretamente pela análise da interação ou, indiretamente por meio das pressões de contato. As pressões de contato são as pressões na interface estrutura/solo.

Para uma análise de interação solo-estrutura, a principal dificuldade consiste em encontrar uma aproximação válida da modelagem do solo. Essa modelagem pode ser feita a partir de modelos do meio contínuo e/ou de modelos de meio discreto, como mostra a Figura 9.

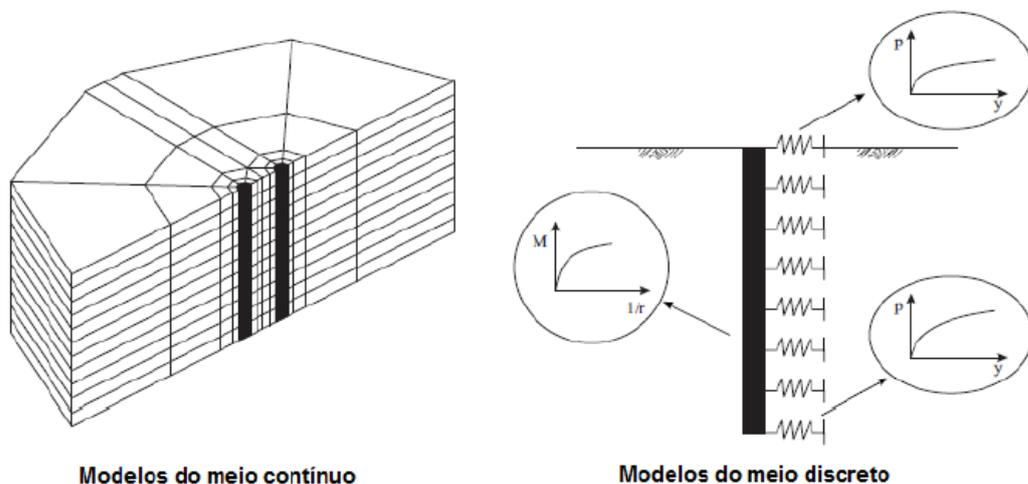


Figura 9 – Modelos de interação solo-estaca (Gomes e Santos, 1994, apud Santos, 2008)

Os principais modelos de representação do solo são o Modelo de Winkler (linear), o modelo do meio discreto e o modelo do meio contínuo.

No Modelo de Winkler (1867), o solo é idealizado por uma série de molas lineares independentes com rigidez constante, onde a rigidez lateral em um

determinado ponto não afeta a rigidez lateral em outros pontos ao longo de uma estaca.

No modelo do meio discreto, o solo é idealizado por uma série de molas independentes com rigidez variável ou bilinear, traduzido pelas curvas “P-Y”, detalhadas a seguir. O modelo permite simular o solo variando as características das curvas “P-Y” em função da profundidade e parâmetros do solo (Reese, 1975).

No modelo do meio contínuo, é possível considerar o comportamento não linear-físico do solo (Bowles, 1997).

A tabela 5 apresenta uma comparação entre o método de Winkler e os modelos do meio contínuo, assim como as vantagens e desvantagens de cada um.

Tabela 5. Resumo das vantagens e desvantagens dos métodos de transferência de carga (Prakash e Sharma, 1990)

Método	Vantagens	Desvantagens
Meio discreto (Winkler)	Método simples há muito tempo usado na prática	Ignora a descontinuidade do solo
	Pode incorporar não linearidades, variação de coeficiente de reação com a profundidade e pode ser aplicado em solos estratificados	O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento
Meio contínuo	É um método mais realista	Na prática é difícil determinar as deformações e o módulo do solo a que elas correspondem
	Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados	Requer mais experiência de campo

1.5.1 Método de Bowles

Bowles (1997) propôs uma metodologia de cálculo para o valor do coeficiente de reação horizontal do solo usado em estacas carregadas lateralmente. A equação empírica, segundo Bowles (1997), apresenta uma estimativa razoável do coeficiente de reação horizontal do solo (K_s) em função da profundidade e dos parâmetros do solo (ϕ , c , γ_{Solo}).

O coeficiente de reação do solo (vertical ou horizontal) relaciona-se com a teoria de capacidade de carga de um sistema sapata-solo, proposta por Terzaghi (1943):

$$q_{ult} = CN_cS_c + qN_qS_q + 0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

q_{ult} – tensão de rotura do sistema sapata-solo;

C – coesão do solo;

N_c – fator de capacidade de carga relacionado com a contribuição da coesão do solo (coeficiente proposto por Terzaghi 1943);

N_q – fator de capacidade de carga relacionado com a contribuição da sobrecarga (coeficiente proposto por Terzaghi 1943);

N_γ – fator de capacidade de carga relacionado com a contribuição do peso específico do solo (coeficiente proposto por Terzaghi 1943);

q – sobrecarga no nível da escavação (tensão efetiva do solo no nível da escavação);

γ – peso específico do solo;

B – dimensão da base.

S_c , S_q e S_γ – Fatores de forma

Fazendo uma correlação com a equação proposta por Terzaghi (1943), Bowles (1997) apresenta a equação para o cálculo do coeficiente de reação horizontal do solo (K_s), a partir das seguintes relações para A_s e B_s :

$$K_s = A_s + B_s \tan^{-1}\left(\frac{z}{D}\right) \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

$$A_s = F_{W1} C_M C (C N_c S_c + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma) \quad \text{Eq. 4}$$

$$B_s = F_{W2} C_M C (\gamma B N_q S_q) \quad \text{Eq. 5}$$

C = fator de ajuste, considerando que q_{ult} corresponderia a um assentamento igual a 0,0254 m.

k_s = coeficiente de reação horizontal do solo;

A_s = constante válida para coeficientes horizontais ou verticais;

B_s = coeficiente de variação que depende da profundidade;

z = profundidade abaixo do solo;

D = diâmetro da estaca.

$F_{W1,2}$ e C_M = fatores que têm em conta a resistência do solo circundante da estaca.

No apêndice A apresenta-se o cálculo do valor de K_s em função dos parâmetros do solo e da profundidade. Os valores calculados serão utilizados como *input* no capítulo 2, para posterior análise.

1.5.2 Método das Curvas P-Y: Software PileLat

Segundo Bowles (1997), os primeiros trabalhos pelo método de diferenças finitas (MDF) relacionados com estacas carregadas lateralmente (McClelland e Focht (1958)) envolvem o uso de molas “p” e deslocamentos laterais do nó “y”, de modo que os usuários desse método começaram a chamá-lo de "método p-y". O trabalho continuou por intermédio do método de diferenças finitas para permitir o uso de diferentes molas de solo por nó ao longo do eixo da estaca em que cada nó tem sua própria curva p-y (REESE, 1975).

As curvas (p-y) modelam o comportamento do solo até a sua ruptura, através de molas não lineares. Segundo Velloso & Lopes (2002) as pesquisas realizadas para o estabelecimento das curvas (p-y) mostraram que a reação do solo desde

o início da solicitação é não-linear, sendo que dois fatores contribuem para este comportamento, que são:

- O comportamento carga-deslocamento do solo em torno da estaca. Pois, mesmo que o comportamento da estaca como elemento estrutural seja linear, o comportamento do sistema solo-estaca não será;
- À medida que a resistência do solo é mobilizada na parte superior da estaca, acréscimos de carga devem ser transferidos para maiores profundidades onde a resistência do solo não fica totalmente mobilizada. O momento fletor cresce mais rapidamente que a força aplicada no topo da estaca.
- A consideração da não linearidade do solo torna-se importante à medida que existe um aumento da carga lateral na estaca. Esse aumento de carga proporciona uma alteração da capacidade de reação do solo que vai diminuindo até atingir o colapso do solo (grandes deformações).

Sendo assim, é importante a adoção de molas com comportamento não linear de deformabilidade crescente com o nível de tensão. A verificação das equações de equilíbrio da estaca e a relação entre o deslocamento e a reação do solo são aspectos importantes na análise de interação solo-estrutura.

A relação entre reação do solo e deslocamento (P-Y) não é linear, conforme mostra a Figura 10. Foi verificado que a atuação de cargas concentradas no topo da estaca tem como consequência a plastificação do solo na região próxima do topo, até para casos de pequenas cargas concentradas.

A Figura 10 representa as curvas p-y que caracterizam o comportamento do solo em função da profundidade. Analisando-se uma dessas curvas, pode-se admitir a sua divisão em três trechos:

- O primeiro trecho que vai da origem ao ponto A, corresponde ao domínio das pequenas deformações, no qual o solo apresenta comportamento elástico linear;
- O segundo trecho, definido entre os pontos A e B, diz respeito ao domínio das pequenas a grandes deformações, onde se nota o crescimento da resistência do solo em função do deslocamento da estaca apresentando comportamento não linear/plástico e taxa de crescimento decrescente;

- O terceiro trecho, após o ponto B, corresponde ao domínio de grandes deformações para pequenos acréscimos de carga apresentando comportamento plástico. É de notar que a reação do solo é limitada pela sua resistência última P_u .

Assim, o método P-Y é baseado no solo como um material elastoplástico. No presente trabalho, para obtenção das curvas P-Y em várias profundidades das estacas recorreu-se ao software PileLat, para posterior comparação com os resultados obtidos pelo método de Bowles.

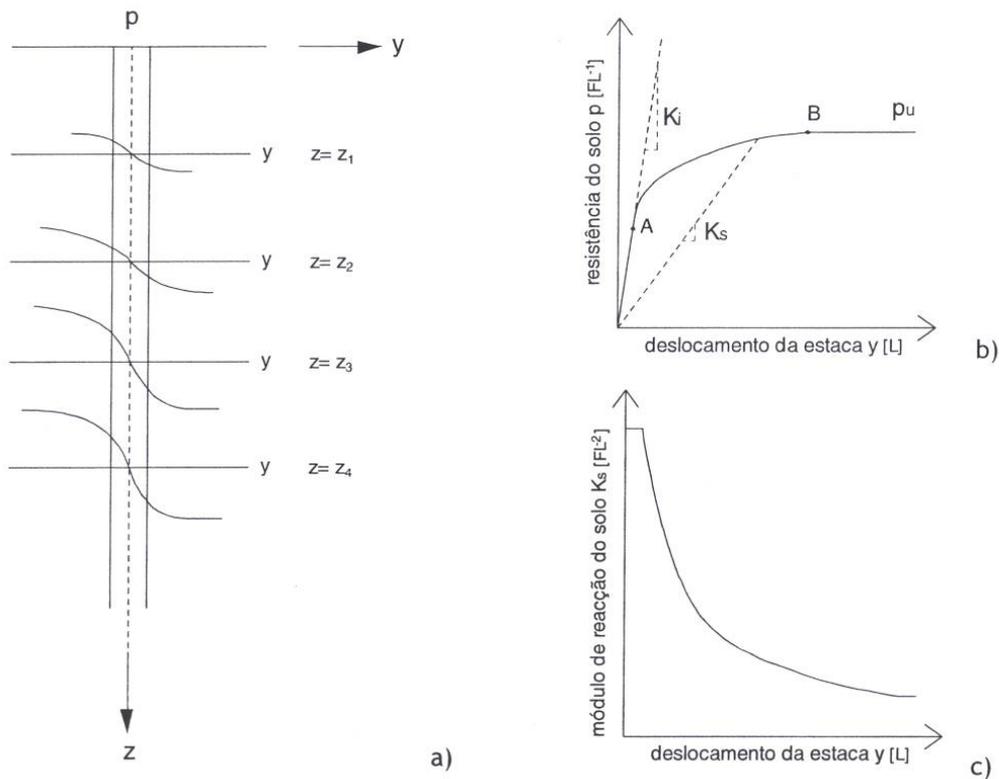


Figura 10 – Representação das curvas P-Y e gráficos reação do solo/deslocamento da estaca (MENESES, 2007).

2 METODOLOGIA ADOTADA NAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Toda análise de interação solo-estrutura apresenta dificuldades decorrentes do comportamento não linear do solo. No capítulo anterior, foram apresentadas diferentes metodologias para analisar o comportamento de uma estaca cravada quando carregada lateralmente.

A partir dessas metodologias, foi realizado um modelo computacional para ter melhor entendimento do comportamento estrutural de uma estaca carregada lateralmente. Este estudo preliminar serve como introdução à análise da estrutura do cais com paramento fechado, uma vez que a interação solo-estrutura tem grande influência no comportamento da estrutura. Os resultados analíticos obtidos foram comparados com resultados numéricos, de forma a adquirir confiança na utilização dos programas computacionais adotados para modelos complexos.

Na presente dissertação foram utilizados 3 diferentes programas computacionais para a análise do comportamento estrutural de uma estaca carregada lateralmente: o programa Plaxis 8.2, o programa PileLat e o programa SAP 2000.

O Plaxis (Brinkgrive, 2002) consiste em um programa de elementos finitos, específico para análise do comportamento tensão-deformação de obras geotécnicas. Apresenta diferentes modelos constitutivos para a representação do solo e tem sido amplamente utilizado em pesquisas e na prática da Geotecnia. Maiores detalhes podem ser obtidos em Plaxis Version 8 – Tutorial Manual (2017).

O programa PileLAt (2014) apresenta a capacidade de analisar estacas individualmente para uma variedade de aplicações em que o carregamento lateral é aplicado. A análise baseia-se na solução de uma equação diferencial descrevendo o comportamento de uma viga-coluna com suporte não-linear. A solução obtida garante que as deformações e tensões calculadas na base e solo de suporte sejam compatíveis e consistentes. As análises deste tipo têm sido utilizadas na prática da engenharia civil desde a década de 1950 e os procedimentos analíticos que são usados no PileLAt são amplamente aceitos.

O software SAP2000 consiste em um programa de elementos finitos, com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelagem, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas. Este software é utilizado amplamente para análise de estruturas, sendo possível ter em conta a interação solo-estrutura através do uso de elementos de mola (lineares ou não).

Inicialmente, procedeu-se à validação do modelo, a partir de um estudo de caso. Posteriormente, com base nas conclusões deste caso, procedeu-se à simulação de um cais de paramento fechado por intermédio de estacas-prancha combinado com uma plataforma de alívio de concreto, objeto da presente dissertação.

2.1 Validação do Modelo

A Figura 11 apresenta a geometria do estudo de caso adotado para validação do modelo, que consiste em uma estaca de concreto armado de 25 m de comprimento, e 1,0 m de diâmetro, cravada em solo arenoso e submetida a uma carga lateral de 10 kN aplicada no topo.

Os esforços e deslocamentos na estaca obtidos analiticamente serão confrontados com os calculados numericamente, com o objetivo de avaliar as diferenças entre considerar o solo como elemento linear segundo Bowles (1997), Miche (1930), Matlock & Reese (1961) ou considerar o solo como elemento não-linear elastoplástico por intermédio dos softwares PileLat e Plaxis 8.2.

A Tabela 6 reúne os parâmetros dos materiais envolvidos nas análises.

Tabela 6 – Parâmetros adotados: Caso de estudo 1

Material	Parâmetro	Valor
Estaca	Resistência à compressão do concreto	$F_{cd} = 40 \text{ Mpa}$
	Módulo de elasticidade inicial	$E_i = 35.417,5 \text{ Mpa}$
	Rigidez axial	$EA = 27.816,8 \text{ MN}$
	Rigidez à flexão	$EI = 1.738,5 \text{ Mpa}$
Solo	Peso específico	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
	Ângulo de atrito	$\phi = 35^\circ$
	Módulo de elasticidade	$E = 14 \text{ Mpa}$
	Constante de coeficiente de reação horizontal	$\eta_h = 24.400 \text{ kN/m}^3$

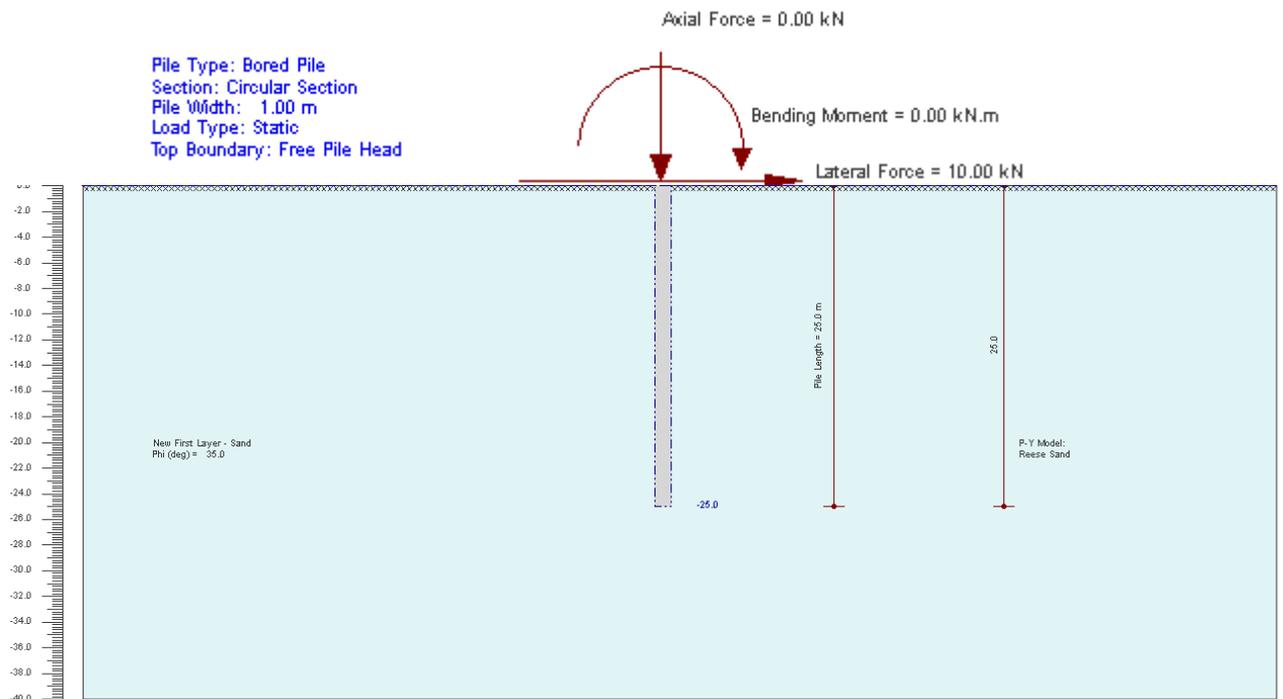


Figura 11 – Geometria do Caso de Estudo – Carga Horizontal - 10 kN

2.1.1 Resultados Analíticos: Miche (1930) e Matlock e Reese (1961)

O comprimento da estaca no qual o solo apresenta influência é definido pela expressão:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} = \sqrt[5]{\frac{1738552,95}{24400}} = 2,35 \text{ m} \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

EI – Índice de rigidez da estaca;

η_h – Constante de coeficiente de reação horizontal do solo arenoso (Davisson 1970);

O deslocamento horizontal da cabeça da estaca e o momento fletor máximo, segundo Miche (1930) são obtidos por:

$$y_0 = 2,4 \frac{T^3 H}{EI} = 2,4 \frac{2,35^3 \times 10}{738552,95} = 0,178 \text{ mm} \quad \text{Eq. 4}$$

$$M_{max} = 0,79 HT = 0,79 \times 10 \times 2,53 = 18,54 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 5}$$

Onde:

H – Carga horizontal;

Segundo Matlock e Reese (1961), o deslocamento horizontal e o momento fletor máximo são definidos pelas expressões:

$$y_0 = \frac{H}{EI} (2,435 T^3) = \frac{10}{738552,95} (2,435 \times 2,35^3) = 0,182 \text{ mm} \quad \text{Eq. 6}$$

$$M_{max} = 0,727 HT = 0,727 \times 10 \times 2,53 = 18,39 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 7}$$

2.1.2 Resultados Numéricos: PileLat

O programa PileLat apresenta a capacidade de analisar estacas sujeitas a um carregamento lateral na sua extremidade superior, utilizando as características do solo ($\gamma; \phi$) e características da estaca (diâmetro e material) como dados de

input. A Figura 12 e a Figura 13 apresentam os resultados previstos de deslocamentos horizontais e momentos fletores, respectivamente. De acordo com o software PileLat, o deslocamento medido no topo da estaca (y_0) é de 0,181 mm tendo como momento fletor máximo 18,12 kNm.

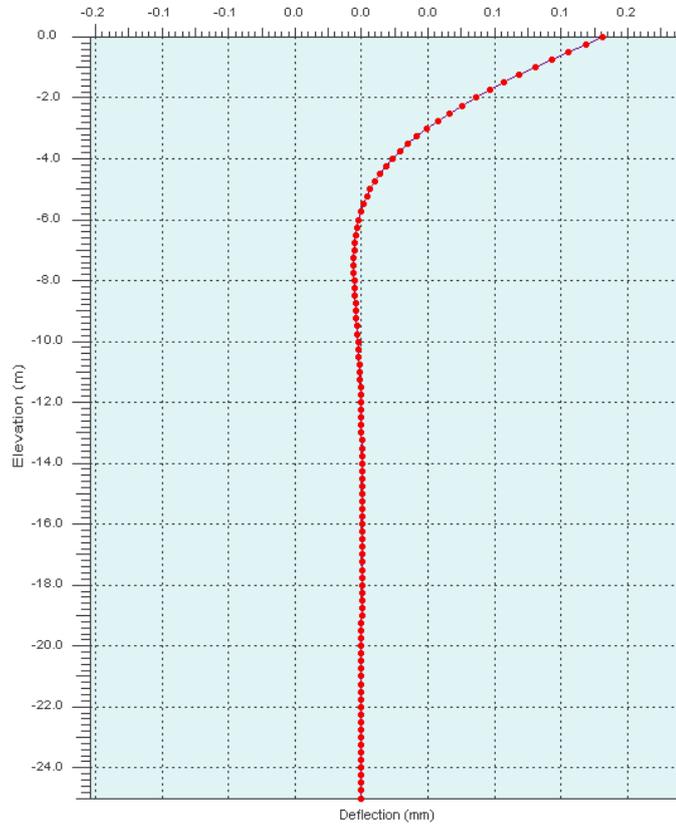


Figura 12 – Deslocamentos Horizontais previstos: PileLat ($D_{h\text{máx}} = 0,181$ mm)

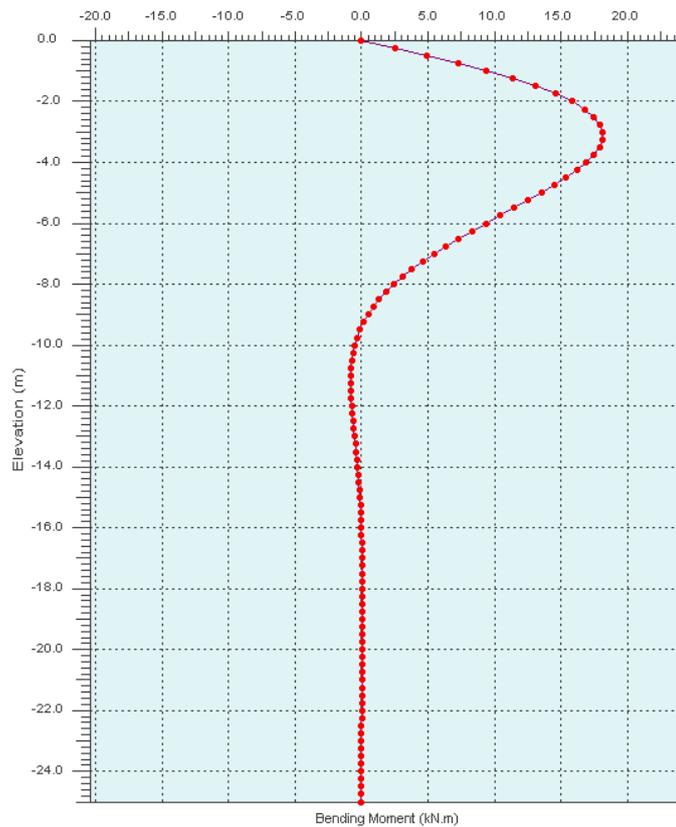


Figura 13 – Momentos previstos: PileLat ($M_{\text{máx}} = 18,12 \text{ kN.m}$)

2.1.3 Resultados Numéricos: Plaxis 8.2

O software Plaxis é utilizado amplamente para análises de tensões em solos e interação solo-estrutura. Foram atribuídos no programa os parâmetros listados na Tabela 6. O modelo constitutivo adotado para o solo é regido pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este modelo é linear elástico perfeitamente plástico possibilitando a previsão de deformações elásticas (reversíveis) e também plásticas (irreversíveis) do solo. A Figura 14 apresenta a geometria introduzida no programa computacional Plaxis.

Os resultados de deslocamentos horizontais e momentos previstos estão apresentados na Figura 15 e na Figura 16.

É importante salientar que com o aumento da profundidade existe intrinsecamente o aumento da rigidez do solo. O modelo constitutivo Mohr-Coulomb não leva em conta esta importante premissa para o presente estudo. A solução encontrada consiste na discretização do solo em várias camadas, onde o único parâmetro variável entre camadas é o módulo de elasticidade do solo (E_s). Para isso fez-se recurso ao cálculo

do módulo de reação (K_s), descrito por Bowles, para posteriormente calcular o módulo de elasticidade do solo, a partir da fórmula apresentada por Vesic (1961):

$$K_s = A_s + B_s \tan^{-1}\left(\frac{Z}{D}\right) \quad \text{Eq. 8}$$

$$K_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad \text{Eq. 9}$$

Onde: A_s = Constante para valores horizontais e verticais

B_s = Coeficiente de variação de profundidade

Z = Profundidade

D = Diâmetro da estaca

B = Diâmetro da estaca

E_s = Modulo de elasticidade do solo

μ = Coeficiente de Poisson do solo

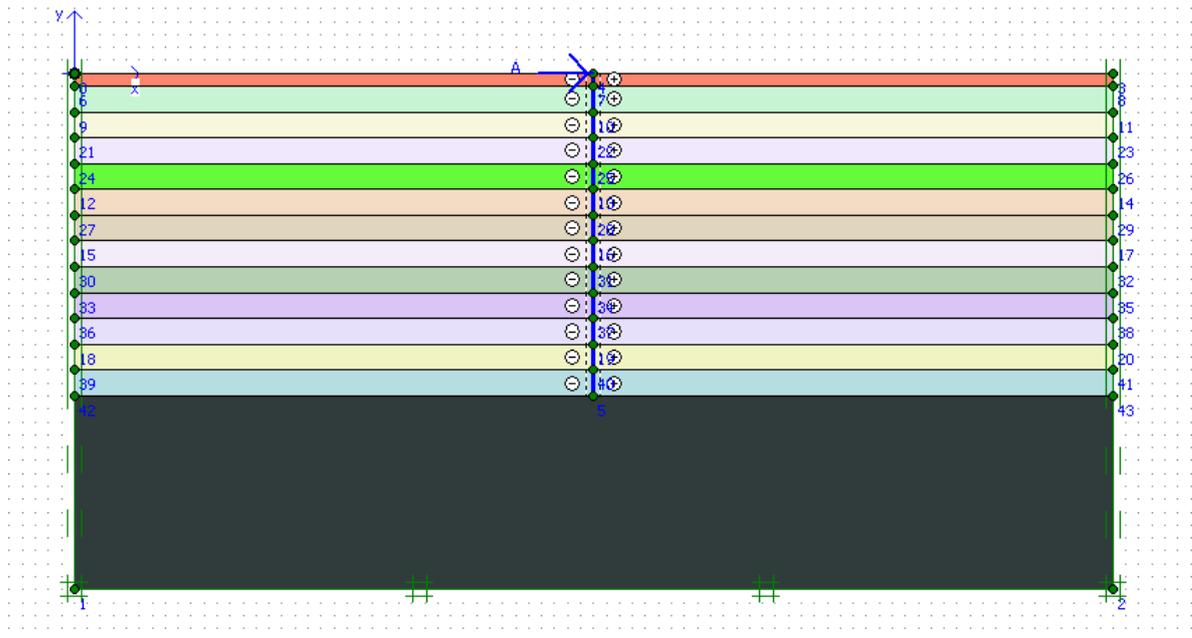


Figura 14 – Geometria adotada: Programa Plaxis 8.2

Segundo os resultados do software Plaxis, o deslocamento previsto no topo da estaca (y_0) é de 0,823 mm tendo como momento máximo 17,97 kN.m, como se mostra a seguir.

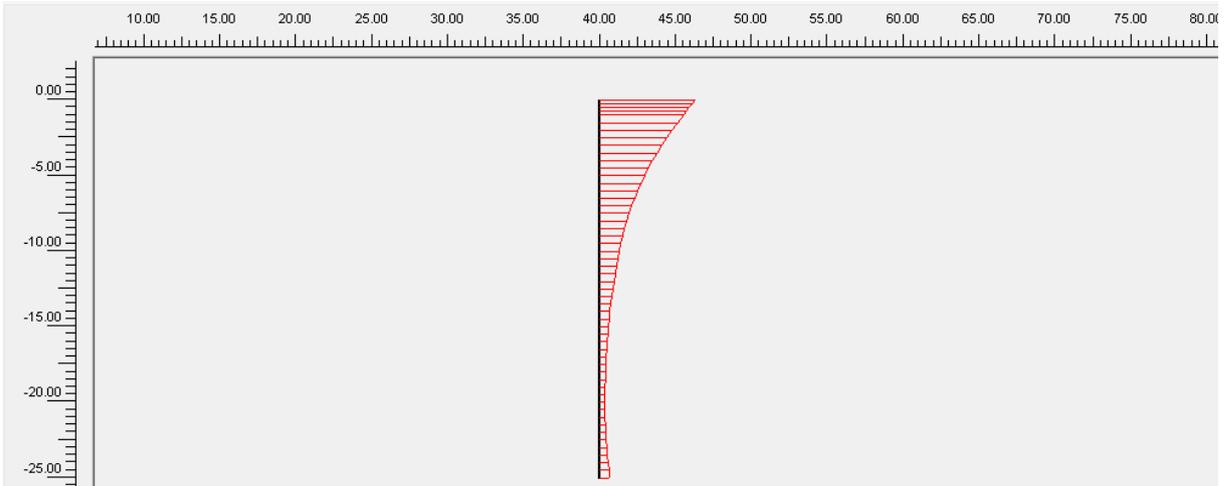


Figura 15 – Deslocamentos horizontais previstos: Plaxis ($D_{hm\acute{a}x} = 0,823 \text{ mm}$)

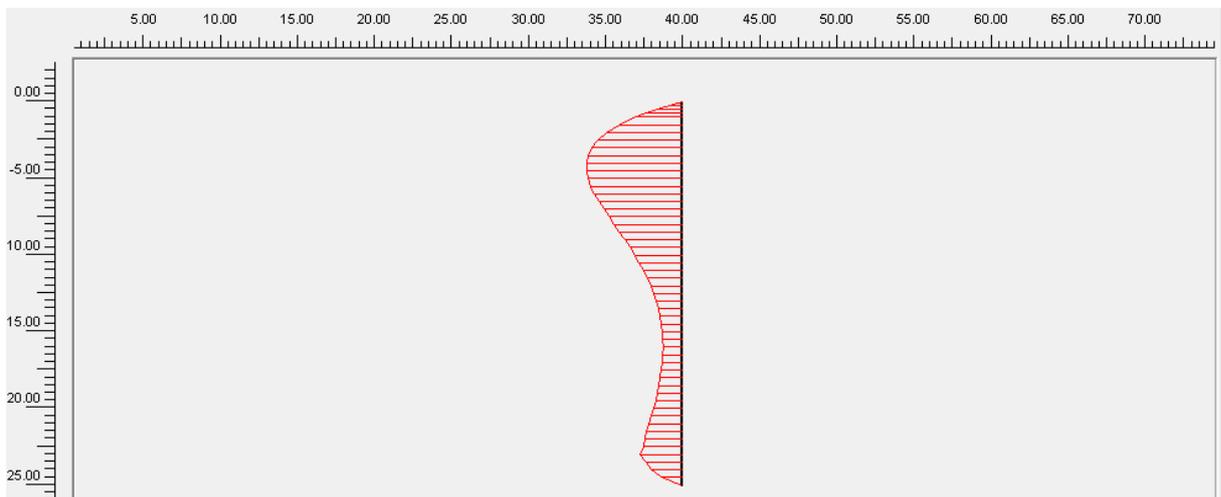


Figura 16 – Momentos fletores previstos: Plaxis ($M_{m\acute{a}x} = 17,97 \text{ kN.m}$)

2.1.4 Resultados numéricos: SAP 2000

No programa SAP 2000, o solo é reproduzido por molas lineares em um primeiro modelo, que foram calculadas de acordo com o método de Bowles (1997). Outro modelo foi realizado em que solo é representado por intermédio de elementos “Multilinear Elastic Link” de forma a simular a rigidez horizontal do solo pela teoria das curvas P-Y.

Os resultados do software SAP 2000, segundo o método de Bowles (1997), apresentam um deslocamento medido no topo da estaca (y_0) de 0,236 mm (Figura 17), tendo como momento fletor máximo 15,8 kN.m.

Os resultados do software SAP 2000, segundo o método das curvas P-Y, apresentam um deslocamento medido no topo da estaca (y_0) de 0,196 mm (Figura 17) tendo como momento máximo 17,4 kN.m.

No Apêndice A, apresenta-se os valores calculados das molas pelo método de Bowles.

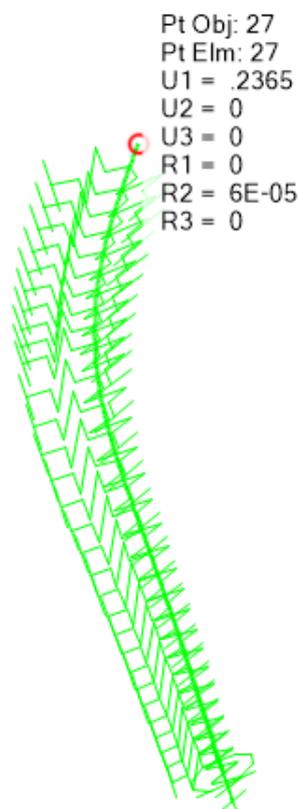


Figura 17 – Deslocamentos horizontais previstos: SAP 2000 – Método de Bowles

($D_{\text{hmáx}} = 0,236 \text{ mm}$)

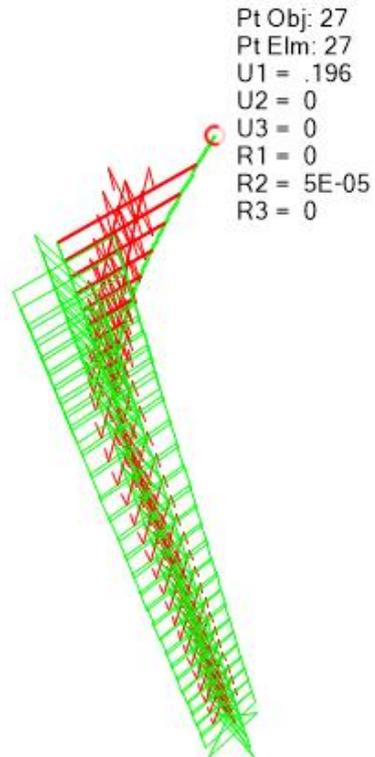


Figura 18 – Deslocamentos horizontais previstos: SAP 2000 – Curvas P-Y ($D_{hm\acute{a}x} = 0,196 \text{ mm}$)

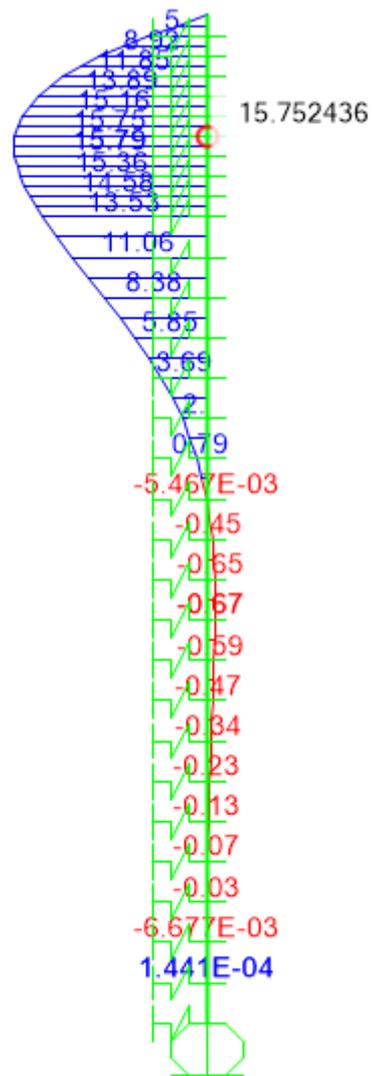


Figura 19 – Momentos previstos: SAP 2000 - Método de Bowles ($M_{\text{máx}} = 15,8$ kN.m)

Por outro lado, os valores de deslocamentos medidos no topo da estaca são aproximadamente 4,5 vezes maiores do que os fornecidos pelos outros métodos. Buscando-se justificativas para isso, entende-se que quando se considera apenas um perfil de solo o respectivo módulo de deformabilidade não aumenta em função da profundidade. Além disso, o problema de análise de uma estaca carregada lateralmente é um problema com forte componente 3D devido à mobilização do solo envolvente. A versão 8.2 do Plaxis não contempla esta situação e por isso os deslocamentos são superiores aos demais resultados apresentados, como demonstrado por Reese et al. (1975), figura 21.

Caso se queira fazer uma correta análise de uma estaca carregada lateralmente com utilização do software Plaxis 2D, será necessário recorrer a uma versão mais atual onde se possa utilizar a função “*embedded row pile*”, que permite simular de forma aproximada o solo circundante da estaca, ou então fazer uso da versão Plaxis 3D. Acredita-se que nesse caso os valores de deslocamentos no topo da estaca seriam mais próximos dos demais.

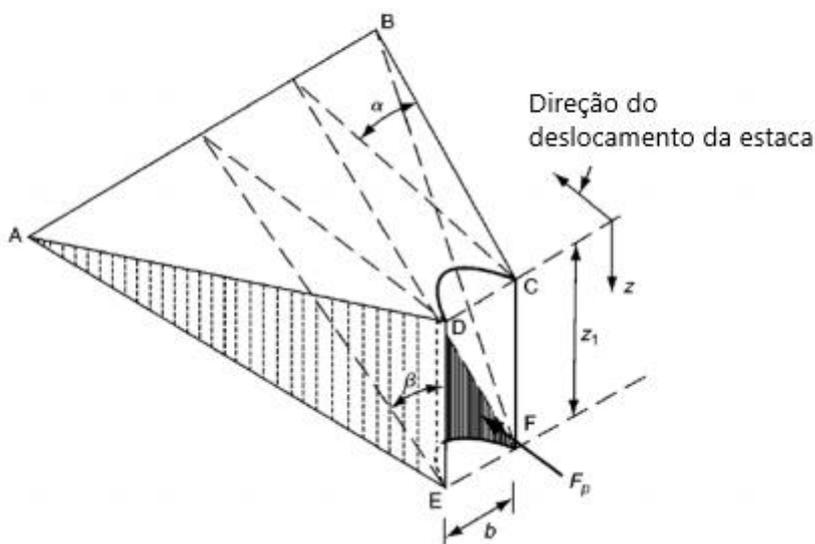


Figura 21 – Modelo de ruptura do solo em profundidades próxima a superfície do terreno (Reese et al.,1975).

Tabela 7 – Comparação entre os resultados: Caso de estudo 1

Metodologia de cálculo	D_h máx (mm)	$M_{máx}$ (kN.m)
Teoria de Miche (1930)	0,178	18,54
Teoria de Matlock e Reese (1961)	0,182	18,39
PileLat	0,181	18,12
Plaxis	0,823	17,97
SAP 2000 – Método de Bowles	0,236	15,8
SAP 2000 – Curvas P-Y	0,196	17,4

Diante do exposto, procedeu-se à simulação do comportamento de um cais de paramento fechado por intermédio de estacas-prancha combinado com uma plataforma de alívio de concreto, apresentado no Capítulo 3.

3 CASO DE ESTUDO: CAIS DE PARAMENTO FECHADO COM ESTACAS-PRANCHA E PLATAFORMA DE ALÍVIO

O modelo estrutural utilizado no presente estudo trata-se de um cais de paramento fechado por intermédio de um sistema de estacas-prancha combinado (estaca-prancha + perfil tubular) com altura de parede livre de 14,0 metros. O sistema de contenção de solos encontra-se conectado a uma plataforma de alívio de concreto suportada por estaqueamento de perfis metálicos cilíndricos. O referido sistema estrutural apresenta-se como uma boa solução quando o terminal portuário se encontra em regiões de solos moles e elevadas cargas de operação.

Outra grande vantagem deve-se ao fato de não haver necessidade da utilização de tirantes, uma vez que a plataforma de alívio, denominada como Laje, é responsável por garantir um ponto de apoio “indeslocável” à parede de estaca-prancha.

O estaqueamento da laje, além de servir como elemento estrutural que suporta a laje e as cargas de operação, serve também como sistema de reação aos empuxos incidentes na parede, resultantes do desnível de 14,0 metros entre o lado mar e o lado terra da estrutura. Isto porque a laje, sendo um elemento de concreto armado com grande rigidez axial (espessura média de 0,82 m) permite um comportamento monolítico de toda a estrutura (parede de contenção, laje e estacas). As estacas, por sua vez reagem através da sua rigidez à flexão e também devido à mobilização do empuxo passivo resistido pelo solo envolvente. A Figura 22 apresenta uma imagem representativa do sistema estrutural.

A análise estrutural do cais será realizada a partir dos softwares SAP 2000 e Plaxis 8.2. No software SAP 2000 serão acoplados, aos elementos estruturais enterrados, molas não-lineares (curvas P-Y) por intermédio de elementos “Multilinear Elastic Link” de forma a simular a rigidez horizontal do solo. A informação que define as curvas (força/deslocamento) provém do software PileLat, tendo em conta as características da estaca circular metálica e os solos em contato. Posteriormente será realizada uma análise estrutural do cais, utilizando o software Plaxis 8.2, para a mesma situação de carregamento acima descrita. O modelo constitutivo adotado

será o de Mohr-Coulomb, com nível freático na cota +0,0 m. Os parâmetros adotados para os diferentes materiais estão reunidos na Tabela 8.

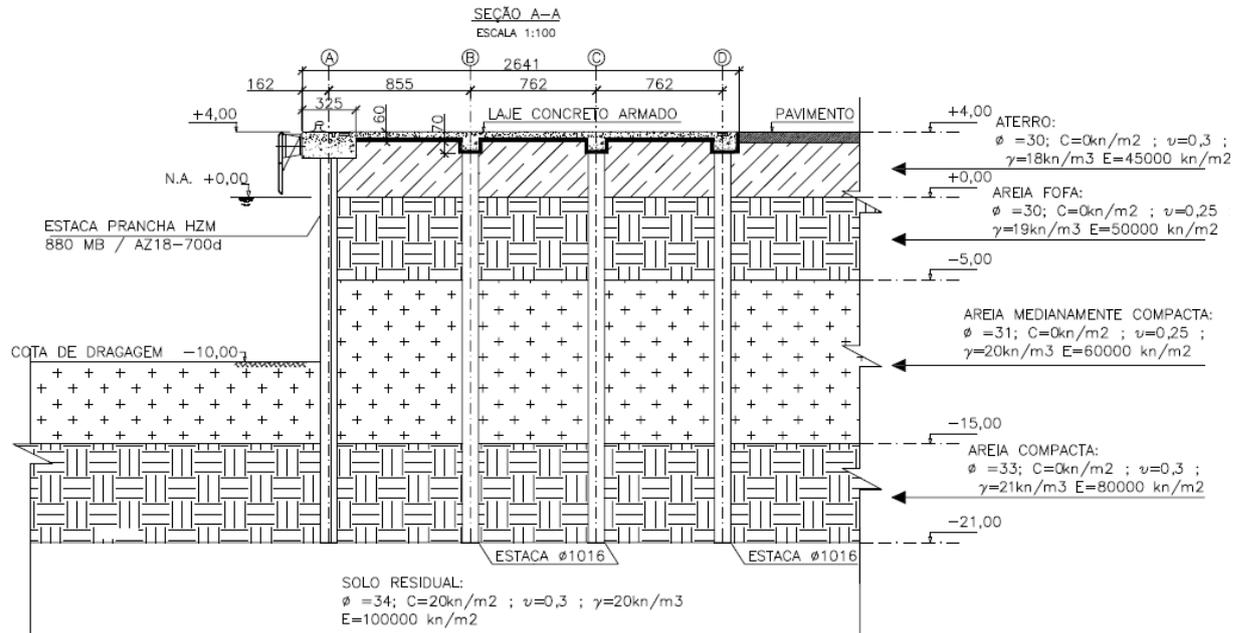


Figura 22 – Geometria do Caso de Estudo

Tabela 8 – Parâmetros adotados na simulação

Perfil do Solo	Elevação	γ_{nat} (kN/m^3)	γ_{sub} (kN/m^3)	C (kn/m^2)	ϕ ($^\circ$)	E (kn/m^2)	ν
Aterro Granular	+4,0 a -0,0	18,0	8,0	0	30	45000	0,30
Areia Fofa	-0,0 a -5,0	19,0	9,0	0	30	50000	0,25
Areia Medianamente Compacta	-5,0 a -15,0	20,0	10,0	0	31	60000	0,25
Areia Compacta	-15,0 a -21,0	21,0	11,0	0	33	80000	0,30
Solo residual	-21,0	20,0	10,0	20	34	100000	0,30

3.1 Condições de Contorno

A profundidade de construção de uma parede de cais depende de muitos parâmetros, como tolerâncias devido à dragagem e ao preenchimento de pedra, e é baseada, por definição, no nível mínimo de maré baixa (LLWS). Além disso, a cota final da laje do cais depende do calado do navio de projeto e da folga entre a quilha e o fundo conforme ilustrado na Figura 23.

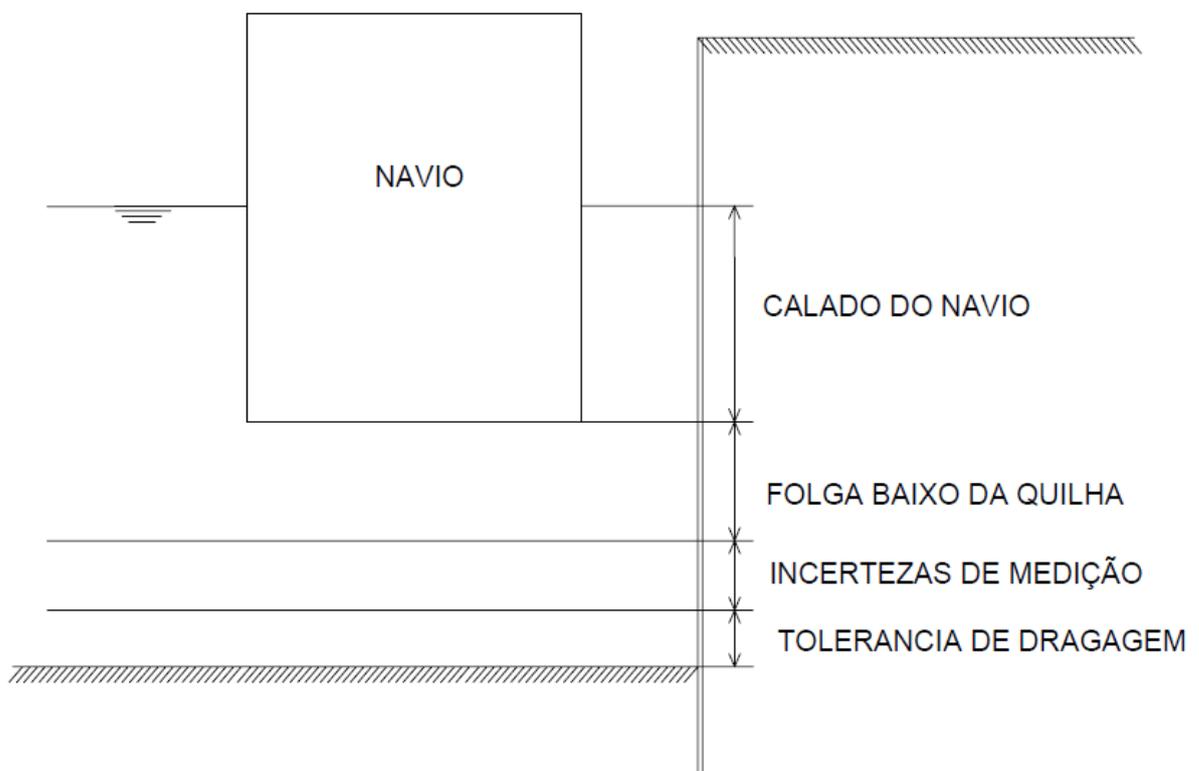


Figura 23 – Representação esquemática da seção típica de cais de paramento fechado

Para o cálculo da cota de dragagem do cais foram considerados os seguintes fatores:

- Calado máximo do navio = 6,6 m
- Nível mínimo de maré baixa = 0,0 m
- Movimentos devido às ondas = 0,5 m

- Movimento *heave* do navio devido à operação de carregamento = 1,0 m
- Altura de segurança para dragagem = 0,5 m
- Distância entre a quilha e o fundo = $0,15 \times 6,6 = 0,99$ m.

Desta forma a profundidade requerida em frente ao cais é de 10 m. Este valor resulta da soma dos fatores acima apresentados.

As variações dos níveis de maré consideradas para este trabalho estão reunidas na Tabela 9.

Tabela 9 – Níveis de Maré

Níveis de Maré	Elevação (m)
Nível Máximo (MHWL):	+2,0
Nível Médio (MWL):	+1,0
Nível Mínimo(MLWL):	0,0

Para a avaliação das cargas resultantes das pressões dos solos e pressões hidrostáticas, foi considerado o nível de maré médio na elevação +0,0, m dos dois lados da parede.

Geralmente, tendo em vista a proteção dos portos, a elevação das instalações portuárias encontra-se a cerca de 2,0-2,5 m acima do nível médio do mar (Gregory Tsinker 1997).

No presente caso de estudo o nível da laje do cais em estudo será de +4,0m DHN (Referência de nível – Diretoria de Hidrografia e Navegação). Desta forma a altura da parede de contenção é de 14,0 m.

3.2 Cargas atuantes

O objetivo do presente estudo consiste na avaliação do comportamento estrutural em termos de esforços e deslocamentos da estrutura de cais quando sujeita aos

empuxos horizontais aplicados na face interior da parede estaca-prancha em conjunto com uma sobrecarga vertical de 20 kPa atuante na laje de concreto, e com o peso próprio dos elementos estruturais.

3.3 Características geométricas dos elementos estruturais

3.3.1 Parede estaca-prancha

A parede estaca-prancha é composta por um sistema de parede combinada de tubos de aço ASTM A572 Gr 50, soldados em espiral, conectados a estacas-prancha intermediárias do tipo Z (ArcelorMittal, tabela de perfis). Os tubos são os elementos de contenção principais da parede combinada, suportando cargas horizontais do solo e pressões de água, além das cargas verticais provenientes da laje de concreto. As estacas-prancha tipo Z intermediárias transferem cargas horizontais aos tubos por intermédio de dispositivos conectores.

A

Figura 24 mostra de forma esquemática a geometria do sistema e a Figura 25 mostra uma foto do sistema. Na Tabela 10, estão reunidas as características geométricas utilizadas no cálculo estrutural.

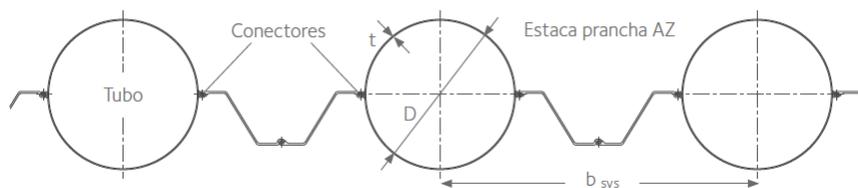


Figura 24 – Geometria em planta do sistema de contenção do solo do paramento vertical do cais.



Figura 25 – Imagem de sistema de parede combinada de tubos de aço conectados a estacas-prancha.

Tabela 10 – Características geométricas do sistema de parede combinada

PERFIL	Área (m ² /m)	I _x (m ⁴ /m)	W _x (m ³ /m)	Peso (kN/m ²)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)
HZM 880M b-12 / AZ 18-700	0,01896	0,00259	0,00582	2,281	3.792.000	518000

3.3.2 Estacas de perfil tubular metálico

As estacas que suportam grande parte da laje de concreto são perfis metálicos tubulares com 1016 mm de diâmetro externo, e 19,1 mm de espessura, espaçadas de 6,0 m entre eixos ao longo do comprimento do cais.

A Tabela 11 apresenta as características geométricas utilizadas no cálculo estrutural.

Tabela 11 – Características geométricas da estaca de perfil tubular metálico

PERFIL	Área (m ²)	I _x (m ⁴)	W _x (m ³)	Peso (kN/m)	EA (kN)	EI (kN/m ²)
Estaca	0,05979	0,00743	0,01491	4,6934	11.957.616,12	1.485.994,5

No software plaxis 2D, os elementos apresentam dimensão infinita em uma terceira dimensão. Uma vez que as estacas apresentam espaçamento de 6,0 m entre eixos ao longo do comprimento do cais, todas as características geométricas foram divididas por 6, como se apresenta na Tabela 12.

Tabela 12 – Características geométricas da estaca de perfil tubular metálico considerando espaçamento de 6,0 m entre eixos

PERFIL	Área (m ² /m)	Ix (m ⁴ /m)	Wx (m ³ /m)	Peso (kN/m/m)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)
Estaca	0,0099646	0,0012383	0,002484	0,782227	1992936,02	247665,7515

3.3.3 Laje em concreto armado

A laje em concreto armado é o elemento responsável pelo comportamento monolítico da estrutura, garantindo a compatibilidade de deslocamentos entre todos os elementos estruturais do cais. A laje apresenta seção variável sendo que suas características geométricas foram calculadas segundo a sua altura média (0,842 m). A Tabela 13 reúne as características geométricas utilizadas no cálculo estrutural da laje em concreto armado.

Tabela 13 – Características geométricas da laje em concreto armado (plataforma de alivio).

PERFIL	Área (m ²)	Ix (m ⁴)	Wx (m ³)	Peso (kN/m)	EA (kN)	EI (kN/m ²)
Laje Concreto (fck=40Mpa) L=26,41m	22,246	3,3148	0,0078736	92,691667	25.358.320,12	99.791.667,25

3.3.4 Caracterização dos solos

De forma a caracterizar um solo representativo das condições geotécnicas do local onde será implantada a obra, foi criado um relatório tipo de uma sondagem à percussão com medida de NSPT, também conhecida como SPT (*Standard Penetration Test*).

A sondagem à percussão tem a finalidade de determinar os tipos de solos em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro (NBR-6484/2001). A partir desse dado, são obtidas algumas propriedades do solo, de forma empírica. A Figura 26 apresenta a estratigrafia, os parâmetros adotados para os diferentes solos e os valores de N_{SPT} , característicos da região de implantação do cais.

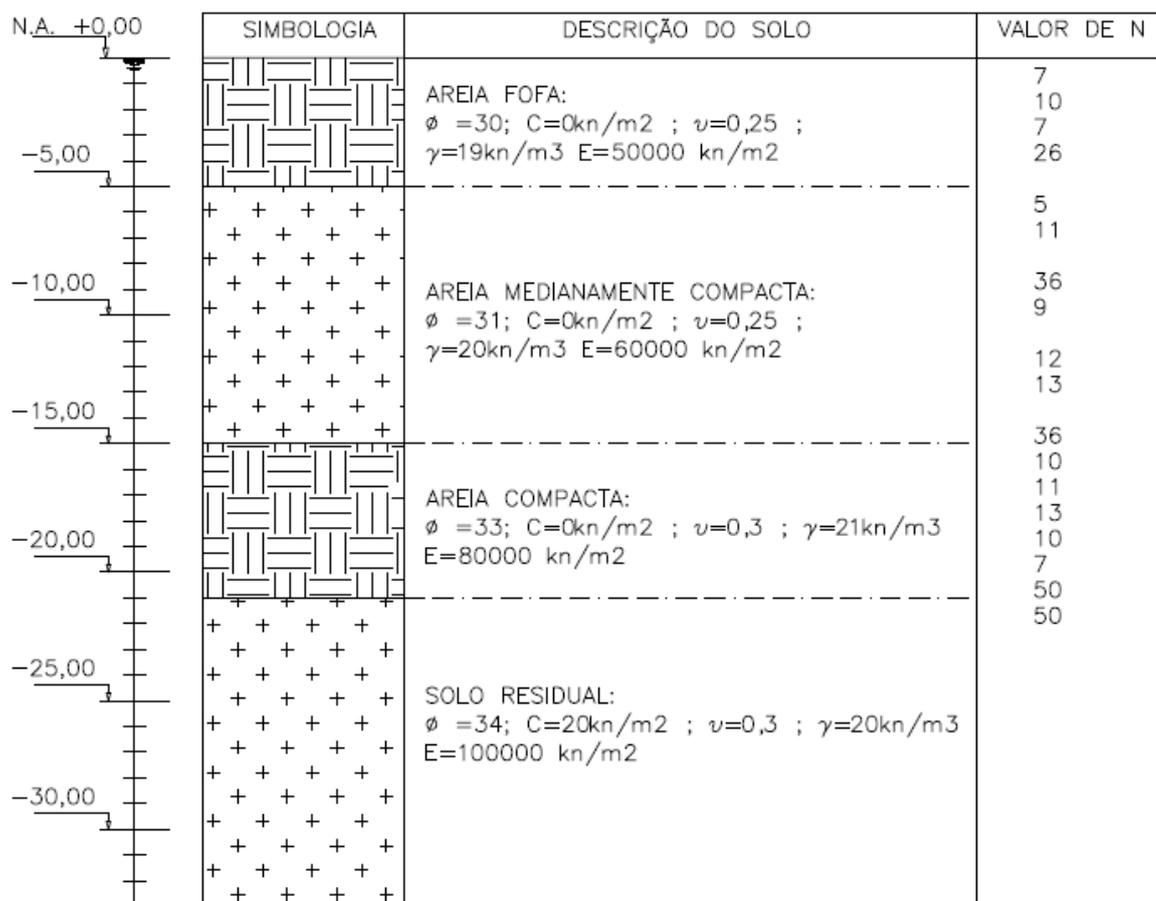


Figura 26 – Boletim de sondagem representativo da região

3.3.5 Avaliação da capacidade de carga das estacas: Método Decourt-Quaresma

A avaliação da capacidade de carga das estacas de perfil tubular metálico foi calculada segundo o método de Decourt-Quaresma (1978). Foram utilizados os parâmetros do solo da região e os valores de N_{SPT} para calcular a profundidade da ponta da estaca. Segundo os cálculos da capacidade de carga da estaca, estimou-se que a ponta deverá ser cravada até a profundidade de -21,0 m, obtendo-se uma carga admissível de 2.681 kN. Os cálculos da capacidade de carga da estaca apresentam-se no apêndice B.

3.3.6 Teorias e cálculo de empuxos – Métodos Clássicos

A Figura 27 apresenta os diferentes métodos de determinação de empuxos atuantes em cortinas.

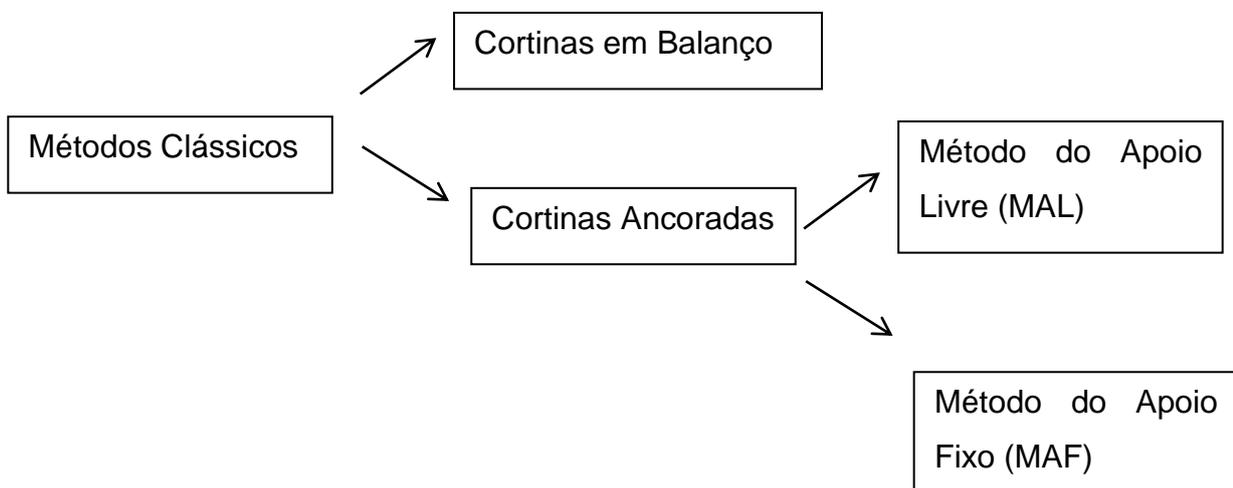


Figura 27 – Classificação dos métodos clássicos

De forma simplificada, o cálculo da parede faz-se de forma a satisfazer o equilíbrio de momentos em relação ao ponto de ancoragem. A parede deve ser embutida no solo o suficiente para que o momento devido ao empuxo passivo (E_p) equilibre o momento devido ao empuxo ativo resultante (E_a).

O comprimento embutido no solo, usualmente denominado de ficha, deverá ser aumentado em 20%, de forma a garantir a segurança.

ii. Empuxos - Método de apoio fixo

Se a penetração da parede não for limitada por solo impenetrável a pouca profundidade ou no caso em que a cravação da parede não seja dificultada, então a parede poderá ser calculada de acordo com o Método de Apoio Fixo (MAF).

O método de apoio fixo (MAF), ao contrário do MAL, se baseia na hipótese da total fixação da cortina na sua extremidade inferior. Sendo assim, observa-se que existe inversão dos momentos fletores num certo ponto da estrutura, resultando na escolha de uma seção mais econômica.

Este método baseia-se no pressuposto de que a deflexão elástica da parede é tal que, a forma da deflexão inverte sua curvatura em um ponto de contra flexão e torna-se vertical em um ponto perto da base da parede.

Para produzir a deflexão elástica acima mencionada, a parede deve ser cravada com uma profundidade tal, que o solo forneça a restrição necessária na deformação da parede.

O método da linha elástica é uma tarefa difícil e demorada. Na prática, este tipo de problema é geralmente resolvido pelo método gráfico; ou por uma série de softwares especialmente dedicados para este tipo de problema.

A experiência indica que a análise estrutural de uma parede pelo Método de Apoio Fixo (MAF) resulta mais econômica quando comparada com o Método de Apoio Livre (MAL) (TSINKER 1996).

Segundo CORNFIELD (1975) recomenda-se o uso do MAF em detrimento do MAL, com exceção de casos particulares em que o subsolo provoque a existência de uma condição de apoio livre.

a. Software Plaxis V8.2

O software Plaxis apresenta-se como uma valiosa ferramenta para o presente caso de estudo, na medida em que fornece as tensões horizontais (empuxos) presentes nos elementos verticais da estrutura geradas pela escavação de 14,0 metros de parede livre do lado mar da estaca-prancha. As tensões horizontais presentes nos elementos verticais da estrutura configuram a principal forma de carregamento para o presente caso de estudo.

É importante salientar que o output gerado pelo Plaxis será usado para posterior comparação e discussão dos resultados gerados pelo modelo numérico do software SAP2000. Desta forma, os modelos numéricos de ambos softwares seguem as mesmas premissas e características.

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os seguintes resultados de output apresentados pelo software Plaxis V8.2:

- Tensões horizontais (empuxos) nos elementos estruturais verticais;
- Deslocamentos globais da estrutura;
- Esforços na estaca-prancha e nas estacas.

No programa foram modelados os elementos estruturais apresentados no capítulo 3.3 como elementos plate tendo em conta as características geométricas apresentadas nas tabelas 10, 11, 12 e 13. O modelo de comportamento do solo escolhido foi o Mohr-Coulomb (elasto-plástico perfeito) e as características dos vários perfis de solos apresentam-se na Tabela 8.

Para definir a cota de assentamento da parede estaca-prancha foi efetuado um cálculo simplificado do comprimento segundo os dois métodos apresentados no Item 3.3.6.

Com isto, foi adotado um comprimento de ficha de 11,0 m, fazendo com que as cotas das pontas das estacas metálicas tubulares e parede estaca-prancha coincidam na elevação -21,0 m, como se pode constatar na fig. 22.

A Figura 29 apresenta o modelo de cálculo considerado para a presente análise e a figura 30 apresenta a deformada da estrutura após a escavação e aplicação da sobrecarga.

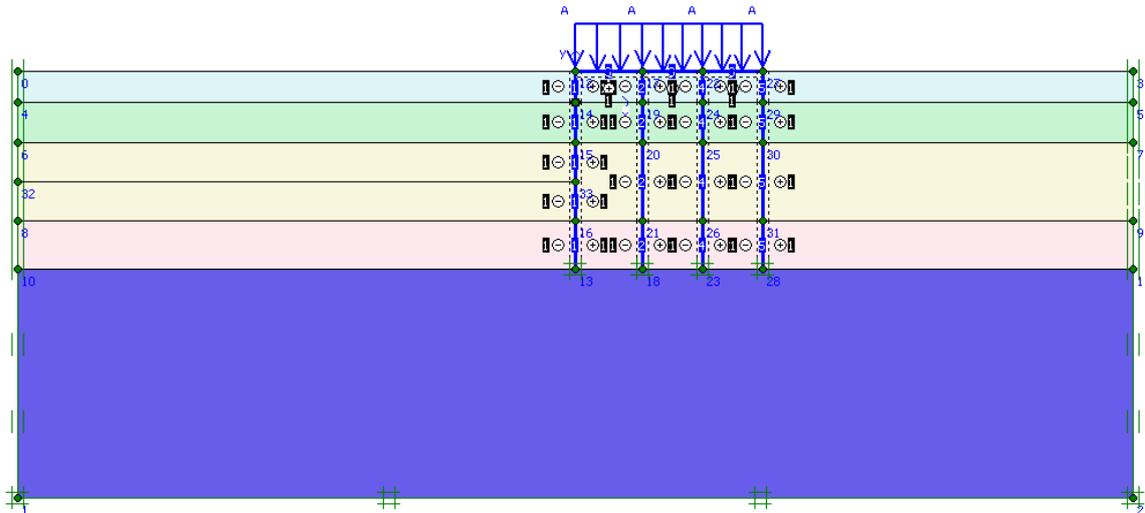


Figura 29 – Modelo matemático de Plaxis – Estrutura e perfil geotécnico

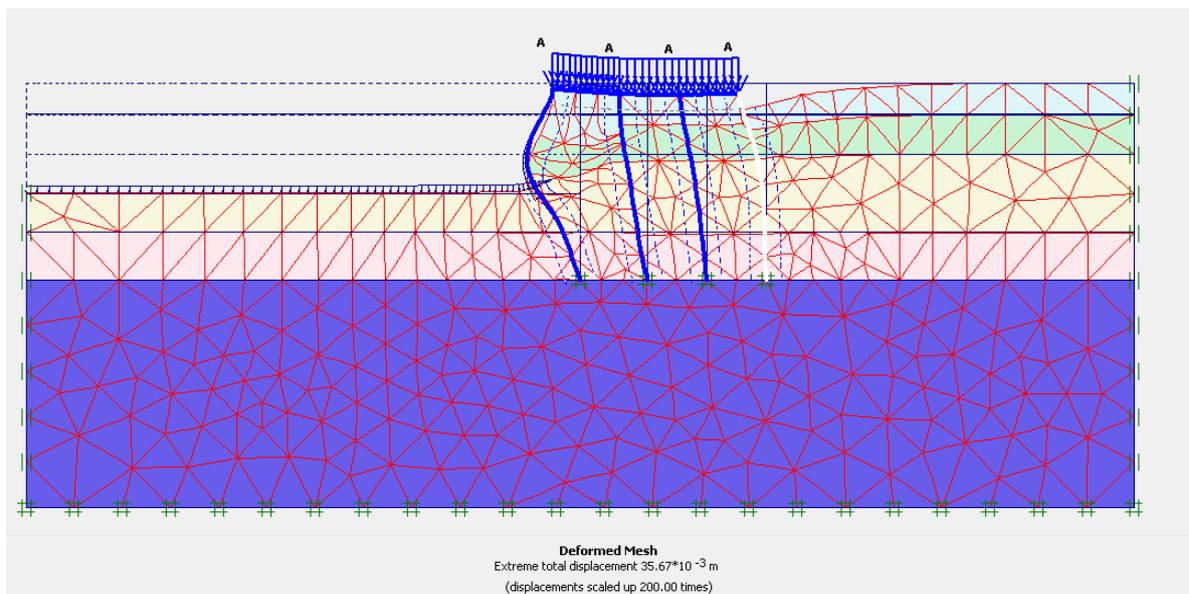


Figura 30 – Representação gráfica da estrutura deformada decorrente de 14,0 metros de escavação do lado mar e sobrecarga de 20kN/m^2 – Deflexão máxima = 35,7 mm

Sabe-se que o diagrama de pressão horizontal de um solo em uma superfície vertical apresenta uma relação direta com os deslocamentos dessa mesma estrutura. A forma encontrada de quantificar os empuxos que posteriormente serão aplicados no modelo de SAP2000 será fazer uso das tensões efetivas normais presentes nos elementos de interface do modelo numérico do Plaxis. A

Figura 31 apresenta as tensões horizontais efetivas (ativas e passivas) em todos os elementos estruturais.

As tensões horizontais efetivas ativas serão utilizadas como input para o software SAP2000 de forma a simular o efeito dos empuxos resultantes da escavação. As tensões normais passivas serão simuladas no modelo de SAP2000 por intermédio de molas não lineares P-Y.

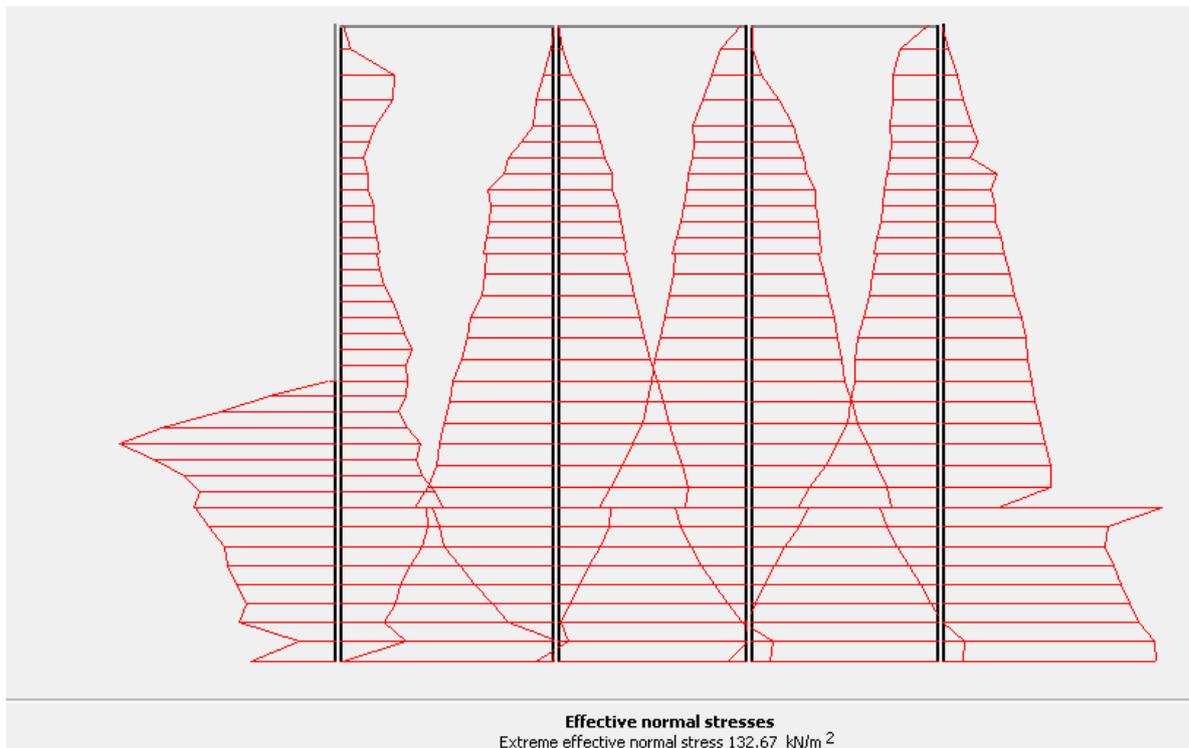


Figura 31 – Representação gráfica dos empuxos horizontais decorrentes da escavação do lado mar e sobrecarga de 20kN/m²

Na Figura 32, é possível observar a comparação entre as tensões horizontais efetivas apresentadas pelo software Plaxis e os valores obtidos de acordo com a teoria de Rankine. Pode-se constatar que os empuxos ativos apresentados pelo software Plaxis são aproximados dos valores calculados pela teoria de Rankine. Em contrapartida, os empuxos passivos apresentados pelo software Plaxis diferem dos valores calculados pela teoria de Rankine. Entende-se que a

redução do empuxo passivo deve-se à redistribuição das tensões passivas resultante da flexibilidade da parede estaca-prancha.

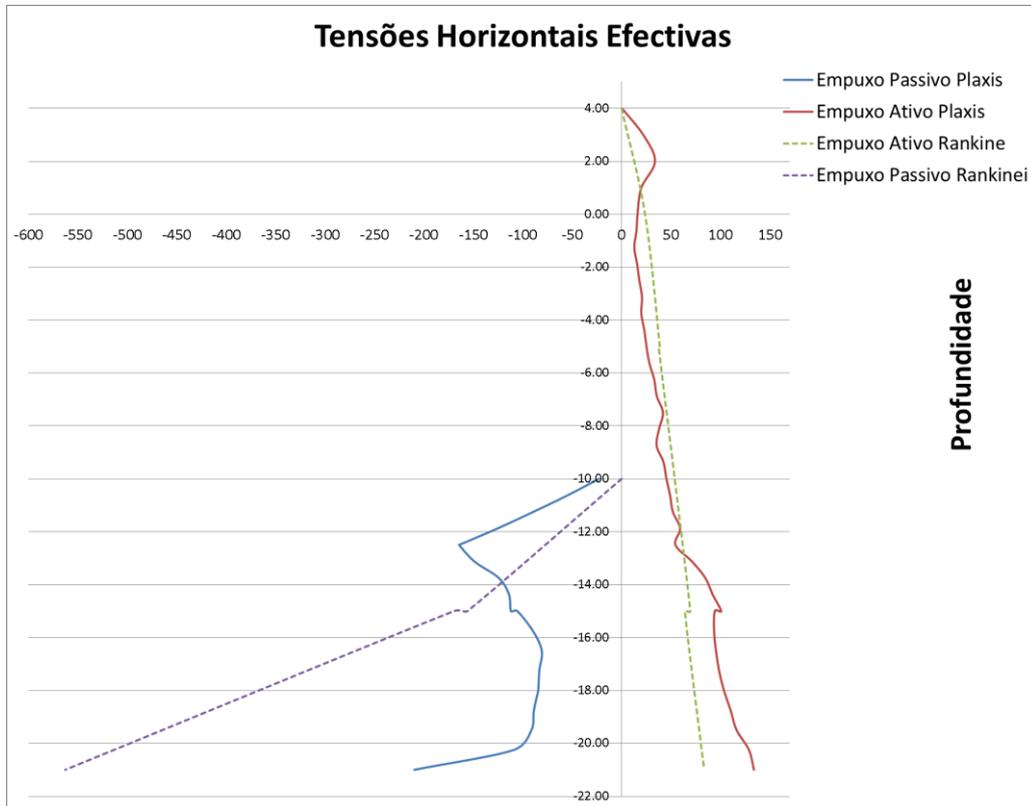


Figura 32 – Comparação entre empuxos horizontais presentes na parede estaca – prancha gerados pelo software Plaxis e empuxos segundo a teoria de Rankine

Nas figuras 33, 34 e 35 será possível observar os deslocamentos e esforços na parede estaca-prancha e nas figuras 36, 37 e 38 será possível observar os deslocamentos e esforços da estaca lado terra.

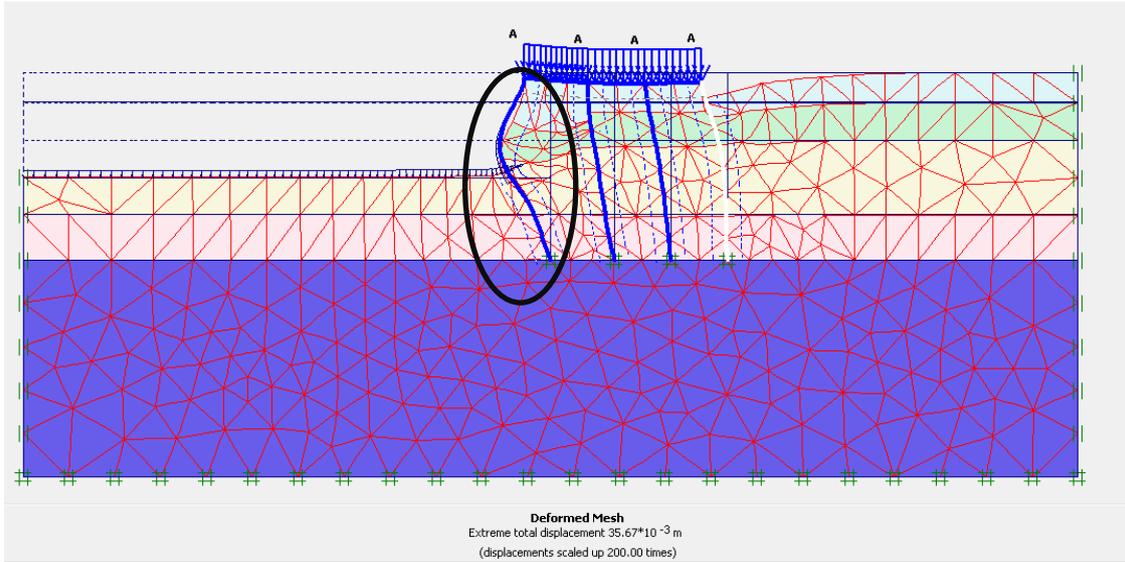


Figura 33 – Identificação da estaca-prancha

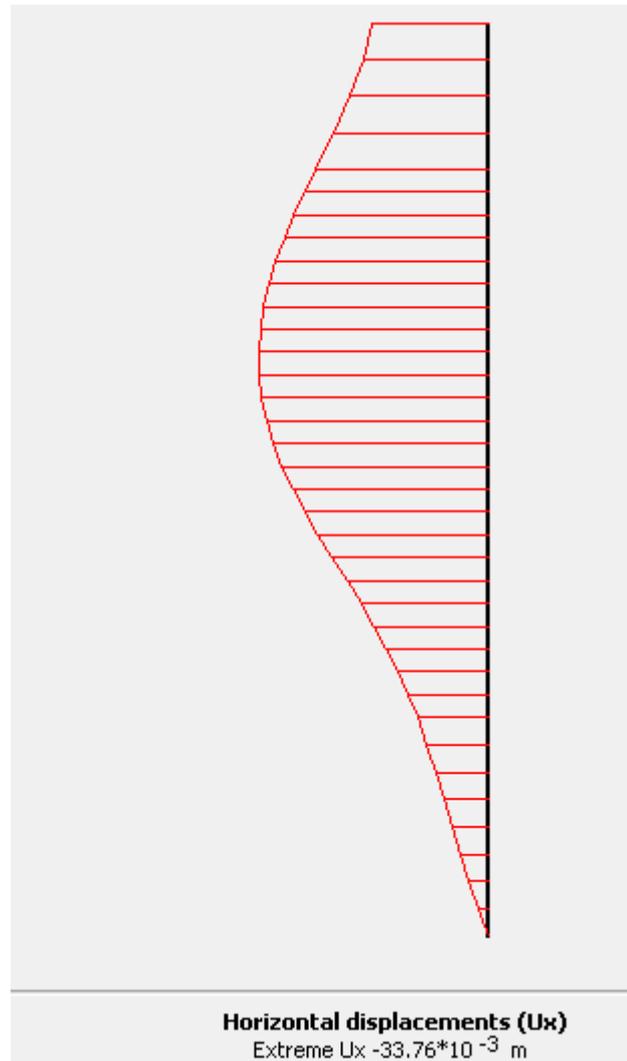


Figura 34 – Representação gráfica do deslocamento horizontal da estaca – prancha –
Deslocamento = 33,7 mm

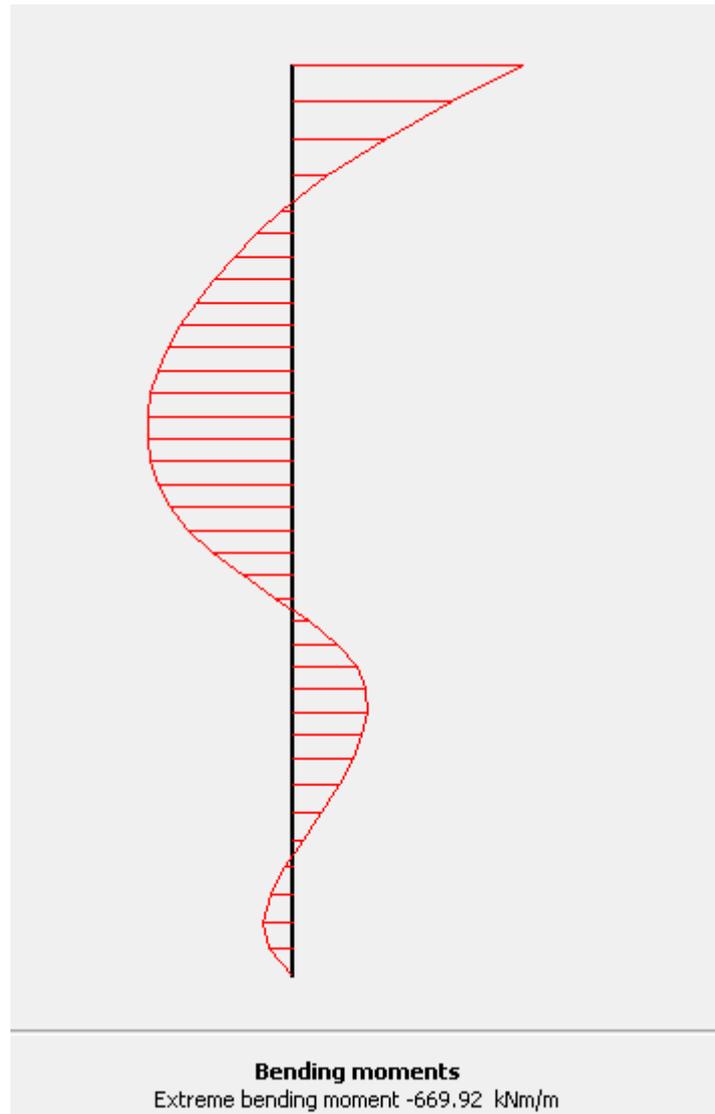


Figura 35 – Representação gráfica do momento fletor da estaca-prancha – Momento fletor máximo = -669,9 kN.m/m

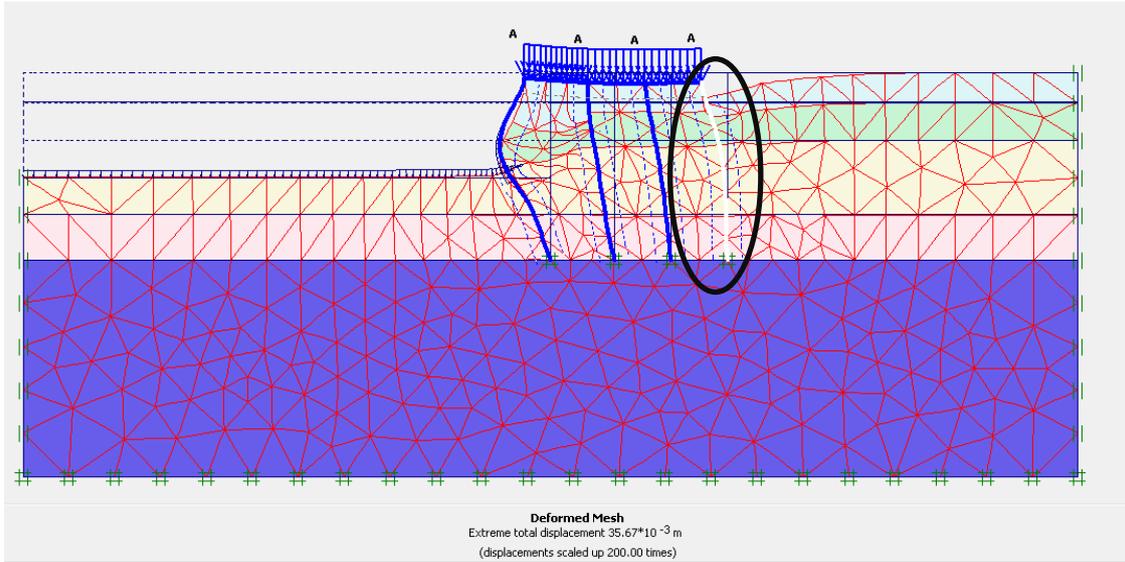


Figura 36 – Identificação da estaca lado terra



Figura 37 – Representação gráfica do deslocamento horizontal da estaca lado terra –
Deslocamento = 17 mm



Figura 38 – Representação gráfica do momento fletor da estaca lado terra – Momento fletor máximo = 228,9 kN.m/m

Na figura 39 é possível observar os pontos de plastificação do solo resultantes da execução da escavação e aplicação da sobrecarga (quadrados em vermelho).

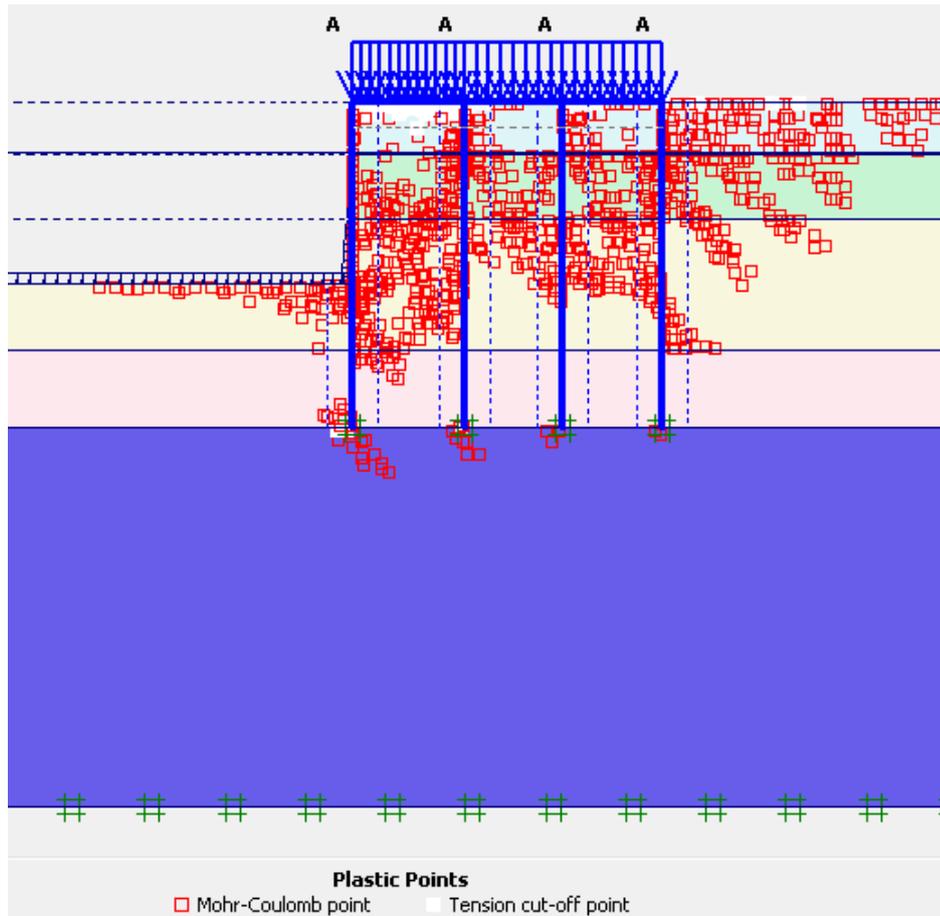


Figura 39 – Representação gráfica dos pontos de plastificação do solo

b. Software PileLAT

Como descrito no Capítulo 3, o software PileLat fornece as curvas P-Y usadas para definir as molas não lineares utilizadas no software SAP2000. De forma a obter as curvas P-Y, foi definido o perfil geotécnico do presente caso de estudo e a geometria do elemento estrutural em contato com o solo. Ao aplicar no topo do elemento estrutural uma carga lateral de 100 kN, o software PileLat devolve como output as curvas P-Y, para as profundidades previamente definidas. Este processo foi utilizado para a obtenção das curvas P-Y para a parede estaca-prancha e para as estacas tubulares pertencentes à plataforma de alívio.

As curvas P-Y são caracterizadas por um trecho linear crescente correspondente ao domínio das pequenas deformações e a um trecho

assintótico correspondente a grandes deformações no qual o solo apresenta um comportamento plástico. No presente trabalho, os diagramas força-deslocamento das curvas P-Y são descritos por funções bilineares para simplificação de caracterização do solo usado como input do software SAP2000. É importante salientar que o diagrama força-deslocamento das molas foi obtido multiplicando as ordenadas do diagrama P-Y do solo pelo espaçamento das molas pertencentes ao modelo de SAP2000 para a profundidade em causa, como ilustrado na Figura 40, onde p_u e F_u representam, respectivamente, a resistência última do solo [F.L-1] e da mola [F], e y_k representa o deslocamento [L] correspondente ao limite do regime elástico do solo.

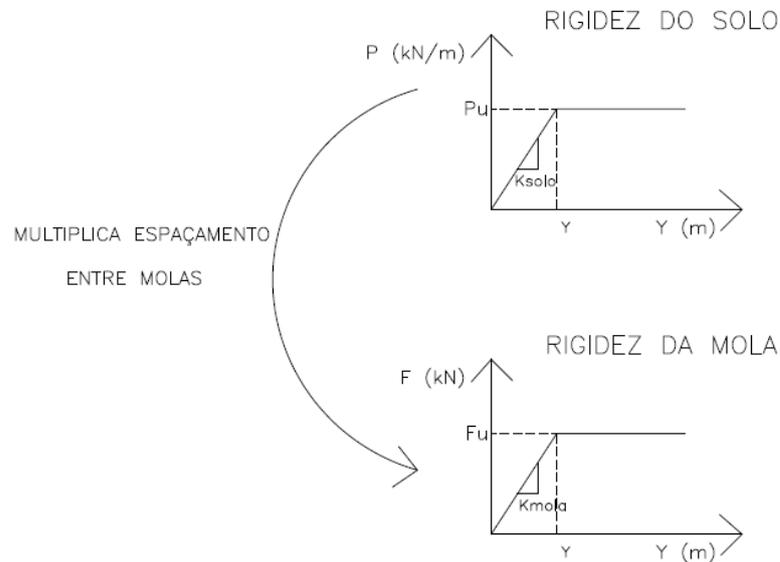


Figura 40 – Obtenção da curva força-deslocamento de uma mola em função da curva P-Y do solo

Nas figuras 41 a 47 são apresentados os modelos de cálculo e gráficos que representam as curvas P-Y para a parede estaca-prancha e para as estacas tubulares.

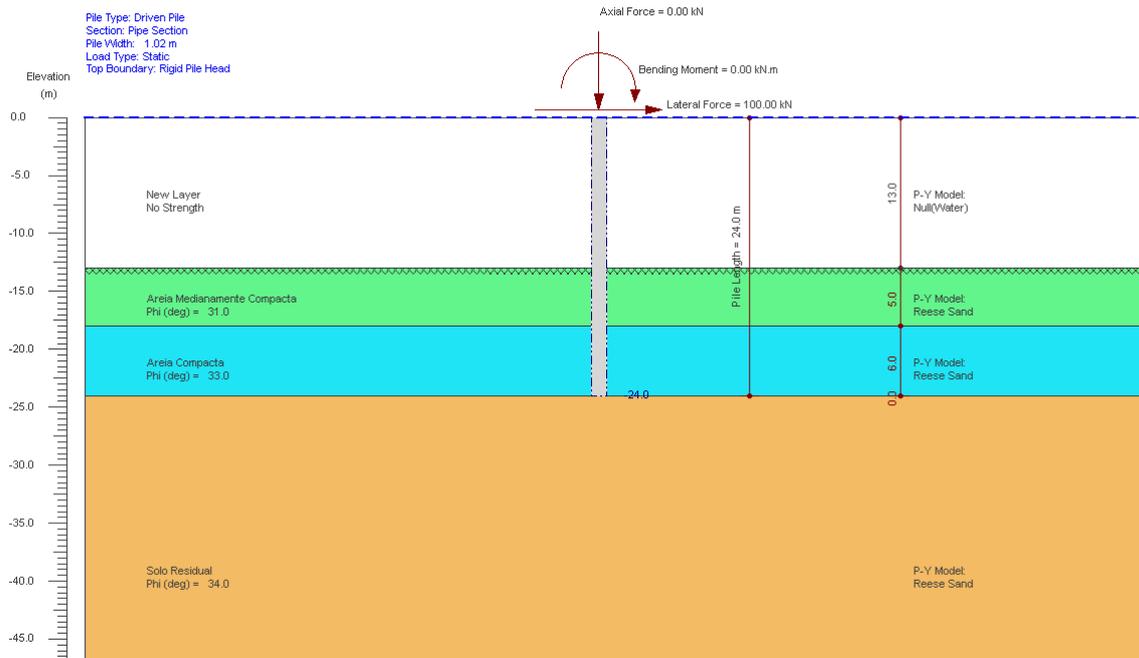


Figura 41 – Modelo matemático PileLat – Parede estaca-Prancha e perfil geotécnico

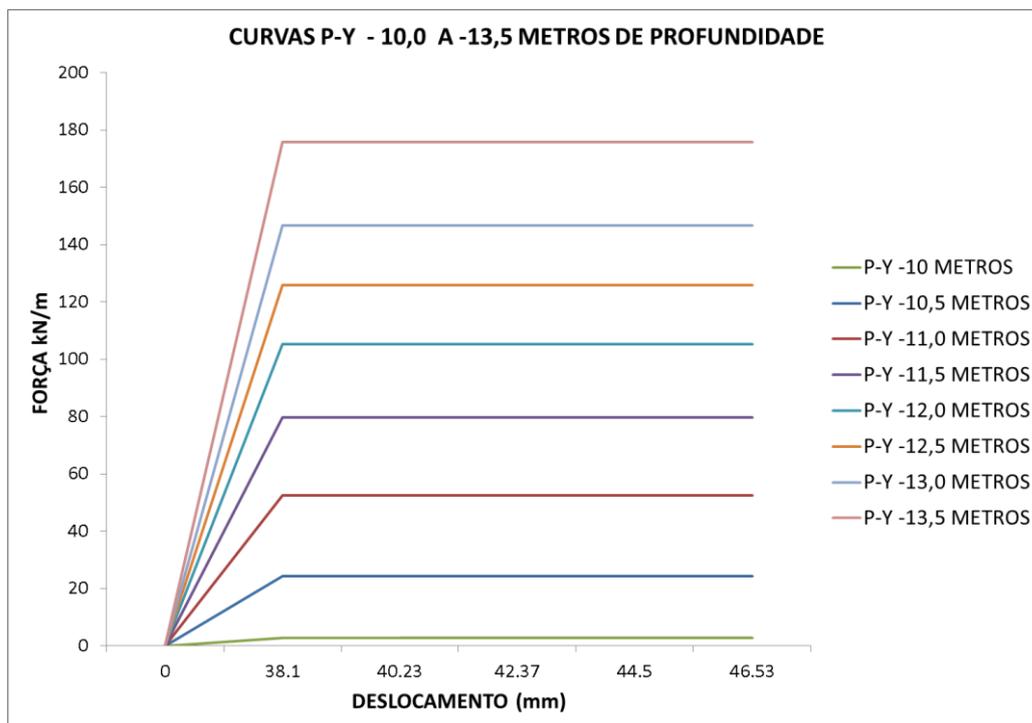


Figura 42 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca - prancha – Profundidade -10,0 a -13,5 metros

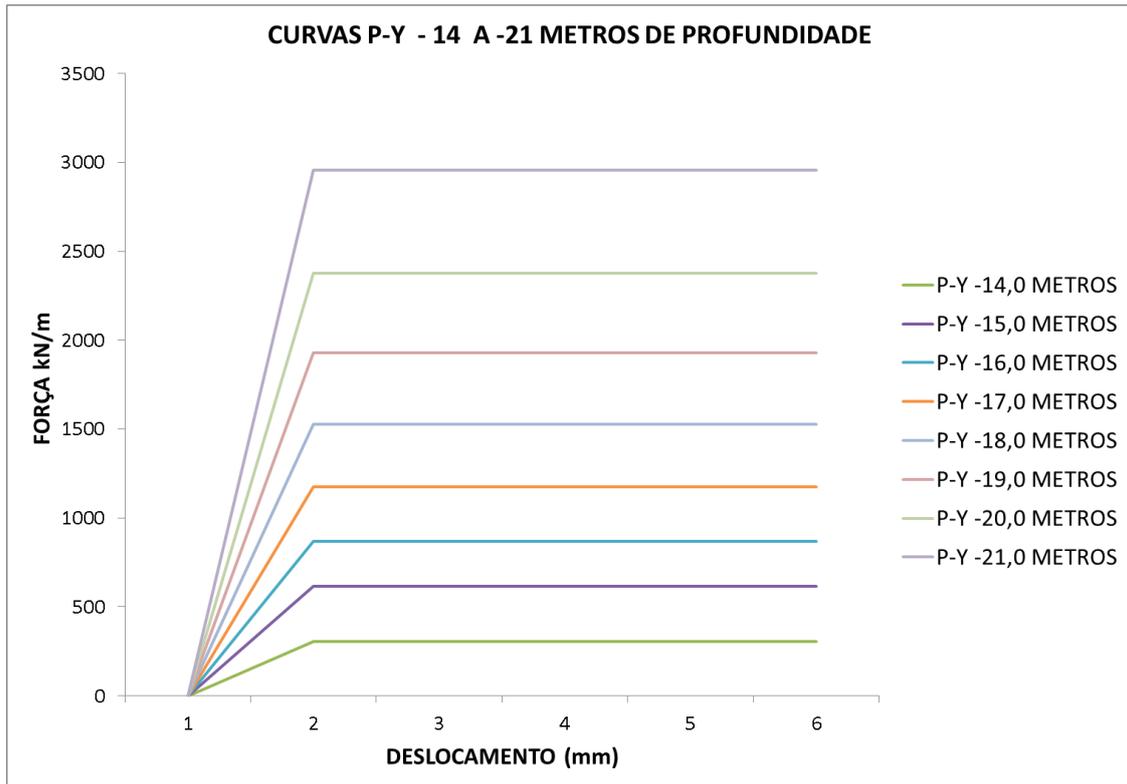


Figura 43 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca - prancha – Profundidade -14,0 a -21,0 metros

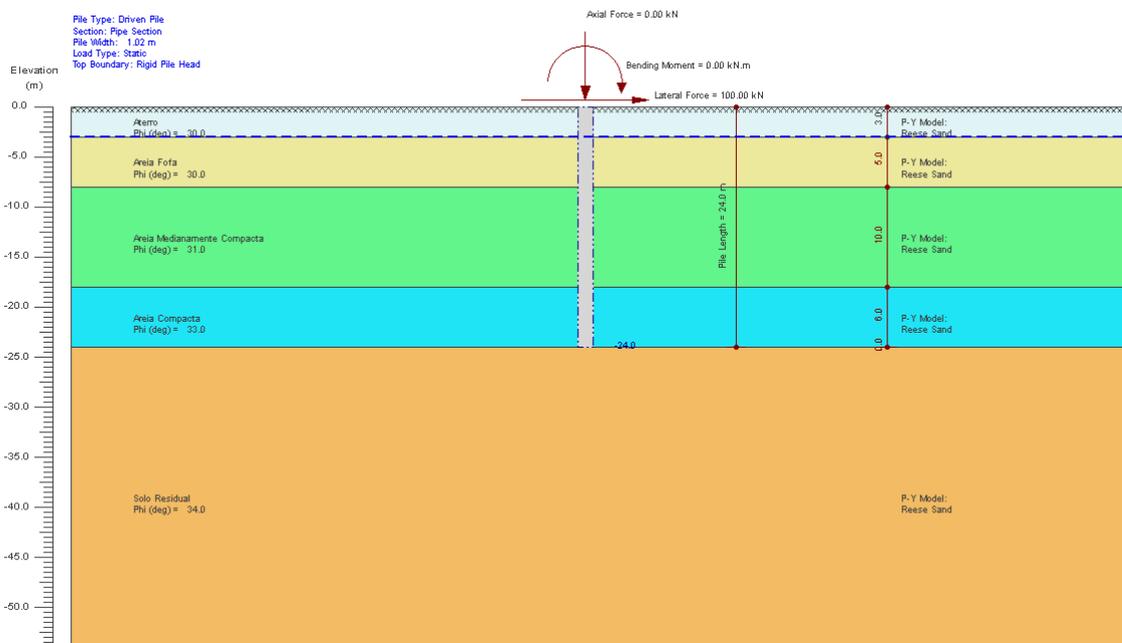


Figura 44 – Modelo matemático PileLat – Estaca tubular e perfil geotécnico

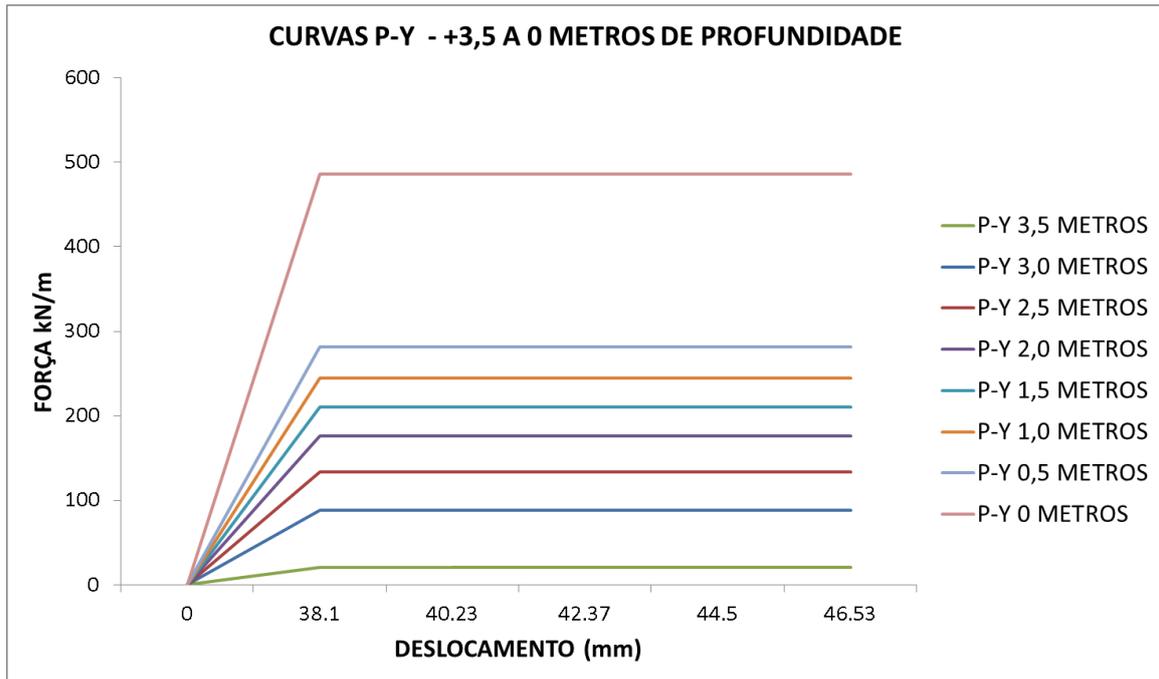


Figura 45 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca tubular –
Profundidade +3,5 a 0 metros

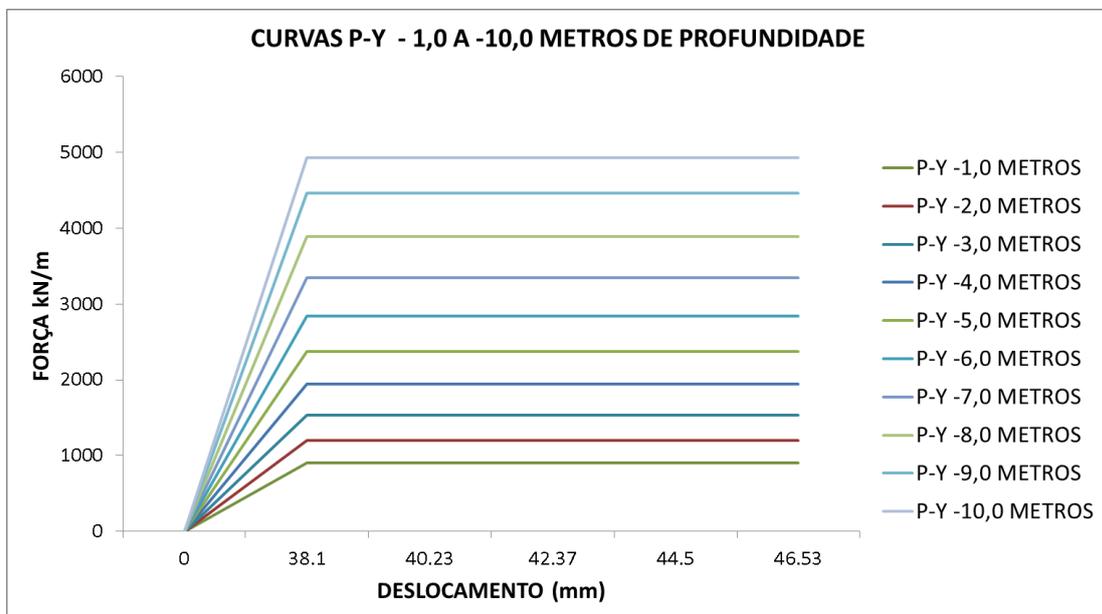


Figura 46 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca tubular –
Profundidade -1,0 a -10,0 metros

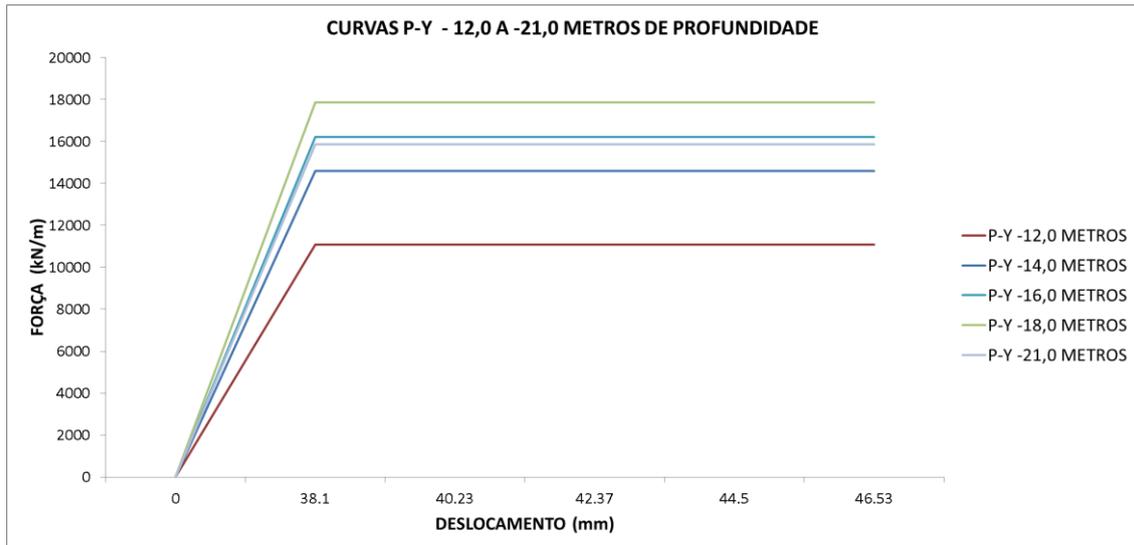


Figura 47 – Representação gráfica das curvas P-Y para estaca tubular – Profundidade -12,0 a -21,0 metros

c. Software SAP2000

O presente trabalho tem como foco a análise da interação solo-estrutura considerando o comportamento global da estrutura e do solo quando submetidos a cargas externas. Para isso, foi modelada no software SAP2000 uma estrutura tridimensional composta por parede estaca-prancha e estacas verticais (elementos frame) com 25 metros de comprimento e laje de concreto armado composto por elementos Shell.

As características geométricas dos elementos estruturais foram apresentadas no capítulo 3.3.

O maciço de solo foi simulado no SAP2000 como um sistema independente, com molas não lineares (elementos “Multilinear Elastic Link”) espaçadas a cada 0,5 m entre as cotas +4,0 metros e +0,0 metros, espaçadas 1,0 metros entre as cotas +0,0 metros e -10,0 metros e espaçadas 2,0 metros entre as cotas -10,0 metros e -21,0 metros. O contato solo-estaca foi modelado considerando restrição à translação nas direções dos eixos x e y.

As características das molas consideradas no modelo de cálculo foram descritas no capítulo anterior.

Nas figuras 48 e 49 se apresenta o modelo de cálculo considerado para a presente análise.

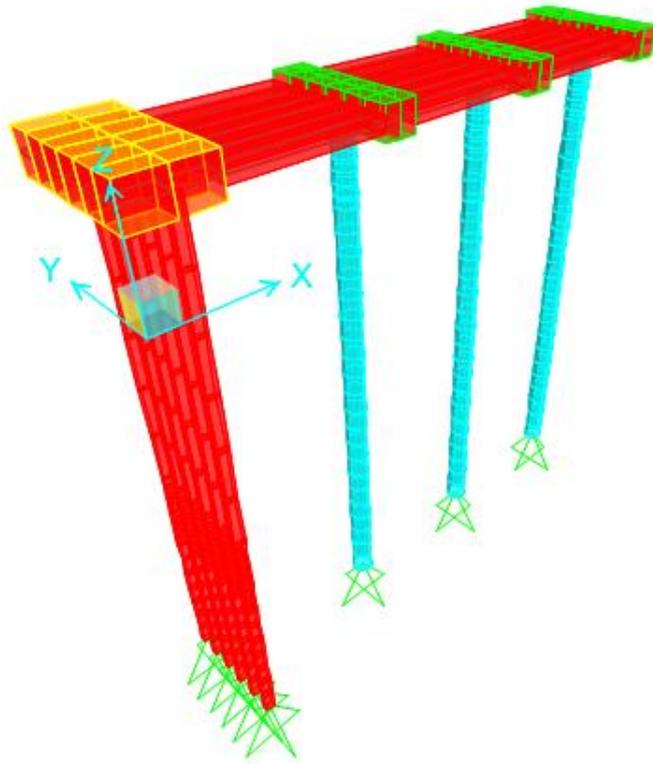


Figura 48 – Representação gráfica 3D do cais

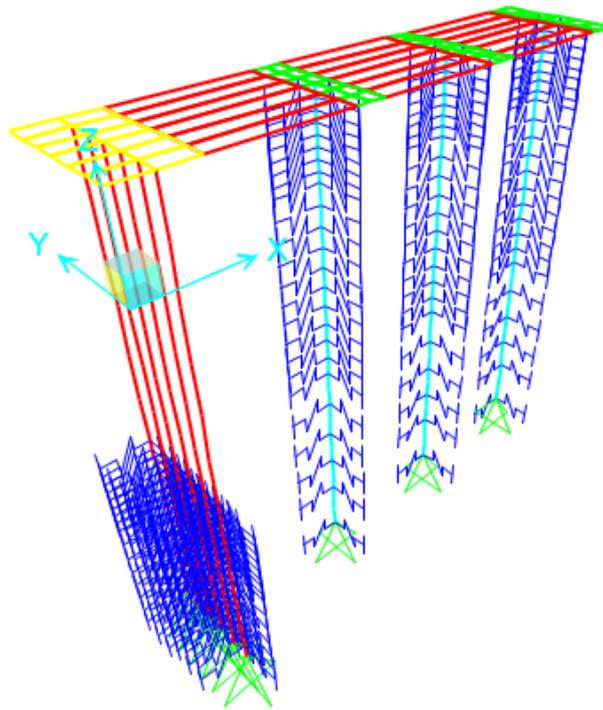


Figura 49 – Representação gráfica dos elementos “Multilinear Elastic Link” atribuídos à parede estaca – prancha e estacas tubulares.

Conforme mencionado anteriormente, foram atribuídas as tensões horizontais (output Plaxis) presentes nos elementos verticais da estrutura geradas pela escavação de 14,0 metros de parede livre do lado mar da estaca-prancha. A figura 50 representa as tensões horizontais aplicadas aos elementos verticais da estrutura.

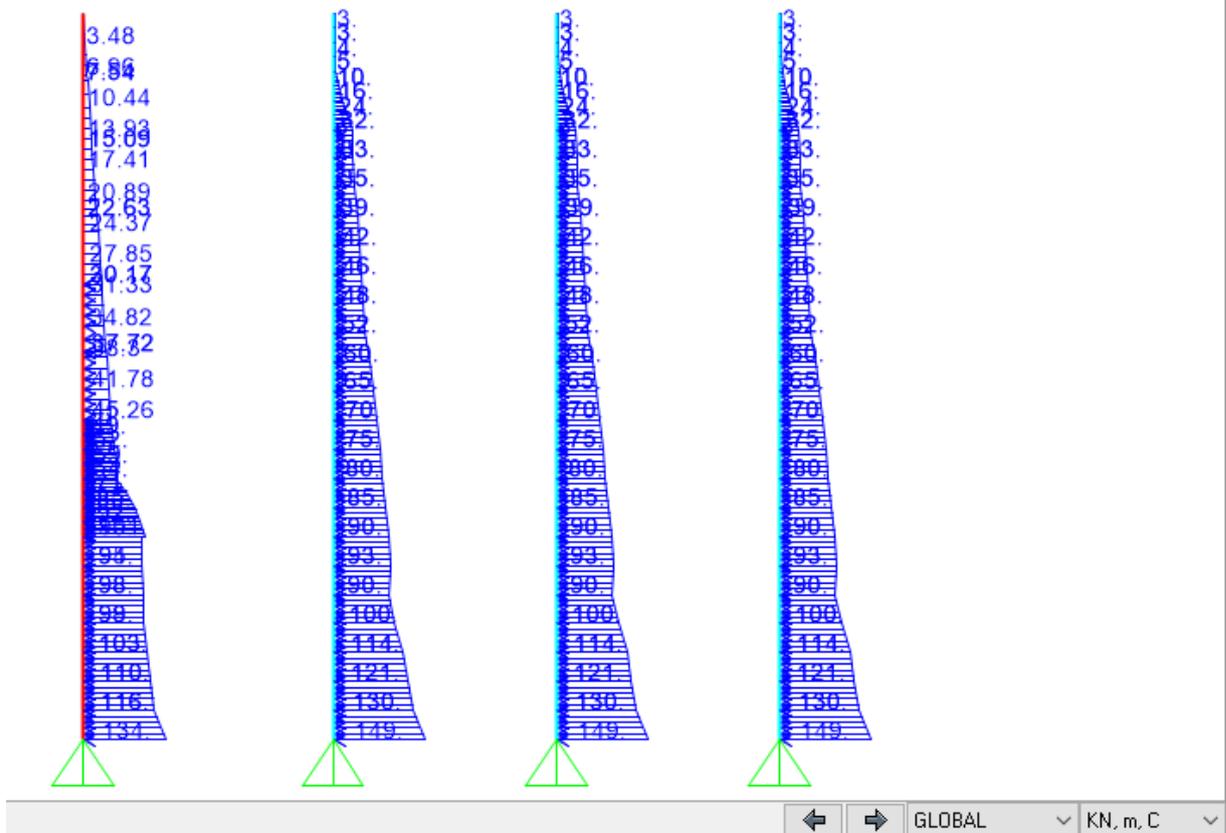


Figura 50 – Representação gráfica dos diagramas de empuxo provenientes do output do software Plaxis aplicados na estaca-prancha e estacas.

Nas figuras 51 e 52 será possível observar os deslocamentos e esforços em todos os elementos estruturais.

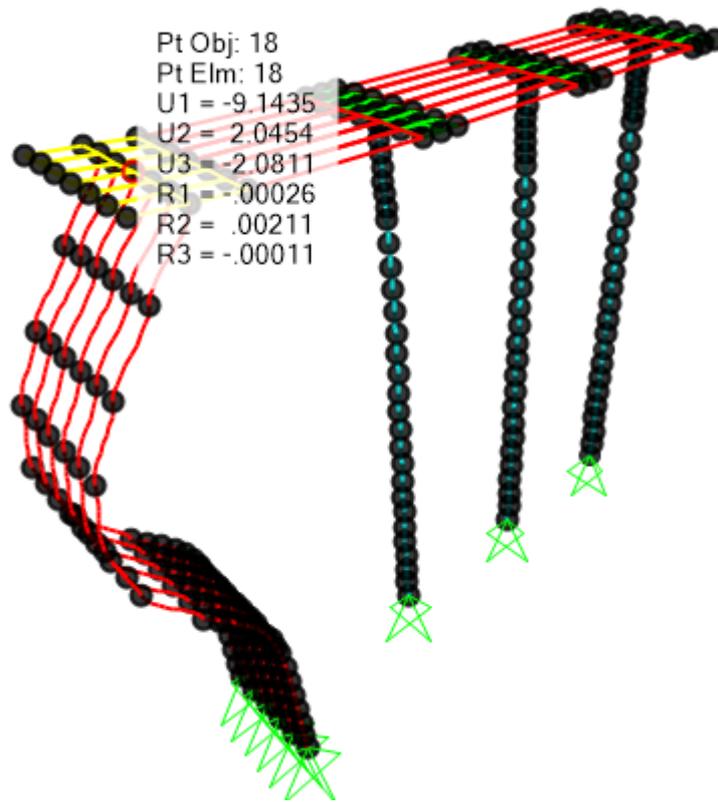


Figura 51 – Representação gráfica da estrutura deformada decorrente da escavação do lado mar – Deformação máxima = 9.14 mm

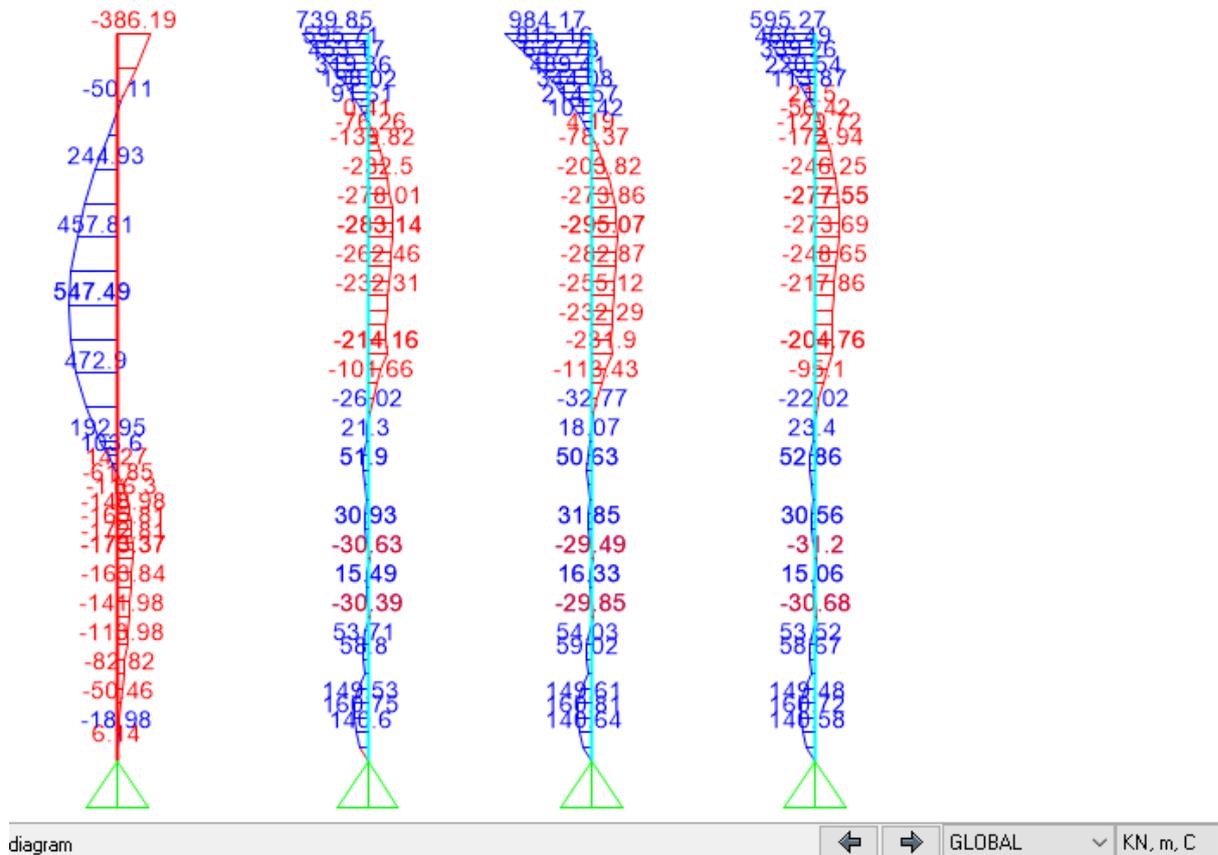


Figura 52 – Representação gráfica do momento fletor da estaca–prancha – Momento fletor máximo = 547,5 kN.m

3.4 Comparação entre as diferentes metodologias e resultados

Dois modelos numéricos foram utilizados na análise do presente estudo de caso. Uma das modelagens numéricas corresponde a um modelo efetuado no software Plaxis tendo como base de comportamento do solo o modelo constitutivo Mohr-Coulomb, enquanto o outro modelo foi efetuado no software SAP2000 tendo como base de comportamento do solo o modelo de molas por intermédio de curvas P-Y. Para obtenção da informação que caracteriza as molas por intermédio de curvas P-Y foi utilizado o output gerado pelo software PileLat, como demonstrado no item b do capítulo 3.3.

De acordo com os resultados apresentados nas Figuras 29, 30, 34, 35, 37, 38, 50 e 51 e reunidos na Tabela 14, pode-se observar que os deslocamentos horizontais

previstos pelo software Plaxis (17,2 mm) foram superiores aos previstos pelo SAP2000 (9,14 mm). Esta situação já tinha sido observada no Capítulo 2 referente à validação dos modelos, em que o software Plaxis apresentou maiores deslocamentos que os demais modelos numéricos e resultados analíticos. Acredita-se que a justificativa para a diferença de resultados seja similar à anteriormente apresentada no Capítulo 2. O fato de o Plaxis permitir apenas uma análise 2D do problema não leva em conta a forte componente 3D que existe na mobilização do solo envolvente das estacas conectadas à plataforma de alívio. Este fator influencia também os valores de momentos fletores na estaca-prancha e estacas conectadas à plataforma de alívio (Tabela 14). Para adoção em projetos, acredita-se que os valores ideais de deslocamento da estrutura global e momentos dos elementos estruturais estejam entre os intervalos de valores fornecidos por ambos softwares.

Tabela 14 – Comparação dos resultados de deslocamentos horizontais e momentos fletores máximos entre os softwares Plaxis e SAP2000

Software	SAP2000	Plaxis
Deslocamentos medidos na laje da estrutura (mm)	9.14	17.2
Momento fletor máximo na estaca-prancha (kN.m)	547.5	669.9
Momento fletor máximo na estaca lado terra (kN.m)	595.3	228.8

Segundo CHANG (2006), o valor máximo de deslocamento horizontal não deverá ser superior a 0,5% da altura da escavação. Tendo em conta que o presente estudo de caso possui 14 metros de escavação, o valor de deslocamento máximo será de 28mm. O maior deslocamento obtido na análise efetuada nos dois softwares é de 17,2 mm, sendo este valor inferior ao valor limite admissível.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1 Introdução

É importante para o profissional de engenharia conhecer os condicionantes presentes em um problema de interação solo-estrutura. Sabe-se que devido à complexidade deste tipo de problema, várias teorias são apresentadas sendo corroboradas por ensaios e softwares específicos de engenharia.

O objetivo deste trabalho foca na avaliação estrutural global de um cais de paramento fechado com estacas-prancha e plataforma de alívio recorrendo-se a softwares que apresentam métodos de análise computacional distintos, mas que se podem complementar. Ensaios em laboratório e medições em campo permitem aferir com mais precisão os resultados ou calibragem dos modelos matemáticos utilizados.

4.2 Conclusões

A análise dos resultados numéricos obtidos nos diversos modelos propostos permitiu algumas conclusões importantes:

- A melhor forma de analisar a interação solo-estrutura é considerar o solo como um meio contínuo. Os casos de estudo apresentados conduzem à conclusão de que existe uma componente 3D importante para o caso de estacas carregadas lateralmente, isto porque o solo circundante da estaca representa um papel ativo de oposição à carga aplicada.
- A representação do solo por elementos de molas “Multilinear Elastic Link” caracterizados por curvas P-Y, apresenta-se como uma alternativa satisfatória à formulação do solo como meio contínuo, como se pôde constatar nos resultados que se apresentaram muito próximos aos resultados analíticos e aos do software PileLat no capítulo 2.1 de validação do modelo.
- A partir dos resultados do modelo numérico do Plaxis, foi possível entender que as tensões no solo e consequentes deslocamentos do maciço do solo

são elevados ao ponto de provocar a plastificação do mesmo. Esta constatação reforça a ideia de que a melhor forma de representação de um solo será tendo em conta o seu comportamento não linear. O modelo constitutivo Mohr-Coulomb do software Plaxis e os elementos “Multilinear Elastic Link” do software SAP2000 caracterizados por curvas P-Y, são ambos indicados para modelagem de solos.

- O método de Bowles permite obter resultados aceitáveis e tem como principal vantagem a consideração de aumento de rigidez das molas em função da profundidade juntamente com a simplicidade de cálculo. Este método poderá ser utilizado para modelagem do solo apenas quando a estrutura apresenta pequenos deslocamentos, configurando o patamar de rigidez elástica linear do solo. Para adquirir sensibilidade na escolha de uma modelagem linear ou não linear de um solo, aconselha-se investigar os deslocamentos das estruturas quando submetidas a cargas horizontais e posteriormente avaliar em qual domínio de deslocamentos o solo se encontra, se pequenos deslocamentos (análise linear) ou grandes deslocamentos (análise não linear).
- A não linearidade física do solo deve-se à não proporcionalidade entre carga aplicada num solo e consequente deslocamento. Esta propriedade impacta diretamente na resistência do solo e nos esforços existentes nas estacas em contato com o solo. Por isso pode-se concluir que uma correta avaliação dos esforços nas estacas depende da correta caracterização do solo, usualmente denominada interação solo-estrutura.

4.3 Trabalhos futuros

Sugere-se uma extensão da investigação numérica da influência da modelagem 3D de um cais de paramento fechado com estaca-prancha e plataforma de alívio no software Plaxis 3D e posterior comparação com os dados obtidos no software SAP2000.

De forma a obter uma resposta e interação solo-estrutura mais detalhada sugere-se também a inclusão dos seguintes parâmetros:

a) Inclusão dos critérios relativos às curvas t-z e q-z no modelo numérico de SAP2000;

b) Inclusão do critério relativo ao aumento do módulo de elasticidade do solo em função da profundidade no modelo numérico de Plaxis;

c) Características dos parâmetros de deformação e resistência dos solos em obras de portos.

c) Efeitos P-Delta para elementos estruturais comprimidos quando não confinados por solo competente.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 9782 (1987). Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais. Rio de Janeiro, ABNT, 1987.
- [2] Agerschou, H.; Lundgren, H.; Sorensen, T.; Ernst, T.; Korsgaard, J.; Schmidt, L. R.; Chi, W. K. – Planning and Design of Ports and Marine Structures, 1983.
- [3] Anastasia Karamperidou, Parametric Analysis of Quay Walls with Relieving Platform, by means of Elastic Supported Beam and Finite Element Method”.
- [4] ANUÁRIO ESTATÍSTICO PORTUÁRIO, Brasília, Empresa de Portos do Brasil - PORTOBRÁS, Serviço de Planejamento, 1976, anual.
- [5] ARCELORMITTAL, Estacas Pranchas Metálicas Laminadas a Quente: Catálogo Geral 2010. 2010. Disponível em <<http://sheetpiling.arcelormittal.com/page/index/name/cad-download>>. Acesso em: 11 abr. 2016.
- [6] ARCELORMITTAL, Piling Handbook. 9th Edition, Luxembourg, Imprimerie Centrale, 2016
- [7] BOWLES, J. E. Foundation analysis and design. 2nd Edition. New York, McGraw Hill, 1977.
- [8] Bruna Fernandes Basile, Verificação Estrutural de Estaca-Prancha de Aço em Obras Portuárias.
- [9] Carl A. Thoresen; “Port Design – Guidelines and Recommendations”, Tapir Publishers 1988
- [10] Chang Yo- Ou, Deep Excavation – Theory and Practice 2006

- [11] EAU 2004; “Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways”.
- [12] Fabio Dollinger Fanti, Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais de contêineres.
- [13] Ida Folke Moler, Laterally Loaded Monopile in Dry and Saturated Sand – Static and Cyclic Loading Experimental and Numerical Studies.
- [14] Jayme Mason, Obras Portuárias 1982
- [15] José Wellington Santos de Vargas, Estudo da interação solo-estrutura em cortinas flexíveis com um nível de ancoragem.
- [16] Pedro Jorge Borges de Sousa Meneses, Grupos de estacas sob Ações Horizontais.
- [17] PLAXIS manual; “PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, version 8”
- [18] PRAKASH, S., SHARMA H. D., 1990, Pile Foundations in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
- [19] Priscila de Christian, Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos.
- [20] ROM 0.5-05, Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuárias.
- [21] Ruwan Rajapakse, Pile design and construction Rules of Thumb
- [22] Yasser Khodair, and Ahmed Adbel-Mothi, Numerical Analysis of Pile – Soil Interaction under Axial and Lateral Loads

- [23] TSINKER, G.P. Handbook of port and harbor engineering: geotechnical and structural aspects. 1st Edition. New York, Chapman & Hall, 1997.
- [24] VELLOSO E LOPES, Fundações vol. 2, Oficina do texto

APÊNDICE A – Calculo de K_s segundo o método de Bowles (1997)

APÊNDICE B – Cálculo da capacidade geotécnica da estaca