Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS COMO FERRAMENTA DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM UM CAIS NA CIDADE DE RIO GRANDE - RS

Dissertação de:
Pedro da Fontoura Martins

Orientador:
Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Novembro de 2021

Dissertação - PPGEO – FURG

Pedro da Fontoura Martins

Mestre em Engenharia Oceânica

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

.....

Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do PPGEO

Banca examinadora:

.....

Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
Orientador — PPGEO/FURG

.....

Prof. Dr. Antônio Marcos De Lima Alves
Membro Externo — EE/FURG

.....

Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Membro Interno — PPGEO/FURG

.....

Prof. Dr. Pablo Cesar Trejo Noreña
Membro Externo— UNI

Rio Grande, 08 de novembro de 2021

N471m da Fontoura Martins, Pedro.
Dissertação do PPGEO / Pedro da Fontoura Martins – 2021.
147 f.

Métodos dos Elementos Finitos Como Ferramenta de Análise da Interação Solo-Estrutura em um Cais na Cidade de Rio Grande - RS – Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande/RS, 2021.
Orientador: Dr. Diego de Freitas Fagundes.

1. Interação solo-estrutura 2. Fundações profundas 3. PLAXIS 2D I. de Freitas Fagundes, Diego II Método dos Elementos Finitos Como Ferramenta de Análise da Interação Solo-Estrutura em um Cais na Cidade de Rio Grande - RS .

CDU 620.91

Catalogação na Fonte:

O problema do mundo de hoje, é que as pessoas inteligentes estão cheias de dúvidas, enquanto as pessoas idiotas estão cheias de certezas!
Bertrand Russell

Agradecimentos

Ao longo de minha trajetória como mestrando do PPGEO, diversas pessoas foram de extrema importância para minha continuidade e por chegar a esse momento. Dentre essas pessoas, gostaria de agradecer à minha família, especialmente Mozart e Tânia, por me incentivar e me dar o suporte necessário em momentos nos quais pensei em largar tudo.

Um especial agradecimento à minha namorada Laura, por me confortar nos dias difíceis, incentivar nos dias de desânimo e ser além de namorada, ombro amigo nos momentos constantes de desabafo.

Aos meus colegas, por tornarem essa caminhada mais leve, com nossas reuniões de estudos engraçadas, almoços mais saborosos, provas mais tranquilas e por dividir os (muitos) momentos de tensão ao longo dos anos, seja presencialmente ou a distância.

Agradeço também à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Universidade Federal do Rio Grande (FURG), especialmente ao PPGEO e Escola de Engenharia, por proporcionarem as condições necessárias para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Resumo

Pedro da Fontoura Martins

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS COMO FERRAMENTA DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM UM CAIS NA CIDADE DE RIO GRANDE - RS

Durante a vida útil de projeto, as estruturas de acostagem sofrem diversos tipos de solicitação como esforços de amarração e atracação, peso próprio da estrutura e carregamentos externos devido a ação de diferentes maquinários. Por se tratarem de estruturas de grande porte e com elevado nível de complexidade, a análise através de métodos numéricos é uma das soluções mais viáveis para entender o comportamento da interação entre o solo e a estrutura muitas vezes negligenciado nos projetos. O presente trabalho apresenta uma análise da interação solo-estrutura nas estacas da fundação de um cais hipotético baseado no projeto do cais do estaleiro Honório Bicalho na cidade de Rio Grande. Para tal, foi utilizado o método de elementos finitos (MEF) através da ferramenta computacional PLAXIS 2D. Na implementação do modelo, foram verificadas as características de projeto do cais e as solicitações às quais a estrutura é submetida ao longo de sua vida útil. As características do solo do local de estudo foram avaliadas através dos resultados da campanha de ensaios SPT realizada no local e complementadas pelos resultados de ensaios de CPTu e Vane test. Os parâmetros geotécnicos foram estimados com base em conjunto de métodos sugeridos pela literatura. Devido a variabilidade encontrada na obtenção desses parâmetros, foi executado um estudo de sensibilidade para avaliar a influência dos parâmetros geotécnicos nos valores dos esforços e deformações das estacas do cais obtidos nos modelos numéricos. Com isso, foi observado que a resistência não drenada e o módulo de elasticidade das camadas argilosa tinham a maior influência nos resultados. Por fim, um estudo paramétrico analisou a variabilidade das características do solo local e diferentes cenários de cargas atuantes na estrutura do cais. A utilização do software PLAXIS 2D permitiu que fossem geradas curvas relativas ao deslocamento vertical e horizontal das estacas do cais, assim como das tensões axiais, esforço cortante e momentos na estrutura. Os resultados mostram uma grande variabilidade nas deformações e os esforços gerados ao longo das estacas em função dos diferentes parâmetros geotécnicos adotados. Em alguns modelos a multiplicação dos valores do módulo de elasticidade em três vezes pode acarretar em redução de 26,6% no momento fletor máximo de uma estaca e de redução de até 93,2% no resultado dos recalques. Já o aumento de resistência não drenada de 30 kN/m² para 80 kN/m² apresentou variação de até 66,3% no deslocamento horizontal das estacas e de 68% no esforço cortante em determinadas estacas da estrutura, evidenciando a importância da escolha dos parâmetros geotécnicos para o projeto.

Palavras-chave: Interação Solo-Estrutura. Método dos Elementos Finitos. Fundações Profundas. Estacas. PLAXIS 2D.

Abstract

Pedro da Fontoura Martins

FINITE ELEMENTS METHOD AS A TOOL FOR ANALYSIS OF THE SOIL-STRUCTURE INTERATION IN A WHARF IN THE CITY OF RIO GRANDE – RS

During their project lifetime, mooring structures suffer different types of loads. Among these, mooring forces, self-weight of the structure and external loads due to the presence of machinery. As they are structures with a high level of complexity and are generally large, numerical methods are the most viable solution to analyze their behavior. When performing a conventional analysis of the transmission of stresses in the structure, the stresses caused on the superstructure by foundation displacements are often overlooked. This displacement can occur due to the interaction that takes place between the foundation and the soil in which it is inserted. The present work presents an analysis of the soil-structure interaction in the foundation piles of a wharf inspired by the Honório Bicalho shipyard in the city of Rio Grande. To perform this analysis, finite element method was used through the PLAXIS 2D software. The use of the finite element method allows modeling the soil as a continuous medium, making it possible to simulate its stratification and possible stress redistribution on the structure. The soil characteristics of the study site were determined using the results of the SPT test campaign carried out at the site and complemented by the results of the CPTu and Vane test. The geotechnical parameters were estimated based on a set of methods suggested by the literature. Due to the variability in these parameters, a sensitivity study was carried out to evaluate the influence of geotechnical parameters on the values of stresses and deformations of the wharf piles obtained in the numerical models. Thus, it was observed that the undrained strength and the modulus of elasticity of the clayey layers had the greatest influence on the results. Finally, a parametric study analyzed the variability of local soil characteristics and different load scenarios acting on the wharf structure. The use of the PLAXIS 2D software allowed the generation of curves related to the vertical and horizontal displacement of the piles, as well as the axial stresses, shear force and moments in the structure. The results show a great variability in the deformations and the stresses generated along the piles as a result of the different geotechnical parameters adopted. In some models, multiplying the modulus of elasticity values three times can result in a reduction of 26.6% in the maximum bending moment of a pile and a reduction of up to 93.2% in the result of settlements. The increase in undrained strength from 30 kN/m² to 80 kN/m² presented a variation of up to 66.3% in the horizontal displacement of the piles and 68% in the shear force in certain piles of the structure, showing the importance of the choice of the geotechnical parameters for the project.

Key-words: Soil-Structure Interaction. Finite Element Method. Deep Foundations. Piles. 2D PLAXIS.

Sumário

Página

1. Introdução **1**
1.1. Relevância e Justificativa 2
1.2. Objetivos 3
1.2.1. Objetivos Gerais 3
1.2.2. Objetivos Específicos 3
1.3. Organização da Dissertação 3

2. Fundamentação Teórica **5**
2.1. Portos e Estruturas Portuárias 5
2.1.1. Portos 5
2.1.2. Obras de acostagem 6
2.2. Esforços Solicitantes em Cais Portuários 7
2.3. *Standard Penetration Test* e Suas Correlações 8
2.3.1. Classificação dos solos 11
2.3.2. Peso específico dos solos 12
2.3.3. Ângulo de atrito 13
2.3.4. Módulo de elasticidade 13
2.3.5. Coesão 14
2.3.6. Resistência não drenada 14
2.3.7. Coeficiente de Poisson 15
2.4. Interação Solo-estrutura 15
2.5. Modelo de Análise do Solo 18
2.5.1. Modelo de meio discreto 18
2.5.2. Modelo de meio contínuo 19
2.6. Método dos Elementos Finitos 19
2.6.1. Tipos de elementos finitos em análises bidimensionais 20
2.6.2. Relações de tensão-deformação 21
2.7. Software Plaxis 23
2.7.1. Relações constitutivas dos materiais 24
2.7.2. Estruturas 31
2.7.3. Interfaces 33
2.7.4. Malha 35
2.7.5. Construção em estágios 37

3. Estudo de caso **38**
3.1. O Local de Estudo 38
3.2. O Projeto 40
3.3. Características das Estacas 42

3.4. Carregamentos adotadas no projeto ____ 43
3.5. Perfil Geotécnico do Local ____ 43
3.5.1. Características da extensa camada argilosa presente no local ____ 44
3.5.2. Perfil de sondagem do ensaio SPT SP-01 ____ 46

4. Características do modelo numérico **51**
4.1 Propriedades geotécnicas do modelo numérico ____ 51
4.2 Propriedades das estruturas no modelo numérico ____ 53
4.2.1 Adaptação do problema 3D para um estado de plano deformação ____ 55
4.3 Definição e análise da malha de elementos finitos ____ 57
4.4 Construção em estágios ____ 62

5. Estudo paramétrico **63**
5.1. Determinação do Módulo de Elasticidade dos Solos ____ 63
5.2. Determinação da Resistência Não Drenada ____ 64
5.3. Características do modelo numérico ____ 64
5.4. Resultados do estudo paramétrico ____ 66
5.4.1. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 1 ____ 70
5.4.2. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 2 ____ 77
5.4.3. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 3 ____ 80
5.4.4. Análise do estudo paramétrico para a Estaca 4 ____ 82

6. Resultados da modelagem **85**
6.1 Considerações iniciais ____ 85
6.2 Resultados utilizando carga distribuída (M1 a M4) ____ 87
6.3 Resultados utilizando carga distribuída e de atracação (M5 a M8) ____ 93
6.4 Resultados utilizando carga distribuída, atracação e de guindaste (M9 a M12) ____ 95
6.5 Resultados para estacas assentadas na última camada de areia ____ 98

7. Conclusão **100**

Lista de Figuras

Página

Figura 2.1: Exemplos de cais de paramento fechado com estacas prancha (a) e de gravidade (b). 6

Figura 2.2: Exemplo de cais de paramento aberto com talude. 7

Figura 2.3: Exemplo de cais de paramento aberto com estaqueamento inclinado. Fonte: Alfredini e Arasaki (2009). 7

Figura 2.4: Ações em estruturas acostáveis. 8

Figura 2.5: Esquema de montagem ensaio SPT. 9

Figura 2.6: Amostrador padrão do ensaio SPT. 10

Figura 2.7: Modelo convencional de cálculo. 16

Figura 2.8: Métodos de análise ISE. 17

Figura 2.9: Exemplo do fracionamento de elementos. 20

Figura 2.10: Tipos de elementos finitos em análises bidimensionais. 21

Figura 2.11: Elementos distorcidos. 21

Figura 2.12: Algoritmos utilizados em problemas não lineares. 22

Figura 2.13: Conceituação básica do modelo de Mohr-Coulomb. 27

Figura 2.14: Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (c=0). 28

Figura 2.15: Diagrama de tensão normal x tensão cisalhante. 30

Figura 2.16: Aplicações mas quais placas, ancoragens e interfaces são utilizadas. 31

Figura 2.17: Posições dos nós e pontos de tensão nos elementos de placa de 3 e 5 nós. 32

Figura 2.18: Distribuição de nós e pontos de tensão em elementos de 6 nós (a) e 15 nós (b). 33

Figura 2.19: Identificação do sistema de interfaces. 34

Figura 2.20: Demonstração das tensões sem (a), e com prolongamento das interfaces (b). 35

Figura 2.21: Tipos de elementos e seus pontos de tensão. 36

Figura 3.1: Localização da cidade de Rio Grande no Rio Grande do Sul. 38

Figura 3.2: Localização da área de atuação da empresa de montagem. 39

Figura 3.3: Cais portuário estudado. 39

Figura 3.4: Esquematização das plataformas e suas dimensões. 40

Figura 3.5: Identificação das plataformas. 40

Figura 3.6: Esquema longitudinal da segunda plataforma de montagem. 41

Figura 3.7: Estaqueamento da plataforma de load in/out e primeira plataforma de ligação. 41

Figura 3.8: Estaqueamento da segunda plataforma de ligação e das plataformas de montagem. 42

Figura 3.9: Localização dos ensaios SPT realizados. 44

Figura 3.10: Perfil geotécnico do Cais 1. 44

Figura 3.11: Macro camadas de solo presentes na região portuária de Rio Grande. Fonte: Dias et al. (2010). 45

Figura 3.12: Valores de S_u na região do Estaleiro Honório Bicalho. 46

Figura 3.13: Perfil SPT 01 da profundidade de 0,0 m a -17,0 m. 47

Figura 3.14: Perfil SPT 02 da profundidade de -17,0 m a -34,0 m. 48

Figura 3.15: Perfil SPT 03 da profundidade de -34,0 m até o impenetrável. Fonte: Estasul (2011). 49

Figura 3.16: Variação do N_{spt} de acordo com a profundidade. 50

Figura 4.1: Modelo do solo. 53

Figura 4.2: Modelo plano deformação (Fonte: adaptado de Ryltenius, 2011). 55

Figura 4.3: Identificação da área entre estacas em planta. 56

Figura 4.4: Modelo e detalhamento dos solos e estruturas. 57

Figura 4.5: Definição da malha automática como média. 57

Figura 4.6: Variação do esforço axial máximo com o refinamento do modelo. 59

Figura 4.7: Variação do esforço cortante máximo com o refinamento do modelo. 59

Figura 4.8: Variação do momento fletor máximo com o refinamento do modelo. 60

Figura 4.9: Variação do recalque máximo com o refinamento do modelo. 60

Figura 4.10: Malha de elementos finitos do modelo e detalhamento do cais. 61

Figura 4.11: Análise de qualidade da malha através do PLAXIS. 61

Figura 4.12: Dimensão dos elementos na malha. 62

Figura 4.13: Etapas de cálculo (elementos em cinza desativados). 62

Figura 5.1: Modelo utilizado no estudo paramétrico: a) modelo global com indicação das camadas de solo; b) detalhamento com indicação dos elementos estruturais e carregamentos considerados. 65

Figura 5.2: Modelo deformado MP7. 66

Figura 5.3: Comportamento dos deslocamentos horizontais no MP7: a) visão global com sombreamento de cores; b) detalhamento da região do cais com linhas de contorno. 67

Figura 5.4: Comportamento dos deslocamentos verticais no MP7: a) visão global com sombreamento de cores; b) detalhamento da região do cais com indicação de setas de deslocamento. 68

Figura 5.5: Deformações nas quatro estacas do modelo MP1 ao longo da profundidade; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 69

Figura 5.6: Esforços atuantes nas quatro estacas do modelo MP1 ao longo da profundidade; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor. 70

Figura 5.7: Esforços atuantes na estaca E1 do modelo MP7 ao longo da profundidade; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor. 71

Figura 5.8: Deslocamentos ocorrendo na estaca ao longo da profundidade. 71

Figura 5.9: Comparação entre os esforços atuantes na estaca E1 ao longo da profundidade para os modelos MP1, MP2 e MP3; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor. 72

Figura 5.10: Comparação entre os esforços atuantes na estaca E1 ao longo da profundidade para os modelos MP1, MP4 e MP7; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor. 73

Figura 5.11: Comportamento do resultado do esforço axial máximo com variação do Su na E1. 75

Figura 5.12: Comportamento do resultado do momento fletor máximo com variação do Su na E1. 75

Figura 5.13: Comportamento do resultado do deslocamento horizontal máximo com variação do Su na E1. 76

Figura 5.14: Comportamento do resultado do deslocamento vertical máximo com variação do Su na E1. 76

Figura 5.15: Comportamento do resultado do esforço cortante máximo com variação do Su na E1. 77

Figura 5.16: Comparação entre os esforços atuantes na estaca E2 ao longo da profundidade para os modelos MP4, MP5 e MP6; a) esforço axial; b) esforço cortante; c) momento fletor. 77

Figura 5.17: Comparação entre os deslocamentos na estaca E2 ao longo da profundidade para os modelos MP2, MP5 e MP7; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 78

Figura 5.18: Comportamento da resistência não drenada x momento fletor máximo na E2. 79

Figura 5.19: Comportamento da resistência não drenada x esforço cortante máximos na estaca E2. 80

Figura 5.20: Comportamento do esforço cortante da estaca E3 no MP4, MP5 e MP6. 81

Figura 5.21: Comportamento da resistência não drenada x esforço cortante máximo na estaca E3. 82

Figura 5.22: Comportamento do esforço cortante da estaca E3 no MP4, MP5 e MP6. 83

Figura 5.23: Comportamento da resistência não drenada x esforço cortante máximo na E4. 83

Figura 5.24: Comportamento do deslocamento vertical x módulo de elasticidade na E4. 84

Figura 6.1: Deslocamentos ao longo da profundidade na estaca E1 no modelo M1; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 87

Figura 6.2: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M1; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 88

Figura 6.3: Resultados de tensões na estaca E1 ao longo da profundidade no modelo M1; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor. 89

Figura 6.4: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M1; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor. 90

Figura 6.5: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M2; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 90

Figura 6.6: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M3; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor. 91

Figura 6.7: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M5; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 94

Figura 6.8: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M3; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor. 95

Figura 6.9: Deslocamentos ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M9; a) deslocamento vertical; b) deslocamento horizontal. 97

Figura 6.10: Tensões ao longo da profundidade nas estacas E1, E2, E3 e E4 no modelo M9; a) tensão vertical; b) esforço cortante; c) momento fletor. 98

Lista de Tabelas

Página

Tabela 2.1: Classificação de solos de acordo com N_{spt} (Fonte: NBR-6484, 2001). _ 11

Tabela 2.2: Peso Específico Saturado em solos arenosos (Fonte: Bowles, 1997).___ 12

Tabela 2.3: Peso Específico Saturado em solos argilosos (Fonte: Bowles, 1997). __ 12

Tabela 2.4: Peso específico para solos arenosos (Fonte: Godoy, 1972). _____ 12

Tabela 2.5: Peso específico para solos coesivos (Fonte: Godoy, 1972)._____ 13

Tabela 2.6: Módulo de elasticidade (E) dos materiais (Fonte: Bowles, 1997)._____ 13

Tabela 2.7: Coesão de argilas (Fonte: Bowles, 1997). _____ 14

Tabela 2.8: Coeficiente de Poisson de acordo com o tipo de solo (Fonte: Teixeira e Godoy, 1996). _____ 15

Tabela 2.9: Aplicabilidade dos modelos de acordo com o material (Fonte: Brinkgreve e Broero, 2004)._____ 24

Tabela 2.10: Aplicabilidade dos modelos de acordo com a aplicação (Fonte: Brinkgreve e Broero, 2004). _____ 25

Tabela 2.11: Aplicabilidade dos modelos de acordo com o tipo de carregamento (Fonte: Brinkgreve e Broero, 2004)._____ 25

Tabela 3.1: Comprimento sugerido de estacas para o cais (Fonte: Adaptado de Projeto Conceitual Estaleiro Rio Grande, 2011)._____ 42

Tabela 3.2: Profundidade e tipo de solo presente no local. _____ 50

Tabela 4.1: Propriedades das camadas de solo utilizadas no modelo inicial. _____ 52

Tabela 4.2: Propriedades do aterro hidráulico. _____ 52

Tabela 4.3: Propriedades das estacas no modelo plano deformação. _____ 56

Tabela 4.4: Propriedades da plataforma no modelo plano deformação._____ 56

Tabela 4.5: Informações de refinamento de malha._____ 58

Tabela 5.1: Estimativa de *E* com base nos valores do ensaio SPT_____ 63

Tabela 5.2: Estimativa do S_u com base nos valores do ensaio SPT._____ 64

Tabela 5.3: Resumo das propriedades do solo no estudo paramétrico. _____ 65

Tabela 5.4: Resumo propriedades do solo no estudo paramétrico_____ 65

Tabela 5.5: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E1. _____ 74

Tabela 5.6: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E2. _____ 78

Tabela 5.7: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E3. _____ 80

Tabela 5.8: Resultados de esforços e deslocamentos na estaca E4. 82

Tabela 6.1: Valores sugeridos para o coeficiente de interação R_{inter} (Fonte: Brinkgreve e Shen, 2011). 86

Tabela 6.2: Modelos gerados para análise de parâmetros. 87

Tabela 6.3: Resultados de esforço axial de acordo com a correlação aplicada. 91

Tabela 6.4: Resultados de esforço cortante e momento fletor de acordo com a correlação aplicada. 92

Tabela 6.4: Resultados deslocamentos de acordo com a correlação aplicada.Correlação 92

Tabela 6.6: Resultados de esforço axial no de acordo com a correlação aplicada. 93

Tabela 6.7: Resultados de esforço cortante e momento fletor de acordo com a correlação aplicada. 93

Tabela 6.8: Resultados deslocamentos de acordo com a correlação aplicada. 94

Tabela 6.9: Resultados de tensão axial, esforço cortante e momento fletor de acordo com a correlação aplicada. 96

Tabela 6.10: Resultados deslocamentos de acordo com a correlação aplicada. 97

Lista de Símbolos

γ_{sat}	Peso específico saturado [kN/m^3].
γ	Peso específico [kN/m^3].
ϕ	Ângulo de atrito [º].
E	Módulo de elasticidade [MPa].
c	Coesão [kN/m^2].
S_u	Resistência não-drenada [MPa].
ν	Coeficiente de Poison.
Ψ	Ângulo de dilatância [º].
R_{inter}	Fator de redução de resistência de interface.

Lista de Siglas

CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.
FURG	Universidade Federal do Rio Grande.
SPT	Standard Penetration Test
N_{SPT}	Índice de Resistência à Penetração do Solo
NBR	Norma Brasileira
ISE	Interação Solo-Estrutura
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos

1. Introdução

Com a constante modernização dos softwares e dos modelos constitutivos referentes aos métodos numéricos, a aplicação dessa ferramenta na engenharia civil torna possível a análise de projetos mais precisa e fidedigna aos esforços e situações as quais estão sujeitas as estruturas. O avanço das ferramentas computacionais nos últimos anos tornou possível simulações de estruturas complexas, trazendo resultados otimizados e que auxiliam os engenheiros a melhor compreender os problemas analisados.

Usualmente em projetos estruturais a interação entre superestrutura e a infraestrutura é desprezada, sendo considerado um sistema de apoios rígidos e indeslocáveis entre ambas. Porém, esse comportamento não condiz com a realidade, pois os esforços gerados na interação das estruturas com o solo podem acarretar em uma redistribuição de tensões na mesma. Outro ponto importante é a carência de investigação geotécnica adequada para o adequado projeto das fundações, acarretando em estimativas errôneas dos parâmetros geotécnicos e influenciando diretamente nos valores dos esforços e deformações calculados.

Tendo em vista a complexidade e variabilidade dos esforços aos quais estão submetidas as fundações de obras de acostagem do porto de Rio Grande, torna-se essencial um maior aperfeiçoamento no estudo da interação entre o solo e as estacas das fundações das estruturas costeiras. Desta forma, para um melhor entendimento destes processos de interação, é importante analisar as características do solo da região, assim como os efeitos que podem gerar nas estruturas.

O presente trabalho estuda a interação solo-estrutura nas fundações profundas de um cais hipotético baseado no projeto do cais portuário Honório Bicalho através de modelos numéricos utilizando o software de elementos finitos PLAXIS 2D. Esse tipo de abordagem permite simular numericamente situações mais realísticas e representativas do problema estudado, avaliando de maneira detalhada a influência da interação destes elementos nos deslocamentos e esforços atuantes na estrutura. Foi realizado um estudo paramétrico avaliando a variabilidade dos parâmetros geotécnicos estimados através de diferentes propostas encontradas na literatura. Esse estudo avaliou a sensibilidade dos esforços e deformações que ocorrem na estrutura analisada. Os resultados focam na análise das tensões axiais, momentos fletores, esforço cortante, e deslocamentos verticais e horizontais em 4 estacas de uma seção escolhida da estrutura do cais analisado.

Após o estudo paramétrico, diferentes modelos foram gerados utilizando parâmetros de solo pré-definidos e distintos cenários de carregamentos. Através desses modelos, foram analisados os resultados de esforços e tensões atuantes nas estacas.

1.1. Relevância e Justificativa

Terminais portuários são de grande importância para a logística multimodal, sendo responsáveis por escoar quase a totalidade das produções nacionais para países estrangeiros. O porto do Rio Grande é o terceiro porto nacional que mais movimenta cargas em geral e, de acordo com Alfredini e Arasaki (2014), se encontra na segunda posição dentre os portos brasileiros que mais movimentam TEU's (unidades equivalentes de containers).

Privilegiado por aspectos geográficos, o Porto do Rio Grande está entre os mais importantes portos do continente americano em produtividade, oferecendo serviços ágeis e de qualidade, sendo considerado assim o segundo porto mais importante do país para o desenvolvimento do comércio internacional. Além de contar com cais extensos e infraestrutura adequada aos padrões internacionais, outra grande vantagem do Porto de Rio Grande é a disponibilidade de uma malha multimodal e bem distribuída, compreendendo modais rodoviário, hidroviário, ferroviário e aeroportuário.

As estruturas portuárias devem ser construídas tomando-se diversas precauções, por sofrerem grandes solicitações devido às cargas externas (amarração, atracação, equipamentos de carga e descarga, etc.) e devido à agressividade de seu ambiente - mudança de temperatura, maré, ações do vento, exposição à água salgada. Segundo Barros (2012), no caso de obras de fundações a análise se torna mais dificultada devido ao fato de que, além da variabilidade dos materiais dos elementos estruturais, deve se também considerar a variabilidade da natureza do maciço geotécnico da fundação do local de estudo.

Ao realizar um estudo utilizando o MEF para modelar numericamente a estrutura do cais, pode-se compreender melhor as tensões e deslocamentos os quais as estacas da fundação estão sujeitas durante sua vida útil. Cenários distintos de carregamento foram modelados para que assim os deslocamentos e tensões nas estacas possam ser avaliados para diversas magnitudes de esforços sofridos.

Somando se ao estudo dos deslocamentos e tensões, realizar um estudo paramétrico a respeito das propriedades do solo do local auxilia os engenheiros a utilizar os melhores parâmetros ao serem projetadas as estruturas na região. Ter conhecimento das características do maciço geotécnico significa otimizar o projeto e execução das estruturas, evitando gastos financeiros e de tempo ao majorar desnecessariamente as fundações, ou até mesmo evitando danos e ruptura desse cais, ao serem subestimados as tensões as quais estão sendo exercidas sobre ele.

É importante salientar a importância da região portuária não só para o desenvolvimento econômico e social da cidade de Rio Grande, mas também para toda a região sul do Brasil. Estudar a interação solo-estrutura nas fundações executadas nos cais da região auxilia a melhor compreender o comportamento dessas estruturas e possibilita uma otimização na construção de futuras instalações.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Gerais

O objetivo geral deste trabalho é estudar a interação solo-estrutura presente nas fundações profundas do Cais 1 do Estaleiro Honório Bicalho, localizado na cidade de Rio Grande – RS. Para tal, um estudo paramétrico avaliou a sensibilidade dos esforços e deformações à variabilidade dos parâmetros geotécnicos adotados. Uma série de modelos numéricos utilizando o software de elementos finitos PLAXIS 2D foram propostos combinando diferentes valores de módulo de elasticidade e resistência não drenada das camadas de argila, assim como a aplicação de diferentes tipos de carregamentos na estrutura do cais.

1.2.2. Objetivos Específicos

A seguir são elencados os objetivos específicos do presente estudo:

a) estimar os parâmetros geotécnicos do local através dos resultados de um boletim de sondagem SPT e métodos encontrados na literatura;

b) elencar as camadas mais problemáticas do solo, estimando uma faixa de valores dos parâmetros os quais esse solo tenha uma variabilidade significativa para o estudo;

c) especificar valores de resistência não drenada e módulo de elasticidade para as camadas argilosas analisadas;

d) gerar 9 modelos numéricos com a finalidade de executar um estudo de sensibilidade dos parâmetros de Su e E, utilizando apenas uma carga uniformemente distribuída ao longo do cais;

e) fazer 12 modelos numéricos para um analise das resultantes de esforço axial, esforço cortante, momento fletor, deslocamento vertical e deslocamento horizontal nas estacas. Nesses modelos, diferentes cenários de carregamento serão utilizados, assim como serão variados os parâmetros geotécnicos pré-definidos.

1.3. Organização da Dissertação

Esta dissertação está organizada ao longo de sete capítulos, os quais irão apresentar desde um breve resumo referente aos estudos da interação solo-estrutura até os resultados obtidos ao longo desta pesquisa.

O capítulo dois apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos temas abordados nesta dissertação, como o método dos elementos finitos, interação solo estrutura, o software que será utilizado para a modelagem, propriedades geotécnicas, os modelos de abordagem utilizados, esforços presentes na estrutura e obras de acostagem.

No terceiro capítulo será exibida a estrutura a ser estudada, parâmetros geotécnicos do local, carregamentos avaliados pelo projeto estrutural inicial e informações sobre as estacas e sua disposição.

Já no quarto capítulo será demonstrado como foi realizada a modelagem numérica do problema, as ferramentas que foram necessárias para desenvolver o modelo, assim como as propriedades utilizadas para os materiais do solo e da estrutura.

Um estudo paramétrico será realizado no capítulo cinco, avaliando a influência dos parâmetros determinados no resultado final de tensões e deformações nas estacas do cais estudado.

Após realizada a modelagem e estudo dos parâmetros, no capítulo de número seis são apresentados os resultados obtidos através dos cálculos realizados pelo software para diferentes cenários de carregamentos. Informações a respeito de esforços e deslocamentos sofridos pela estrutura são analisados.

Após avaliar os resultados obtidos através dos modelos gerados, no capítulo sete serão apresentadas as conclusões a respeito dessas análises, assim como sugestões para trabalhos futuros.

2. Fundamentação Teórica

2.1. Portos e Estruturas Portuárias

2.1.1. Portos

O Brasil possui 7.367 km de linha costeira voltada para o Oceano Atlântico, que se ampliam para mais de 8.500 km considerando os recortes litorâneos. A implantação e melhoria das obras portuárias e acostáveis representa para o Brasil, com sua vasta extensão costeira e rotas fluviais, um fator de grande importância para ampliação e diversificação de transporte e logística. De uma forma geral, ao tomar a decisão da implantação de um projeto portuário, devem ser analisados os seguintes fatores para sua implementação: localização, função, natureza da ação hidrodinâmica na região, conformação topográfica, natureza do terreno, tipo de embarcações que irá receber e equipamentos que serão utilizados (Alfredini e Arasaki, 2009).

Ainda de acordo com Alfredini e Arasaki (2009), o conceito atual de porto está ligado a:

- Abrigo: condição primordial de proteção da embarcação-tipo de ventos, ondas, correntes, e que possa ter condições de acesso à costa, por meio de obra de acostagem que possua meios de amarração para evitar esforços de atracação durante a operação;

- Profundidade: deve ser suficiente para as dimensões da embarcação, tanto no canal de acesso, quanto das bacias portuárias e berços de acostagem;

- Área de retro porto: é indispensável área terrestre para movimentação de cargas;

- Acessos: para prover de forma eficiente a chegada e saída de materiais e pessoas, é necessário acesso terrestre (rodoviário, ferroviário e dutos), aquaviário e aeroviário;

- Impacto ambiental: a implantação do porto deve ser avaliada nos mínimos detalhes para evitar trazer implicações no meio físico e biológico adjacente. É necessário que se desenvolva um estudo de impacto ambiental e que o mesmo seja aprovado pelas agências responsáveis para que se desenvolvam novos portos.

Quanto a classificação dos portos, os portos podem ser agrupados segundo a sua natureza (que pode ser natural, se o porto exigir nenhuma ou poucas formas de melhoramento e defensas, ou artificial, nos quais são necessárias obras de acostagem, acesso e melhoramento de abrigo para as embarcações), segundo a sua localização (portos exteriores se localizam justamente na costa, interiores se localizam em estuários, lagunas e deltas e ainda há os portos ao largo, que se localizam distante da costa, muitas vezes não necessitando de abrigo) e ainda de acordo com sua utilização (portos de carga geral movimentam qualquer tipo de invólucro como sacaria, fardos, barris, caixas e bobinas em pequenas quantidades, enquanto que portos especializados movimentam predominantemente determinado tipo de carga, como granéis, containers, pesqueiros, militares etc.).

2.1.2. Obras de acostagem

De acordo com o tipo estrutural, pode-se caracterizar as obras portuárias como de estrutura contínua ou estrutura discreta. Em estruturas discretas, existe uma subdivisão em elementos particulares, que desempenham funções específicas como acostagem, suporte aos equipamentos, amarração e atracação de navios etc. Obras acostáveis com estrutura contínua normalmente são subdividas em cais de paramento fechado ou cais de paramento aberto. No primeiro caso, é executada uma cortina que permite a contenção do maciço de solo. Já em cais de paramento aberto essa contenção não existe (ou está omitida na parte posterior do cais), sendo a área sob a plataforma um talude que se estende desde o fundo do berço de atracação até a superfície (Mason, 1981).

Dentre a classificação de cais de paramento fechado, há uma subdivisão que diferencia cais de gravidade e cais executados com cortinas de estaca-prancha (figura 2.1). Os cais de gravidade utilizam o princípio estático de estruturas pesadas, podendo ser de muralhas de blocos e caixões de concreto (as quais são duráveis, porém exigem uma boa fundação e alto custo) e muralha de elementos celulares. Já os cais que utilizam cortina de estaca-prancha são compostos de estruturas leves, que podem ser executados na forma tradicional ou com plataforma de alívio, quando em solos fracos, com empuxo ativo e cargas elevadas sobre a plataforma de operação (Alfredini e Arasaki, 2009).

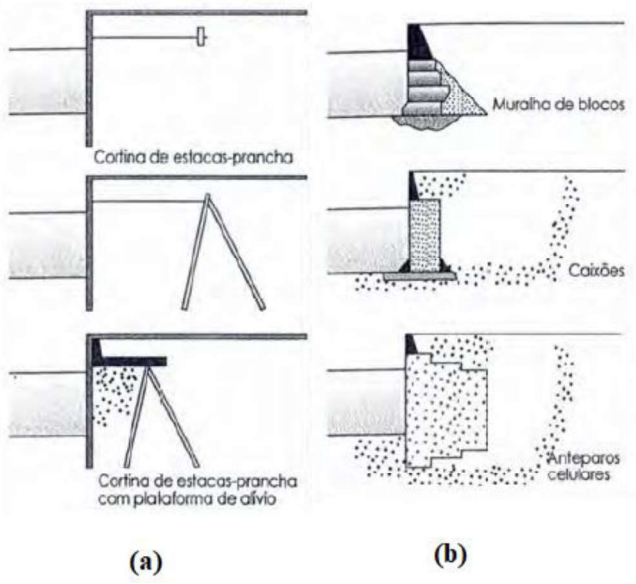


Figura 2.1: Exemplos de cais de paramento fechado com estacas prancha (a) e de gravidade (b).

Fonte: Alfredini e Arasaki (2009).

Cais de paramento aberto são as estruturas de acostagem mais utilizadas, e que tem como princípio serem estruturas leves as quais as cargas verticais são absorvidas por estacas inclinadas ou perpendiculares ao chão, enquanto os esforços horizontais são

absorvidos por tirantes, pelo solo aterrado ou estacas inclinadas. Na figura 2.2 e figura 2.3, podemos ver as características de um cais de paramento aberto com talude e estaqueamento vertical e inclinado.

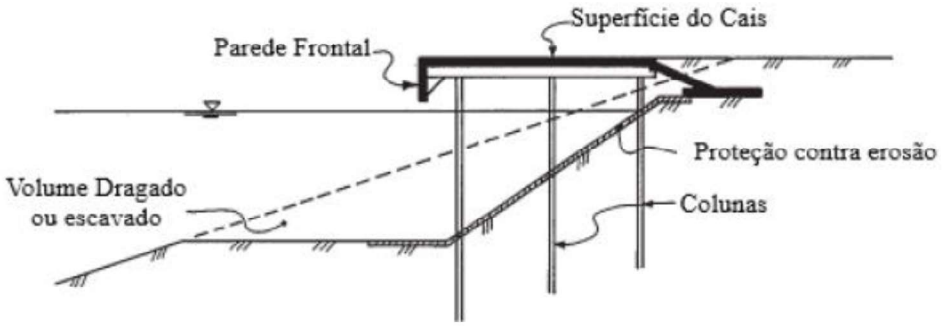


Figura 2.2: Exemplo de cais de paramento aberto com talude.

Fonte: Adaptado de Thoeresen (2014).

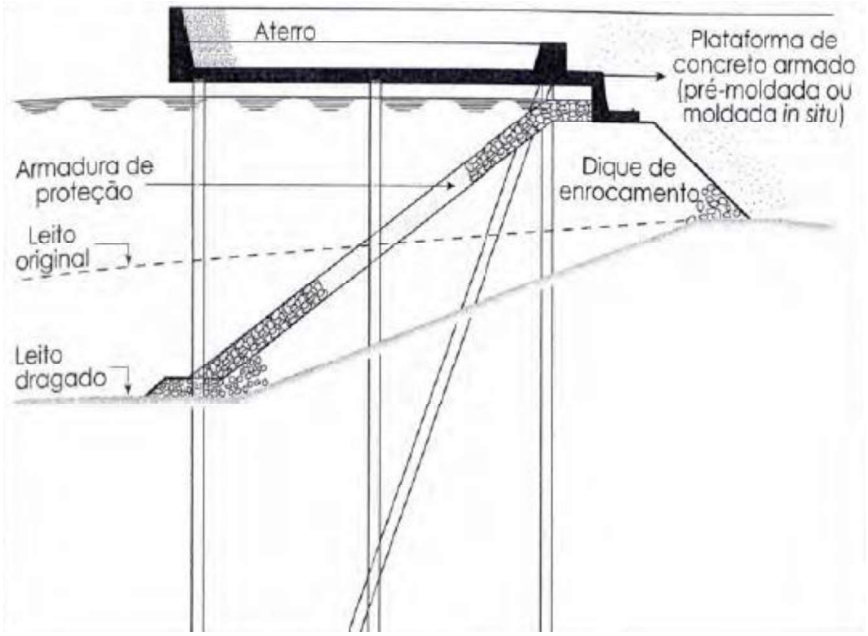


Figura 2.3: Exemplo de cais de paramento aberto com estaqueamento inclinado. Fonte: Alfredini e Arasaki (2009).

2.2. Esforços Solicitantes em Cais Portuários

Independentemente da classificação que recebem, os portos e estruturas de acostagem recebem diversos tipos de esforços durante sua vida útil, alguns oriundos de vias naturais, e outros devido às solicitações que recebem frente às ações externas. De acordo com a extinta NBR 9782/87 deverão ser consideradas as seguintes ações ao se realizar o projeto de uma estrutura portuária marítima ou fluvial: cargas permanentes,

sobrecargas verticais, cargas móveis, meio ambiente, atracação, amarração e ações provindas do terreno.

Alfredini e Arasaki (2009) salientam que obras de acostagem constantemente sofrem elevados esforços estruturais, portanto deve-se evitar projetar estruturas esbeltas para assim evitar a ruína devido às seguintes ações:

- Cargas horizontais elevadas devido ao impacto de embarcações e esforços provenientes dos cabos de amarração das mesmas;
- Cargas verticais elevadas geradas pelos equipamentos de movimentação de carga;
- Empuxo de terra, gerado pelos taludes e aterros.

Ainda tratando sobre os esforços presentes nas estruturas de acostagem, Thoresen (2014) demonstra de forma bem didática essas ações, provindas do lado marítimo, da própria estrutura e do lado terrestre (figura 2.4).

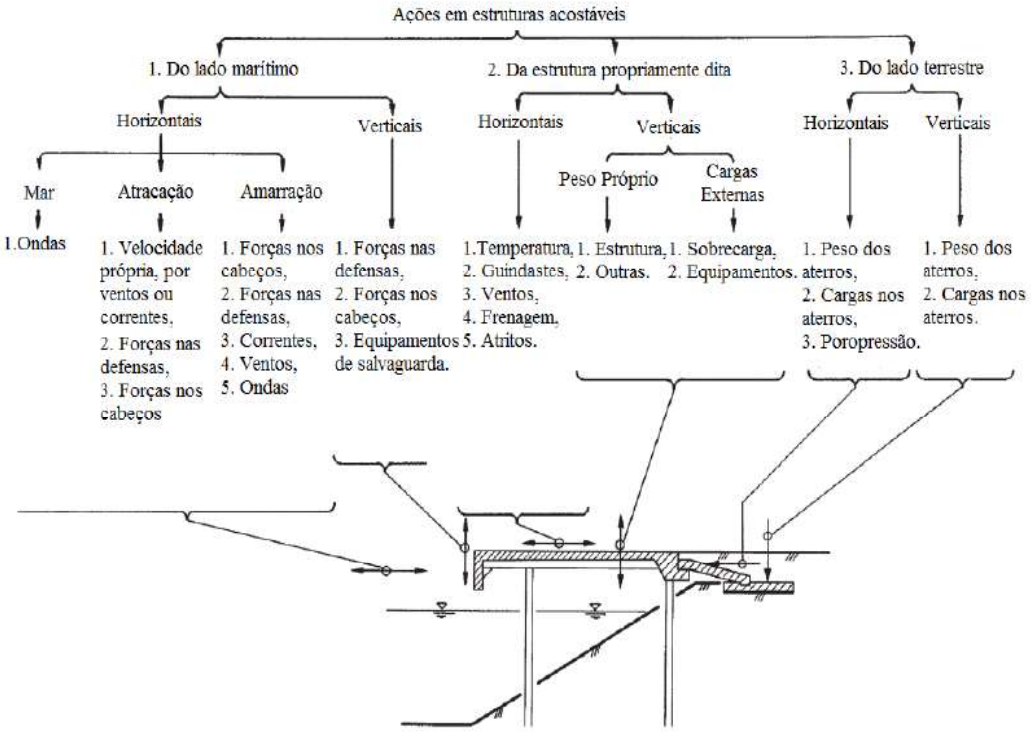


Figura 2.4: Ações em estruturas acostáveis.

Fonte: Adaptado de Thoeresen (2014).

2.3. *Standard Penetration Test* e Suas Correlações

Standard Penetration Test (SPT) é um ensaio que consiste na medida da resistência do solo conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. Simplicidade do equipamento, baixo custo, aplicação em diferentes terrenos e a obtenção de um índice que pode ser correlacionado com uma grande variedade de

propriedades do solo fazem desta ferramenta de investigação geotécnica muito difundida no território nacional.

Como o nome sugere, o princípio deste ensaio é o choque de um peso em um conjunto de hastes conectadas a um amostrador que é cravado no solo, permitindo assim se retirem as amostras desejadas. Este ensaio serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Os resultados obtidos através deste ensaio compõem o boletim de sondagem do solo, mostrando os resultados de N_{spt}, classificação do solo, nível da água, cotas entre outras informações. Pode-se ver um esquema do ensaio na figura 2.5.

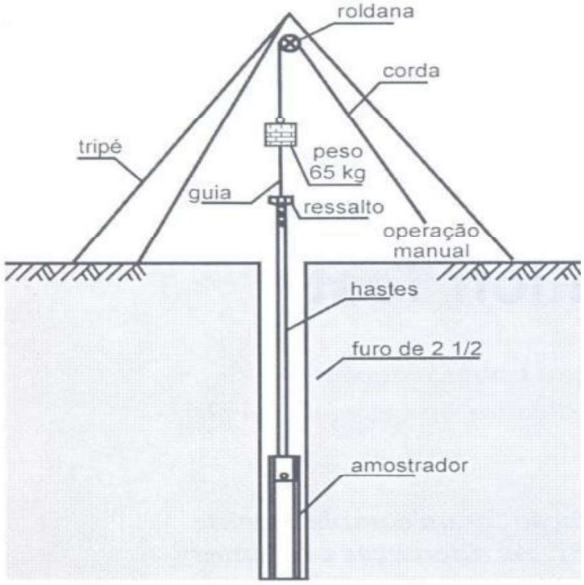


Figura 2.5: Esquema de montagem ensaio SPT.

Fonte: Schnaid (2000).

A perfuração inicial se inicia através da inserção do trado, podendo ou não ser utilizada circulação de água para escavação utilizando-se um trépano. A cada metro avançado no solo, retiram se amostras representativas utilizando o amostrador padrão com diâmetro externo de 50mm. O procedimento deste ensaio consiste na cravação de um amostrador no fundo da escavação inicial, utilizando a queda de um peso de 65 kg a uma altura de 750 mm. O valor do índice de resistência a compressão (N_{spt}) é relacionado com o número de golpes necessário para que o amostrador penetre os últimos 300 mm, após já ter penetrado 150 mm no solo. (SCHNAID, 2000).

A sondagem SPT tem seus procedimentos e equipamentos normatizados através da NBR 6484. A seguir, podemos observar os equipamentos que compõem o sistema de sondagem em questão de acordo com Schnaid (2000):

- **Amostrador:** constituído por três partes (cabeça, corpo e sapata). A cabeça possui válvulas e orifícios de drenagem que possibilitam que a água flua para fora das hastes, conservando assim o solo no amostrador. O corpo do amostrador é formado por um tubo bipartido com comprimento de 609,6 mm. Este tubo permite a inspeção tátil e visual das amostras de solo (figura 2.6). As amostras devem ser condicionadas em recipiente hermético para em sequência serem classificadas quanto a granulometria, cor, presença de matéria orgânica e origem;

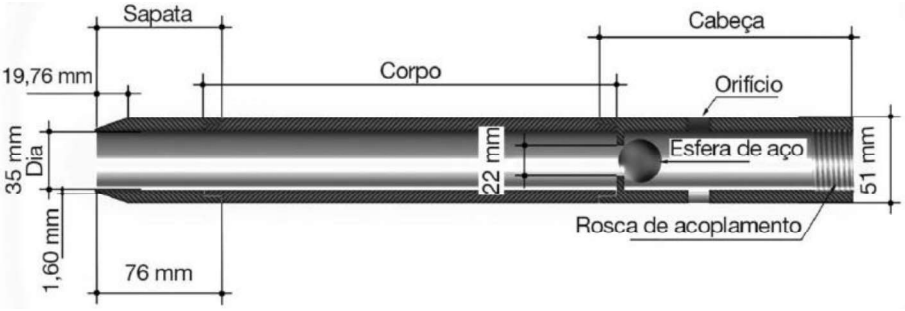


Figura 2.6: Amostrador padrão do ensaio SPT.

Fonte: Schnaid (2000).

- **Hastes:** são tubos mecânicos que possuem conexão rosqueada em suas extremidades, permitindo o prolongamento através de luvas;

- **Martelo:** constituído de aço, tem sua massa definida como de 65 kg. Este é o elemento que aplica a carga sobre a composição de inspeção. A norma brasileira define dimensões e geometria do mesmo, assim como do coxim posicionado em sua parte inferior, local de impacto sobre a cabeça de bater;

- **Cabeça de bater:** elemento cilíndrico que transmite a energia do golpe do martelo para a haste;

- **Sistema de perfuração:** o elemento perfurador normalmente utilizado é o trado manual (trépano).

Técnicas de perfuração, equipamentos utilizados e procedimentos empregados podem variar de acordo com o país no qual o ensaio é realizado, resultando em diferenças nos resultados obtidos. Essas variações podem ocorrer principalmente como resultado de discrepância nos métodos de perfuração, utilização de fluído estabilizante, diâmetro do furo, mecanismos de manipulação do martelo, condições do solo e rigidez das hastes (SCHNAID, 2000).

As variações citadas acima são relacionadas ao conceito de energia de um ensaio SPT. A energia aplicada em um ensaio não está relacionada ao solo na qual é executada, e sim aos métodos de cravação e materiais empregados.

No Brasil, a média de aproveitamento de energia aplicada no ensaio é de 70%, enquanto que nos Estados Unidos e Europa é de cerca de 60%. Essa variação está atrelada aos sistemas de liberação de queda do martelo, sendo manual no território nacional e mecanizado no norte da américa e continente europeu. A prática internacional sugere

normalizar o número de golpes com base do padrão norte americano de N_{60}, portanto é necessário corrigir os valores do N_{spt} brasileiro (VELLOSO & LOPES, 2010).

A correção do valor do índice de penetração nacional para uma eficiência de 60% deve ser feita utilizando a equação (2.1) (SCHNAID, 2000):

$$N_{60} = \frac{N_{spt} * E}{0{,}60} \tag{2.1}$$

Sendo:

- N_{60} o índice de resistência a penetração para uma energia de 60%;
- N_{spt} o número de golpes medido em campo;
- E a porcentagem da energia aplicada no ensaio de campo.

Diversos autores formularam equações buscando relacionar o índice de resistência obtido no ensaio SPT à penetração com propriedades do solo. Dessa forma é possível compreender melhor as características do solo estudado sem a necessidade de realizar variados ensaios.

Schnaid (2000) atenta para o fato de que em geral as correlações de origem empírica são obtidas através de condições particulares definidas pelos autores, mas que acabam sendo extrapoladas de forma não apropriada na prática. A seguir serão apresentadas algumas correlações utilizadas no desenvolvimento deste trabalho.

2.3.1. Classificação dos solos

Para realizar a classificação dos solos de acordo com seu índice de resistência à compressão, a norma brasileira (NBR-6484/2001) conta com uma tabela que correlaciona o índice de resistência à penetração com o solo e sua designação (tabela 2.1). De acordo com a norma, o boletim de sondagem do solo deve fornecer essas informações.

Tabela 2.1: Classificação de solos de acordo com N_{spt} (Fonte: NBR-6484, 2001).

Solo	Índice de resistência à penetração (Nspt)	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa
	5 - 8	Pouco Compacta
	9 - 18	Medianamente Compacta
	19 - 40	Compacta
	> 40	Muito Compacta
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 4	Muito Mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média
	11 - 19	Rija
	> 19	Dura

2.3.2. Peso específico dos solos

Os valores do peso específico do solo neste trabalho não foram relacionados diretamente com o N_{spt}, mas sim indiretamente através da classificação da compacidade e consistência dos materiais observado no item acima. Bowles (1997) apresentou em seus estudos alguns valores de peso específico para solos arenosos e argilosos e, nas tabelas 2.2 e 2.3 abaixo pode-se observar estes valores.

Tabela 2.2: Peso Específico Saturado em solos arenosos (Fonte: Bowles, 1997).

Compacidade da Areia	Peso Específico (γsat) (kN/m³)
Muito Fofa	11 - 16
Fofa	14 - 18
Medianamente Compacta	17 - 20
Compacta	17 - 22
Muito Compacta	20 - 23

Tabela 2.3: Peso Específico Saturado em solos argilosos (Fonte: Bowles, 1997).

Consistência da Argila	Peso Específico (γsat) (kN/m³)
Muito Mole Mole	16 - 19
Média	17 - 20
Rija Muito Rija Dura	19 - 22

Já na tabela 2.4 e tabela 2.5, podemos observar os valores sugeridos para solos arenosos e coesivos de acordo com Godoy (1972, *apud* Cintra et al., 2011).

Tabela 2.4: Peso específico para solos arenosos (Fonte: Godoy, 1972).

		Peso Específico (γ) (kN/m³)		
Compacidade da Areia	N_{spt}	Seca	Úmida	Saturada
Fofa	< 5	16	18	19
Pouco Compacta	5 - 8			
Medianamente compacta	9 - 18	17	19	20
Compacta	19 - 40	18	20	21
Muito Compacta	> 40			

Tabela 2.5: Peso específico para solos coesivos (Fonte: Godoy, 1972).

Consistência da Argila	N_{spt}	Peso Específico (γ) (kN/m³)
Muito Mole	≤ 2	13
Mole	3 - 5	15
Média	6 - 10	17
Rija	11 - 19	19
Dura	≥ 20	21

2.3.3. Ângulo de atrito

O ângulo de atrito interno do solo (ϕ) é utilizado para representar a interação entre as superfícies de contato que existem entre as pequenas partículas formadoras do solo. Este parâmetro pode ser definido como o maior ângulo que a força transmitida ao solo pode ter com a direção normal à superfície sem que ocorra o cisalhamento do solo no plano de ruptura. Este parâmetro depende de alguns fatores como grau de compactação e tamanho dos grãos de areia (PINTO, 2000 *apud* SILVA & CARVALHO, 2007).

A equação (2.2), equação (2.3) e equação (2.4) para o ângulo de atrito de solos arenosos foram apresentadas por Teixeira (1996), Teixeira (1996, *apud* Cintra 2003) e Godoy (1983, *apud* Cintra 2003) respectivamente:

$$\phi = 15º + \sqrt{24 * Nspt} \quad (2.2)$$

$$\phi = 15º + \sqrt{20 * Nspt} \quad (2.3)$$

$$\phi = 28º + 0{,}4 * \mathrm{Nspt} \quad (2.4)$$

2.3.4. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade, também conhecido como módulo de Young, está relacionado com a tensão normal aplicada ao solo e a deformação proveniente dessa tensão em sua direção. Na tabela 2.6 podemos observar os valores encontrados por Bowles (1997) para esse parâmetro.

Tabela 2.6: Módulo de elasticidade (E) dos materiais (Fonte: Bowles, 1997).

	Solos	E (MPa)
Solos Coesivos	Argila Muito Mole	2 - 15
	Argila Mole	5 - 25
	Argila Média	15 - 50
	Argila Dura	50 - 100
	Argila Arenosa	25 - 250
Solos Arenosos	Areia Siltosa	5 - 20
	Areia Fofa	10 - 25
	Areia Compacta	50 - 81
	Areia Fofa e Pedregulhos	50 - 150
	Areia Compacta e Pedregulhos	100 - 200
	Silte	2 - 20

Stroud (1989, *apud* Schnaid 2000) determinam o módulo de elasticidade dos solos normalmente adensados através da equação (2.5):

$$\frac{E}{N_{spt60}} = 1\ a\ 2\ (MPa) \tag{2.5}$$

Observar que o número de golpes do SPT utilizado na equação é de um ensaio SPT considerando-se que 60% da energia foi transmitida ao amostrador, portanto é necessário corrigir essa energia para os padrões de eficiência utilizados no Brasil, que é de aproximadamente 70%.

2.3.5. Coesão

A coesão do solo pode ser entendida como a capacidade de solos finos se manterem em união, mesmo sem que forças externas sejam aplicadas ao mesmo. Silva e Carvalho (2007) afirmam que coesão é a parcela de resistência ao cisalhamento do solo, que não depende das tensões normais entre as superfícies das partículas. Essa coesão pode ser real ou aparente, sendo a real o resultado de agentes cimentantes e forças eletrostáticas entre partículas, enquanto que a aparente está relacionada com a tensão superficial da água nos capilares do solo, que acabam aproximando suas partículas.

Bowles (1997) chegou a alguns resultados de coesão de argilas de acordo com sua consistência (tabela 2.7), enquanto que Teixeira e Godoy (1996) relacionaram a coesão diretamente com os resultados de N_{spt} obtidos em campo para formular a equação (2.6):

$$c = 10 * N_{spt} \tag{2.6}$$

Tabela 2.7: Coesão de argilas (Fonte: Bowles, 1997).

Consistência da Argila	Coesão (kN/m²)
Muito Mole	< 12,5
Mole	12,5 - 25
Média	25 - 50
Rija	50 - 100
Muito Rija	100 - 200
Dura	> 200

2.3.6. Resistência não drenada

Quando uma massa de solo argilosa sofre um carregamento, ocorrem variações de tensões na região da aplicação, as quais geram excessos de poro-pressão. Se tratando de argilas, quando ocorre um carregamento rápido, a dissipação dessa poro-pressão é basicamente nula durante o processo de carregamento.

Essa nova solicitação referente ao carregamento é dita como não drenada. A resistência não drenada, portanto, é uma propriedade da capacidade de resistência frente a carregamentos dos solos argilosos. Stroud (1989) utilizando dados de argilas pré-adensadas identificou através da equação (2.7) a seguinte correlação entre o N_{spt} e a resistência não drenada S_u:

$$S_u = (4\ a\ 6) * N_{spt} \tag{2.7}$$

Já De Mello (1971), obteve resultados com uma maior variação, devido principalmente à grande variedade de solos argilosos e métodos de avaliação e ensaios utilizados, chegando na equação (2.8):

$$S_u = (0{,}4\ a\ 20) * N_{spt} \tag{2.8}$$

Na avaliação da interação solo-estrutura realizada neste trabalho, valores de resistência não drenada serão obtidos não só através das correlações dos autores acima, como também através de ensaios realizados na região do porto de Rio Grande. Nos capítulos seguintes, serão apresentadas as fórmulas e estudos utilizados para obtenção desse parâmetro.

2.3.7. Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson é um indicador da razão entre deformação lateral e longitudinal de um material, sendo assim é um valor adimensional. Teixeira e Godoy (1996) adotaram os seguintes valores para o coeficiente de Poisson de acordo com o tipo de solo (tabela 2.8).

Tabela 2.8: Coeficiente de Poisson de acordo com o tipo de solo (Fonte: Teixeira e Godoy, 1996).

Solo	v
Areia Pouco Compacta	0,2
Areia Compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila Saturada	0,4 - 0,5
Argila Não Saturada	0,1 - 0,3

2.4. Interação Solo-estrutura

No processo de planejamento de qualquer construção, a etapa relativa às fundações deve ter uma especial atenção. É importante atentar ao fato de suas estruturas estarem geralmente circundadas por um elemento de grande variabilidade e com propriedades de difícil determinação, o solo. O conhecimento do maciço geotécnico no qual está inserida a construção se torna essencial para que o projeto seja feito de forma adequada.

Entretanto, não é raro observar projetos estruturais realizados sem a devida consulta de engenheiros geotécnicos, ou até mesmo sem a realização de uma campanha satisfatória de ensaios de campo. Existe um elo que conecta o projeto estrutural com o projeto geotécnico, e a interação que existe entre o solo que as envolve e as fundações da estrutura pode vir a comprometer a segurança da mesma. A própria escolha do tipo de fundação por vezes pode vir a se tornar um problema, mesmo sem considerar o solo na qual está inserida.

Apesar dos contínuos avanços nos métodos de análise e ferramentas computacionais de cálculo estrutural, ainda são feitas muitas simplificações na realização da modelagem de estruturas. Uma dessas simplificações é a consideração de vínculos indeslocáveis entre a fundação e a superestrutura, considerando separadamente o sistema constituído pela estrutura, fundações e pelo solo. Na figura 2.7, podemos observar o modelo convencional de cálculo muitas vezes adotado pelos engenheiros que pretere a existência da interação entre solo e estrutura.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), normalmente as estruturas são projetadas assumindo que seus apoios são indeslocáveis, porém esta avaliação pode não representar o que de fato ocorre na prática. Uma vez que o solo é solicitado, sofre deformações que podem submeter o conjunto estrutural a possíveis recalques diferenciais, que consequentemente gerariam uma nova condição de equilíbrio à estrutura. Esta situação é indesejada, visto que, a partir de sua ocorrência, haverá mudanças no encaminhamento dos esforços em todo o conjunto estrutural. Esta nova redistribuição de esforços, na pior das hipóteses, pode vir a causar a ruína de um elemento estrutural não projetado para este carregamento, estando a estrutura assim susceptível ao colapso.

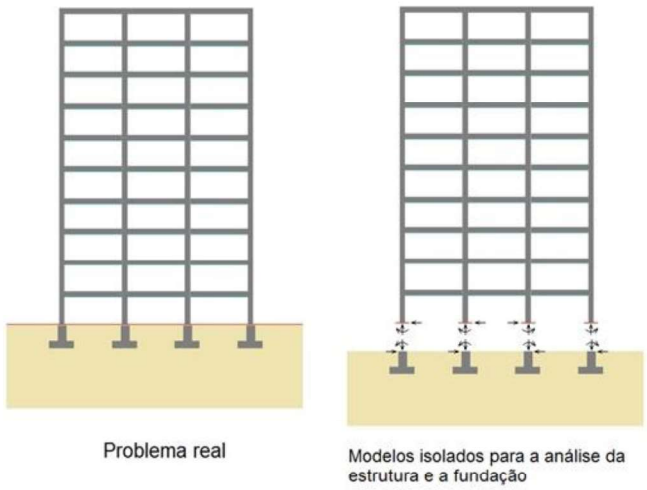


Figura 2.7: Modelo convencional de cálculo.

Fonte: AltoQi (2019).

O estudo da interação solo-estrutura é a ação recíproca entre as componentes do conjunto tridimensional formado pelo sistema estrutural e geotécnico de uma obra sujeita a ações externas diversas. O equilíbrio estático desse sistema tridimensional

hiperestático envolve a interação entre o sistema geotécnico e os elementos da estrutura (AOKI & CINTRA, 2005).

Existe uma complexidade muito grande ao tentar modelar este sistema, que ocorre principalmente pelos seguintes fatores:

- dependência mútua entre os esforços superestrutura e o dimensionamento da fundação – enquanto que o dimensionamento da fundação depende dos esforços gerados na estrutura, os deslocamentos oriundos da fundação afetam os carregamentos superiores;

- modelos de solo são complicados, geralmente estratificados e com uma resposta não linear do mesmo.

Iwamoto (2000) já afirmava que o comportamento do solo, com referência às propriedades tensão-deformação em função do tempo, influencia a interação entre solo e estrutura, dessa forma, a execução de fundações de grande porte deveria ser calculada com cautela. O mesmo autor determinou que a interação solo-estrutura compreende esta ligação entre a estrutura e o solo, com um processo que se inicia nas fases primárias de construção até que se haja uma situação de constância, com as tensões e recalques na estrutura e no solo apresentando comportamentos estáveis.

Silva (2006) salientou que a modelagem da infraestrutura (fundação) e da superestrutura são bem mais simples e diretas do que a modelagem do solo em que a estrutura está apoiada. Isso se deve ao fato de que ao contrário destas, o solo apresenta características complexas como heterogeneidade, não-linearidade nas relações tensão-deslocamento e anisotropia e, devido a essas características distintas, se torna possível modelar o mesmo de diversas formas. Buscando recriar da melhor forma possível as características do maciço geotécnico local, foram criados dois métodos clássicos de análise, que são o modelo discreto e modelo contínuo. Na figura 2.8, estão exemplificados os modelos citados anteriormente.

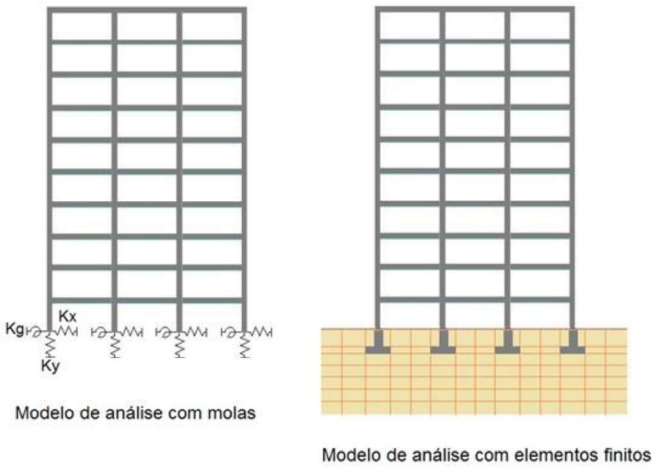


Figura 2.8: Métodos de análise ISE.

Fonte: AltoQi (2019).

Apesar de o estudo da interação solo-estrutura ser antigo, as últimas décadas se mostraram extremamente produtivas no desenvolvimento dos métodos numéricos. Estes métodos se mostraram satisfatórios ao analisar de forma realista os problemas envolvendo a interação solo-estrutura. Dentre as ferramentas numéricas, o procedimento mais versátil e que vem obtendo grandes sucessos ao superar as desvantagens das análises convencionais, é o método dos elementos finitos.

2.5. Modelo de Análise do Solo

Um dos principais tópicos a serem observados ao se analisar estacas inseridas no solo é o método de transferência das cargas de um para o outro. A principal diferença entre os métodos não está particularmente na modelagem da estaca, mas sim no solo a qual está inserida.

Existem duas formas mais difundidas de análise do solo, o modelo discreto e o modelo de meio contínuo. Prakash e Sharma (1990) afirmam que as principais vantagens do método de meio discreto são a simplicidade e incorporação de não linearidades, porém ignoram descontinuidades do solo e seu coeficiente de reação utilizado não é relacionado com o solo, mas sim com a estaca e seu deslocamento. Os mesmos autores salientam a vantagem de o método de meio contínuo ser mais realista e fornecer soluções para solos estratificados, com a ressalva de que na prática se torna difícil determinar as deformações e que requerem mais experiência de campo.

2.5.1. Modelo de meio discreto

Para modelagem utilizando o princípio do meio discreto, o solo é considerado como um sistema de molas independentes, existindo nesta hipótese duas formas de análise principais. No modelo de molas de Winkler, o solo é considerado como tendo um comportamento elástico linear, no qual as deformações ocorrem a medida em que são aplicadas as tensões. Já no modelo de curvas p-y, as molas são caracterizadas por não terem um comportamento linear, representando assim a não linearidade do solo. Porto e Silva (2010) mencionam que os métodos discretos ou modelos discretizados acabam representando o sistema geotécnico não como um sólido contínuo, e sim como peças isoladas de um todo.

O modelo proposto por Winkler em 1867, pressupõe que a reação do solo a um carregamento em um determinado ponto não depende do deslocamento da estaca em outros pontos, ou seja, o método conceitua que a resposta do solo é composta de um conjunto de dispositivos independentes entre si. As tensões ao serem aplicadas no solo geram transferências de movimento apenas nos pontos de aplicação dos mesmos, desconsiderando assim os efeitos do encadeamento de reações do meio (CHRISTAN, 2012).

Segundo Silva (2006) os entraves do modelo desenvolvido por Winkler ocorrem pois este não leva em consideração a dissipação da carga sobre uma área de influência progressivamente crescente com o aumento da profundidade, considerando assim o solo

como tendo uma relação entre a tensão e deformação linear. Porém a maior imprecisão ocorre por considerar molas independentes, desconsiderando as ligações coesivas entre os elementos que formam o solo.

2.5.2. Modelo de meio contínuo

Analisar o problema da interação solo-estrutura através do método do meio contínuo possibilita considerar os deslocamentos em diversos pontos de aplicação da carga. Esse método permite reproduzir de melhor maneira o efeito da continuidade do solo, característica essa que é subestimada pelos modelos de meio discreto.

O método do meio contínuo tem como conceito uma aproximação da representação física de um solo infinito. Como o solo é composto de partículas distintas compactadas por forças intergranulares, a aproximação pelo método do meio contínuo possui maiores informações relativas às tensões e deformações do solo do que o modelo estudado através do método de Winkler. Uma importante vantagem desse método de modelagem é a necessidade de informações básicas como o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, porém apresenta como desvantagem a falta de exatidão no cálculo de reações na periferia das fundações. (CRESPO, 2004).

2.6. Método dos Elementos Finitos

Os problemas de engenharia geralmente são representados através de equações diferenciais e, através dos métodos numéricos, é possível obter os resultados dessas equações. O primeiro método de resolução de problemas de engenharia geotécnica utilizado foi o método das diferenças finitas (MDF) que, apesar de apresentar problemas devido a necessidade de geração de uma nova malha ao se escolher novos pontos de análise, se mostra muito eficiente ao se obter soluções considerando evolução com o tempo. O método dos elementos finitos (MEF) surgiu como uma solução para a discretização dos problemas, ao fracionar o problema em partes menores (SOARES, 2004).

Ao utilizar este método, problemas de grande estrutura e complexidade são fracionados em pequenos elementos de forma simplificada, como exemplo na figura 2.9. Através da análise desses pequenos elementos, pode-se então resolver os problemas de grande magnitude e obter os resultados de uma forma global. Essa técnica tem como objetivo resolver problemas governados por equações diferenciais através de um sistema de equações algébricas, relacionando assim a variável procurada em um número finito de pontos.

O MEF é um instrumento numérico que pode ser compreendido como a evolução do método dos deslocamentos, ferramenta muito utilizada no cálculo matricial estrutural. Devido à abrangência dos métodos numéricos ser muito maior do que dos métodos analíticos, o MEF tornou-se bastante aplicado no estudo do complicado comportamento interativo, tornando-se um instrumento importante na resolução de problemas que envolvem a interação solo-estrutura (SILVA, 2006).

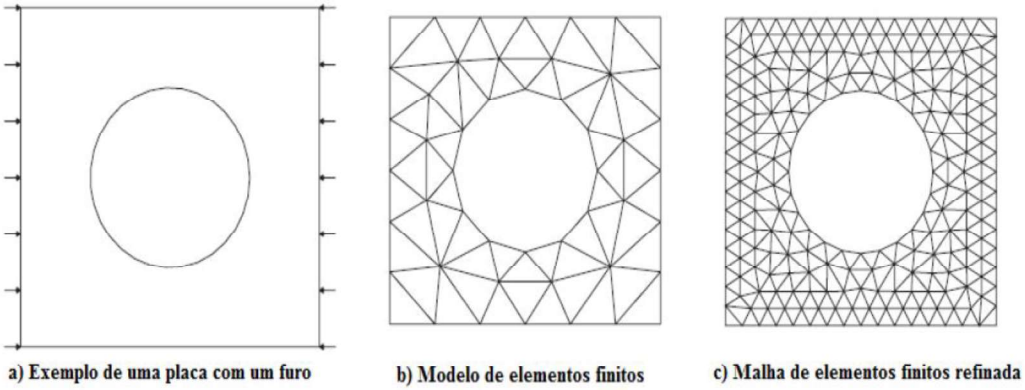


Figura 2.9: Exemplo do fracionamento de elementos.

Fonte: Fish e Belytschko (2007).

Ainda de acordo com Silva (2006), em situações que envolvam interação entre o solo e a estrutura, o MEF pode ser utilizado para modelar a superestrutura assim como para modelar as fundações e o solo presente no local, requisitando dessa forma o computador devido ao grande número de incógnitas que se apresentam neste tipo de problema. A utilização do MEF torna possível modelar condições complexas de forma satisfatória, abrangendo comportamento não linear da tensão e deformação, as condições heterogêneas presentes no solo e a geometria complexa das fundações. Os dados de saída devem ser analisados de forma apurada, evitando assim possibilidade de imprecisão em virtude das limitações numéricas.

Os elementos discretos possuem formas elementares, como formatos lineares para uso em estruturas compostas por uma das dimensões sobressaliente às demais, ou triangulares e quadriláteras quando utilizadas na modelagem de estruturas planas. A malha de elementos finitos é a união destes subdomínios, e sua solução são os resultados dos deslocamentos e rotações dos nós da malha (WEGMAN, 2018).

Wegman (2018) afirma que o método dos elementos finitos está entre os métodos numéricos mais bem-sucedidos na análise da interação solo estrutura, sendo incorporados neste método aspectos diversos e imprescindíveis na modelagem numérica, como a estratificação do solo, área de interação entre fundações contíguas, rigidez relativa entre solo e fundação.

2.6.1. Tipos de elementos finitos em análises bidimensionais

Na figura 2.10, são ilustrados diferentes tipos de elementos finitos que foram sendo desenvolvidos para utilização em análises em duas dimensões. Os elementos representados na figura 2.10(a), foram os primeiros a serem formulados. São eles os elementos triangulares de 3 nós ("*constant strain triangle*") e retangular de 4 nós ("*constant strain quadrangle*").

A partir daí, foram desenvolvidos elementos que permitiam campos de tensão e deformação com variação linear ou quadrática no interior do elemento figura 2.10(b) e

figura 2.10(c). Os últimos elementos a serem desenvolvidos foram os elementos mapeados da família *Serendipity*, apresentados na figura 2.10(d). Estes elementos mapeados apresentam formato simples em um dado sistema de coordenadas, porém podem ser mapeados para um formato distorcido em outros sistemas (figura 2.11). Atualmente são os elementos mais utilizados no desenvolvimento de problemas envolvendo método dos elementos finitos, sendo especialmente importante ao modelar situações que envolvem contornos com curvas.

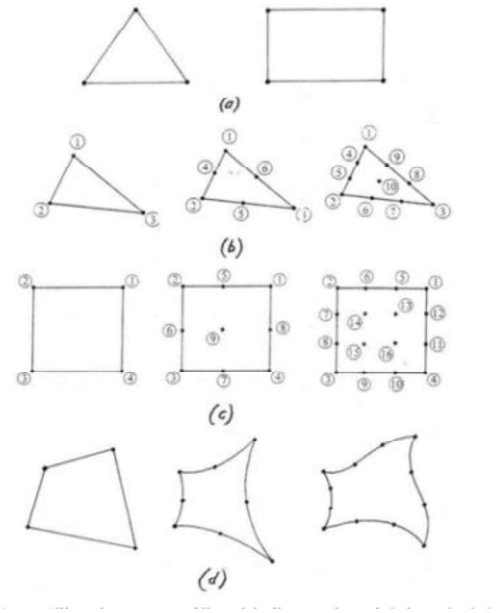


Figura 2.10: Tipos de elementos finitos em análises bidimensionais.

Fonte: Lopes (2006).

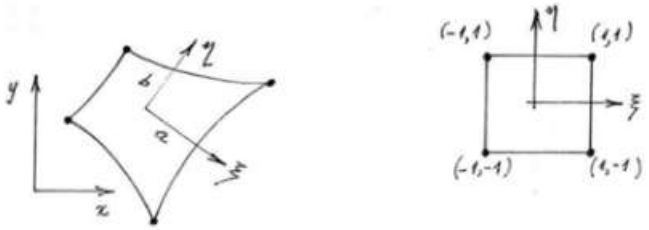


Figura 2.11: Elementos distorcidos.

Fonte: Lopes (2006).

2.6.2. Relações de tensão-deformação

Ao utilizar o método dos elementos finitos, é importante que algumas condições sejam atendidas. Além das condições de equilíbrio de forças e da compatibilidade de deslocamentos, deve-se atentar para as leis constitutivas que relacionam as tensões e

deformações dos materiais. Por exemplo temos a Lei de Hooke para materiais isotrópicos (tensão e deformação se desenvolvem com comportamento linear).

É importante salientar que em diversas situações, serão analisados materiais que possuem um comportamento não-linear. Essa relação variável entre tensões e deformações pode ocorrer caso o elemento não apresente propriedades constantes ou caso ocorra mudança na geometria do problema, causada por grandes deformações nos elementos.

Para solucionar problemas utilizando o MEF com materiais que não apresentam modelos lineares, são utilizados majoritariamente os algoritmos ilustrados na figura 2.12.

Os algoritmos são:

- Incremental com rigidez tangente (Euler-Cauchy) (a);
- Incremental de 2 passos por incremento (Runge-Kutta) (b);
- Iterativo de rigidez constante (c);
- Iterativo de rigidez variável (d);
- Incremental-Iterativo (e).

Para contornar os problemas relativos à não linearidade geométrica, softwares que utilizam o MEF atualizam a malha de elementos finitos a medida que a mesma se deforma. Existem também modelos que consideram comportamentos não lineares dos materiais, ou seja, calculam a plastificação dos mesmos. Nos itens posteriores esses modelos serão abordados com maior ênfase.

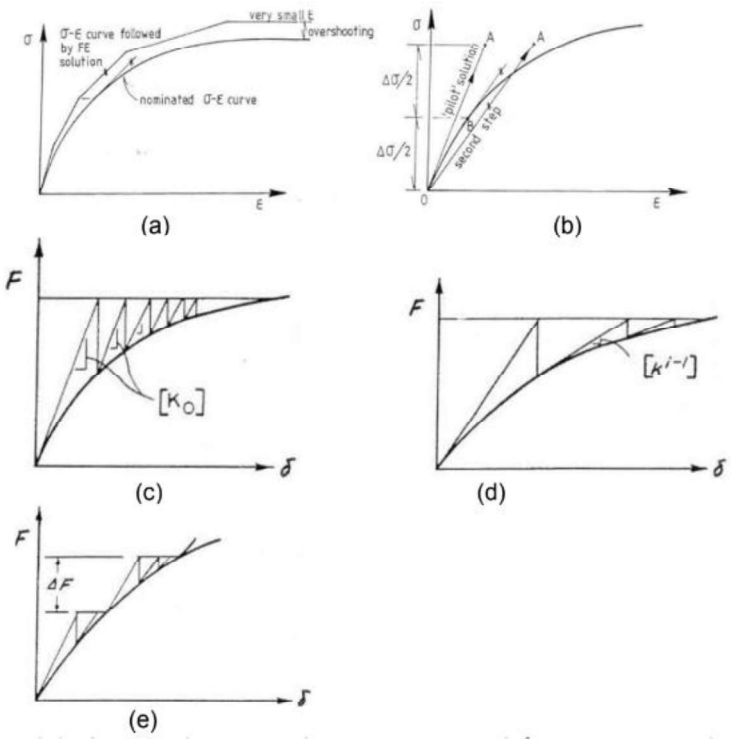


Figura 2.12: Algoritmos utilizados em problemas não lineares.

Fonte: Lopes (2006).

2.7. Software Plaxis

A ideia do software PLAXIS foi concebida na década de 70 através de pesquisas relacionadas ao uso dos métodos dos elementos finitos na Universidade Técnica de Delft, na Holanda. Essa pesquisa foi incentivada devido a necessidade de análise de deslocamentos de uma importante represa holandesa. Em 1993 o software foi lançado e ao longo dos anos o código da aplicação vem sendo aprimorado e hoje encontra-se na versão CONNECT Edition V20. A Universidade Federal do Rio Grande - FURG conta com as versões Anniversary Edition 2D e 3D.

O software possui cinco diferentes modos de utilização e definição de parâmetros, sendo eles:

- *Soil mode*: nesta etapa são geradas as camadas de solo, assim como adicionados os materiais presentes em cada uma delas. Pode-se inserir materiais, definir os parâmetros dos mesmos e gerar novos perfis de estudo ;

- *Structures mode:* os elementos presentes no modelo, como pilares, estacas, vigas, lajes, ancoragens, túneis e demais elementos estruturais são adicionados nesta etapa. Além disso, neste modo são inseridos também os carregamentos pontuais e distribuídos, interfaces de estudo e, apesar de ser possível na etapa anterior, aqui pode-se também inserir novas áreas de solo;

- *Mesh:* no modo de malha é possível escolher se a malha será automaticamente gerada ou se será gerada pelo usuário, assim como também pode-se refinar ou engrossar a malha de acordo com a necessidade do usuário do programa e das condições presentes na modelagem;

- *Water Conditions:* opções relacionadas com o nível da água no problema são determinadas neste estágio;

- *Staged Construction:* um dos principais benefícios do PLAXIS é a possibilidade de analisar o problema em diversos estágios, recriando assim de uma forma mais adequada as condições presentes no local.

Além desses cinco modos de utilização, que fazem parte da etapa de pré-processamento (*input)* do programa, existem mais duas etapas que seriam a de processamento (*calc*) e pós processamento (*output*).

O processamento do PLAXIS é realizado na etapa *calc* onde o conjunto de operações internas do programa é operado de acordo com a forma da aplicação dos carregamentos e métodos de resolução das equações da modelagem. Esta etapa considera a geometria do problema e os materiais utilizado para computar as matrizes geradas. O pós-processamento, ou etapa de *output*, corresponde a etapa final dos cálculos, na qual os resultados são obtidos e analisados na forma de tabelas, gráficos e animações (SOARES, 2004).

Este software pode ser utilizado tanto em problemas estáticos como em problemas dinâmicos, considerando questões relacionadas a não linearidades, fenômenos transientes e diferentes estágios de aplicação dos carregamentos. Todas as características acima citadas corroboram o potencial deste software em solucionar problemas de forma

realista e com resultados confiáveis e, por esta razão, foi selecionado como a ferramenta de análise deste projeto. Pode-se realizar o modelo constitutivo do solo de diversas maneiras, entre elas: elástico linear, Mohr-Coulomb, materiais com endurecimento e amolecimento e materiais com comportamento dependente do tempo (*Creep*).

2.7.1. Relações constitutivas dos materiais

Um dos tópicos de maior importância ao ser realizada a modelagem de um problema, é a identificação e seleção dos modelos constitutivos dos materiais que serão utilizados. A escolha ideal irá auxiliar no fornecimento de informações condizentes com a realidade da situação encontrada. Enquanto alguns materiais apresentam um comportamento elástico-linear (Lei de Hooke), outros podem deformar ao serem solicitados. Solos e rochas normalmente tendem a se comportar de forma não-linear ao sofrerem carregamentos, portanto a obtenção de resultados fidedignos vem de encontro com a escolha do modelo ideal.

O software PLAXIS 2D *Anniversary Edition* conta com oito modelos constitutivos em suas configurações originais, além de permitir ao usuário gerar novos modelos constitutivos. Os modelos originais são os seguintes: Linear-Elástico, "Mohr-Coulomb", *"Hardening Soil", "Hardening Soil Small", "Soft-Soil", "Soft-Soil-Creep", "Jointed Rock" e "Modified Clam-Clay".* Cada um destes modelos tenta reproduzir da forma mais satisfatória situações e materiais encontrados no dia a dia. Para a modelagem desenvolvida nessa dissertação, foram utilizados os modelos Linear-Elástico e de Mohr-Coulomb, portanto uma ênfase especial será dada aos mesmos.

O PLAXIS 2D AE. possui um extenso manual apenas com explicações e aplicações dos modelos referenciados acima, citando as fórmulas, parâmetros e autores utilizados na formulação destes modelos, além de diversas outras informações. Nas tabelas 2.9, 2.10 e 2.11 a seguir, podemos observar a aplicabilidade de cada modelo de acordo com o tipo de material utilizado, tipo de obra e carregamentos. Estas tabelas servem apenas como norteamento para o usuário, não devendo ser tratadas como regra geral.

Tabela 2.9: Aplicabilidade dos modelos de acordo com o material (Fonte: Brinkgreve e Broero, 2004).

Modelo	Tipo de Material							
	Concreto	Rocha	Pedregulho	Areia	Silte	Argila S.A.	Argila N.A.	Turfa
Linear Elastic	C	C						
Mohr-Coulomb	A	B	C	C	C	C	C	C
Hardening Soil	-	-	B	B	B	B	B	-
HS Small	-	-	A	A	A	A	B	-
Soft Soil Creep	-	-	-	-	-	-	A*	A*
Soft Soil	-	-	-	-	-	-	A*	A*
Jointed Rock	A**	-	-	-	-	-	-	-
Modified Clam-Clay	-	-	-	-	-	-	C	C

* Caso o comportamento no tempo seja importante, usar *Soft Soil Creep*

** No caso de anisotropia e estratificação usar *Jointed Rock*

Tabela 2.10: Aplicabilidade dos modelos de acordo com a aplicação (Fonte: Brinkgreve e Broero, 2004).

Modelo	Tipo de Aplicação							
	Fundação	Escavação	Túnel	Aterro	Talude	Barragem	"Off-shore"	Outros
Linear Elastic	-	-	C	-	-	-	-	-
Mohr-Coulomb	C	C	C	C	C	C	C	C
Hardening Soil	B	B	B	B	B	B	B	B
HS Small	A	A	A	A	A	A	A	A
Soft Soil Creep	B	B	B	A	A	B	B	B
Soft Soil	B	B	B	A	A	B	B	B
Jointed Rock	B	B	B	B	B	B	B	B
Modified Clam-Clay	C	C	C	C	C	C	C	C

Tabela 2.11: Aplicabilidade dos modelos de acordo com o tipo de carregamento (Fonte: Brinkgreve e Broero, 2004).

Modelo	Tipo de Carregamento						
	Compressão	Descarregamento/	Cisalhamento	Não-Drenado	Cíclico	Compressão +	Extensão+Cisalhamento
Linear Elastic	C	-	-	-	-	-	-
Mohr-Coulomb	C	B	C	C		C	C
Hardening Soil	A	B	B	B	C	A	A
HS Small	A	A	A	B	B	A	A
Soft Soil Creep	A	B	B	B	C	A	B
Soft Soil	A	B	B	B	C	A	B
Jointed Rock	B	B	B			B	B
Modified Clam-Clay	C	C	C	C	C	C	C

- Modelo linear elástico:

Esse modelo representa a lei de Hooke da elasticidade linear, permitindo apenas modelagem de deformações elásticas, sem que ocorra plasticidade do material. Este modelo é muito limitado para simulações do solo, portanto é majoritariamente utilizado em estruturas rígidas.

A relação entre variação do estado de tensões efetivas e variação do estado de deformações é dada pela lei de Hooke para materiais isotrópicos de acordo com a equação (2.9):

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2v))(1+v')} \begin{bmatrix} 1-v' & v' & v' & 0 & 0 & 0 \\ v' & 1-v' & v' & 0 & 0 & 0 \\ v' & v' & 1-v' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2-v'} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2-v'} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2-v'} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yx} \\ \varepsilon_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Onde:

- *E'* e *v'* são o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material, ambos em tensões efetivas. Além do peso específico do material, esses são os únicos parâmetros do modelo;

- As componentes de tensão (σ) e deformação (ε, γ) possuem incrementos (Oliveira, 2015).

Esses incrementos podem ser escritos na seguinte forma matricial (equação 2.10):

$$\sigma' = M\,\varepsilon \tag{2.10}$$

Onde:

- σ é o vetor de acréscimo de tensões
- ε é o vetor de acréscimo de deformações;
- M é a matriz de rigidez do material (Oliveira, 2015).

Para o caso de deformações planas, a matriz tensão-deformação é dada pela equação (2.11):

$$D = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G & K' - \frac{2}{3}G & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G & K' + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \tag{2.11}$$

Onde os módulos volumétricos K' e cisalhante G são relacionados respectivamente ao módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson conforme as equações (2.12) e (2.13):

$$G = \frac{E'}{2(1+v')} \tag{2.12}$$

$$K' = \frac{E'}{3(1-2v')} \tag{2.13}$$

- Modelo de Mohr-Coulomb:

Nesse modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico, o material comporta-se como linear elástico até o momento que começa a ter um comportamento de plasticidade definido pela superfície de ruptura de Mohr-Coulomb. O princípio básico da elastoplasticidade é que as tensões e taxas de tensões são decompostas em uma parte elástica e em uma parte plástica, o que pode ser expresso pela figura 2.13 e pela equação (2.14):

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^{\theta} + \Delta\varepsilon^{\rho} \tag{2.14}$$

Sendo:

$\Delta\varepsilon$ = acréscimo de deformação total;

$\Delta\varepsilon^{\theta}$ = acréscimo de deformação elástica;

$\Delta\varepsilon^p$ = acréscimo de deformação plástica.

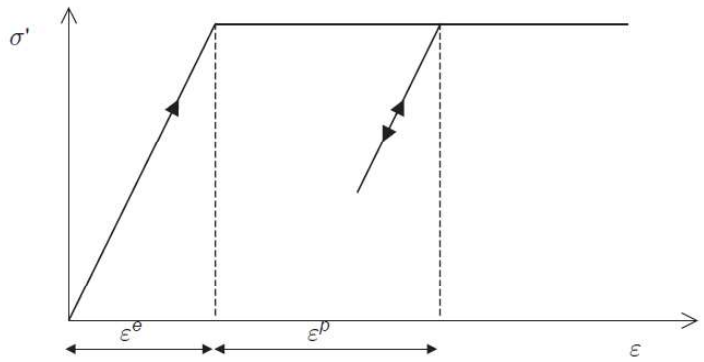


Figura 2.13: Conceituação básica do modelo de Mohr-Coulomb.

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

De acordo com Vieira (2013), para um primeiro estudo em situações que envolvem o solo, é aconselhável a utilização deste modelo, pois apresenta uma aproximação de primeira ordem ao analisar o comportamento dos solos. A rigidez média é estimada para cada camada do solo, e utilizando essa rigidez constante os cálculos tendem a ser relativamente rápidos, obtendo as deformações aproximadas do problema.

De acordo com o manual de referências do PLAXIS 2D, o modelo de Mohr-Coulomb é sugerido como ideal para a primeira análise dos problemas considerados. Para cada camada de solo é considerada uma rigidez constante ou uma rigidez que cresce linearmente. O uso dessa rigidez constante agiliza o processo de cálculo, resultando numa primeira estimativa mais rápida das deformações. Gowthaman e Nasvi (2017) sugerem que a utilização do modelo de Mohr-Coulomb para a modelagem é adequada para prever o comportamento do solo.

O software calcula automaticamente o módulo de deformabilidade E_{oed} e o módulo de distorção G_{ref}, relacionando o módulo de elasticidade com o coeficiente de Poisson do solo de acordo com as equações (2.15) e (2.16):

$$E_{oed} = E\frac{1-v}{(1+v)(1-2v)} \tag{2.15}$$

$$G_{ref} = \frac{E}{2(1+v)} \tag{2.16}$$

O índice *ref* no módulo de distorção indica que este pode ser drenado ou não drenado, a variar de acordo com o tipo de comportamento que o solo está sujeitado.

O modelo de Mohr-Coulomb é regido pelas equações de (2.17) a (2.22) quando formulado em termos de tensões principais:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\ \cos\varphi\ \leq 0 \tag{2.17}$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\ \cos\varphi\ \leq 0 \quad (2.18)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\ \cos\varphi\ \leq 0 \quad (2.19)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\ \cos\varphi\ \leq 0 \quad (2.20)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\ \cos\varphi\ \leq 0 \quad (2.21)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\ \cos\varphi\ \leq 0 \quad (2.22)$$

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nessas funções são os conhecidos ângulos de atrito (φ) e coesão (c). Ao se comportarem como materiais plásticos, essas funções se equiparam a zero e criam uma superfície de tensões principais no espaço chamada de superfície de ruptura. Essa superfície está representada na figura 2.14.

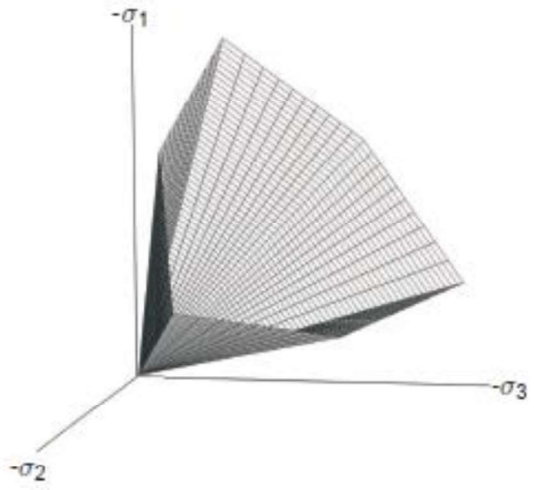


Figura 2.14: Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (c=0).

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

Somada às seis equações citadas acima, as equações de (2.23) a (2.28) são utilizadas no modelo de Mohr-Coulomb para definir materiais potencialmente plásticos, são elas:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (2.23)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (2.24)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (2.25)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (2.26)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (2.27)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (2.28)$$

Essas equações adicionam um terceiro parâmetro de plasticidade, que é o ângulo de dilatância (ψ). Este parâmetro é requisitado ao modelar incrementos de deformação volumétricos plásticos, observados normalmente em solos densos. De acordo com Brinkgreve e Broero (2004) o ângulo de dilatância para areias segue a equação (2.29), sendo que para ângulo de atrito menor do que 30º e para argilas, a dilatância deve ser considerada próximo a zero. No desenvolvimento deste trabalho, este parâmetro foi considerado como zero ao modelar os solos.

$$\psi = \varphi - 30° \tag{2.29}$$

O modelo de Mohr-Coulomb requer um total de cinco parâmetros, os quais são geralmente familiares à maioria dos engenheiros e que podem ser obtidos através de análise de testes simplificados. Esses parâmetros e suas unidades relativas serão listados abaixo:

- Módulo de Elasticidade (*E*): o PLAXIS utiliza esse parâmetro como a rigidez básica no modelo elástico e de Mohr-Coulomb. Os valores de rigidez adotados nos cálculos devem ter uma atenção especial devido ao fato de que muitos materiais geotécnicos muitas vezes apresentam um comportamento não linear desde o princípio do carregamento que recebem. Para este modelo, o PLAXIS oferece uma opção especial de entrada de resistência que aumenta à medida que aumenta a profundidade. Notar que para materiais nos quais o tipo de drenagem for selecionado como *Undrained (A)* ou *Undrained (B)*, o módulo de elasticidade é considerado como efetivo, sendo que o PLAXIS automaticamente lida com a incompressibilidade;

- Coeficiente de Poisson (υ): alguns testes triaxiais drenados podem ter uma significativa redução de volume no início do carregamento axial e, consequentemente um baixo coeficiente de Poisson. Em alguns casos como o alívio de tensões, esse baixo valor pode ser realista, porém na maioria dos problemas envolvendo Mohr-Coulomb o uso de um valor maior é recomendado. De forma geral, valores do coeficiente entre 0.3 e 0.4 serão utilizados, sendo de 0.15 a 0.25 quando ocorre alívio de tensões. Para assegurar que o solo seja muito mais compressível do que os poros de água existentes no mesmo, o coeficiente de Poisson efetivo deve ser menor que 0.35 para as condições de drenagem *Undrained (A)* e *Undrained (B)*;

- Coesão (c): de acordo com a condição de drenagem utilizada no material do solo, o parâmetro de coesão pode ser utilizado para modelar tensões efetivas e tensões de cisalhamento (S_u) do solo, sendo que para solos não drenados do tipo (A), (B) ou (C) existem suas vantagens e desvantagens. O PLAXIS pode lidar com areias sem coesão, porém é recomendado para usuários pouco experientes que se utilize um valor pequeno (c > 0,2 kPa) em solos próximos a superfície;

- Ângulo de atrito (ϕ): o ângulo de atrito é utilizado para modelar o atrito efetivo do solo, em combinação com uma coesão efetiva (observar a figura 2.15). Pode ser utilizado este procedimento tanto para solos drenados como na condição *Undrained (A)*, sendo que em ambos os casos o PLAXIS vai realizar uma análise de tensão efetiva. Deve ser utilizado em graus;

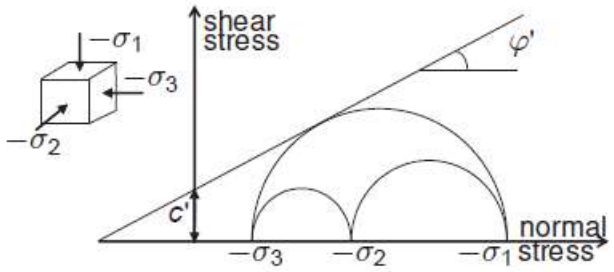


Figura 2.15: Diagrama de tensão normal x tensão cisalhante.

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

- Ângulo de dilatância (ψ): uma dilatância positiva significa que quando o solo estiver em condições drenadas, o mesmo vai continuar a dilatar enquanto houver deformação cisalhante. Quando o solo é modelado como *Undrained (A)* ou *Undrained (B)* (ângulo de atrito sendo zero e coesão = S_u), o ângulo de dilatância é automaticamente definido como zero. Sem considerar camadas fortemente sobre-consolidadas, argilas tendem a apresentar um ângulo de dilatância igual a zero, assim como areias quartzosas que possuem ângulo de atrito inferior a 30º.

- Hardening Soil (Modelo de endurecimento de solo):

Este é um modelo avançado para a simulação do solo, composto de um tipo de modelo hiperbólico elastoplástico. Nesse modelo são requisitados três módulos de elasticidade para o solo: módulo de elasticidade secante (E_{50}), módulo de elasticidade na descarga/recarga (E_{ur}) e o módulo de elasticidade oedométrico (E_{oed}). Entram na análise do modelo os parâmetros de coesão, ângulo de atrito e dilatância já conhecidos do modelo de Mohr-Coulomb.

Em contraste com o modelo anterior, nessa análise leva-se em consideração a relação que envolve a tensão vertical efetiva com a rigidez do solo, através da teoria da plasticidade. A rigidez do solo aumenta a medida em que mais tensão vertical é aplicada.

- Hardening Soil Small:

Evolução do modelo mencionado acima, busca uma compreensão avançada do comportamento do solo nas etapas de descarregamento e recarregamento do solo.

-Soft Soil (Modelo de solo mole):

É um modelo utilizado para simular o comportamento de solos moles, como argilas e turfas, funcionando melhor em situações de compressão primária. Foi criado para ser utilizado nas modelagens que envolvem a consolidação primária de argilas normalmente consolidadas.

De acordo com Vieira (2013), quatro pontos devem ser observados nesse modelo: a dependência da rigidez relativa com o nível de tensão (comportamento não linear do solo), a resposta do solo em seu carregamento primário difere da resposta da etapa de

descarga-recarga, a possibilidade de considerar a tensão pré-consolidada e que a ruptura do material obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

De acordo com Brinkgreve e Broero (2004), este modelo se tornou obsoleto com a introdução do modelo *Hardening Soil*, estando ainda no software para contemplar usuários antigos que se sentem confortáveis com seu uso.

- Soft Soil Creep:

Extensão do modelo *Soft Soil*, permitindo incluir os efeitos do tempo e sua fluidez. Utilizado em situações que envolvem solos normalmente adensados (normalmente argilas e siltes) com elevado grau de compressibilidade.

- Jointed Rock:

Esse modelo foi especialmente formulado para atender situações que envolvam camadas de rochas que envolvem camadas estratificadas em alguma direção particular. A plasticidade pode ocorrer em três direções, e cada camada e possui seus próprios parâmetros. A rocha envolvente é simulada como tendo comportamento elástico.

- Modified Clam-Clay:

Esse modelo é bem reconhecido, simulando o comportamento de solos moles normalmente adensados. O modelo assume uma relação logarítmica entre o índice de vazios e a média de tensão efetiva. Assim como o modelo *Soft Soil*, está em desuso.

2.7.2. Estruturas

Após serem geradas no software as características geotécnicas do local, com a disposição do solo concluída e os materiais definidos para cada camada de estratificação, inicia-se a inserção dos novos elementos estruturais. Para a modelagem do problema, pode-se utilizar o elemento *"plate"*, que no PLAXIS 2D nada mais é do que uma placa inserida na modelagem.

As placas são objetos estruturais usados para modelar estruturas delgadas no solo como uma rigidez a flexão significante e uma rigidez normal. Placas podem ser utilizadas para simular a influência de paredes, chapas, cascas ou revestimentos lineares na direção 'z' (figura 2.16). Os elementos de placa possuem três graus de liberdade por nó - dois graus de liberdade translacionais e um grau de liberdade rotacional (Brinkgreve e Broero, 2004).

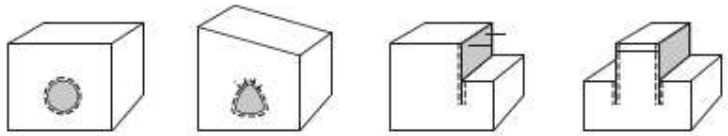


Figura 2.16: Exemplos de aplicações mas quais placas, ancoragens e interfaces são utilizadas.

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

As propriedades materiais das placas estão contidas nos conjuntos de dados dos materiais e os parâmetros mais importantes são a rigidez a flexão EI e a rigidez axial EA. Além desses parâmetros, é necessário também definir o peso específico do material e seu coeficiente de Poisson.

Com as informações de rigidez do material, é possível determinar uma espessura equivalente da placa, através da equação (2.30):

$$D_{eq} = \sqrt{12 * \left(\frac{EI}{EA}\right)} \tag{2.30}$$

Os elementos de placa são baseados na teoria de placas de Mindlin (Bathe, 1982). De acordo com essa teoria, podem ocorrer deflexões da placa devido ao cisalhamento, assim como devido à flexão da mesma. Adicionalmente, o elemento pode mudar de comprimento quando uma força axial é aplicada ao mesmo, podendo os elementos de placa se tornarem plásticos se o carregamento axial máximo ou se o momento fletor máximo prescrito for alcançado.

Quando elementos de 6 nós são utilizados na malha da modelagem, então cada elemento de placa é definido por três nós, enquanto que 5 nós são utilizados quando a malha é refinada para elementos de 15 nós. A figura 2.17 mostra elementos de placa com 3 nós e com 5 nós, com uma indicação dos pontos de tensão.

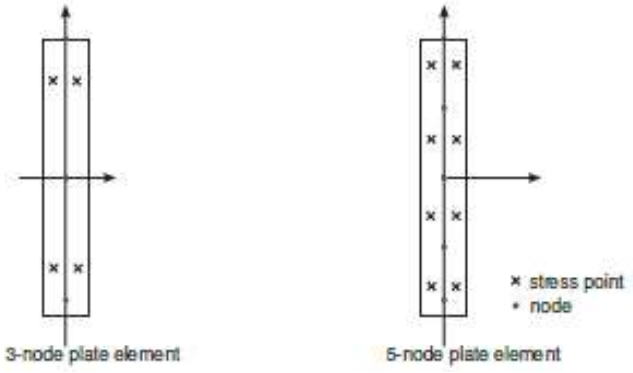


Figura 2.17: Posições dos nós e pontos de tensão nos elementos de placa de 3 e 5 nós.

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

Os momentos fletores e forças axiais são avaliadas através das tensões nos pontos de tensão e extrapoladas para os nós dos elementos. Um elemento de placa de 3 nós contém dois pares de tensões Gaussianas, enquanto que um elemento de placa de 5 nós possui 4 desses pares. No interior de cada par, os pontos de tensão estão localizados a uma distância de $\frac{1}{6}\sqrt{3D_{eq}}$ acima e abaixo da linha central da placa. É importante salientar que se a relação entre a rigidez a flexão e axial for alterada, são também alteradas a espessura equivalente D_{eq} e concomitante alteração da distância separando os pontos de tensão do elemento.

O comportamento elástico dos elementos de placa é regido pela equação (2.31):

$$\begin{bmatrix}\sigma_N \\ \sigma_2 \\ \tau\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\frac{2G}{1-v} & \frac{2G_v}{1-v} & 0 \\ \frac{2G_v}{1-v} & \frac{2G}{1-v} & 0 \\ 0 & 0 & kG\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_N \\ \varepsilon_2 \\ \gamma\end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Na qual 'k' é o fator de correção do esforço cortante equivalente a $\frac{5}{6}$. Para materiais isotrópicos, segue a equação (2.32):

$$G = \frac{E_1}{2(1+v)} \quad (2.32)$$

2.7.3. Interfaces

As interfaces são elementos disponíveis para modelar a interação entre solo e estrutura, como por exemplo os contatos entre uma estaca ou a linha de um túnel e o solo. Elementos de interface podem ser criados nas proximidades de um elemento de placa ou geogrelha, ou entre duas camadas de solo. Normalmente, os valores de ângulo de atrito e coesão não são os mesmos entre a interface e o solo ao qual está conectado.

Os elementos de interface são apresentados na modelagem como uma espessura finita, porém na formulação numérica suas coordenadas de pares de pontos nodais são as mesmas, portanto estes elementos têm espessura nula. Na figura 2.18, observa-se a distribuição de nós e pontos de tensão em elementos de solo de 6 nós e 15 nós.

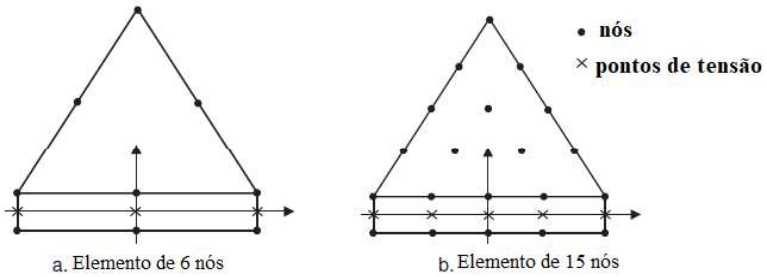


Figura 2.18: Distribuição de nós e pontos de tensão em elementos de 6 nós (a) e 15 nós (b).

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

De acordo com Brinkgreve e Broero (2004), ao utilizar uma interface, pares de nós são criados entre o solo e a estrutura, um pertencendo ao elemento estrutural e um pertencendo ao solo. A interação entre estes dois nós consiste de um sistema com duas molas elastoplásticas, uma para analisar o deslocamento de espaço e uma para o deslocamento de escorregamento. A figura 2.19 elucida melhor o comportamento das chapas (*"plates"*) utilizando ou não os elementos de interfaces.

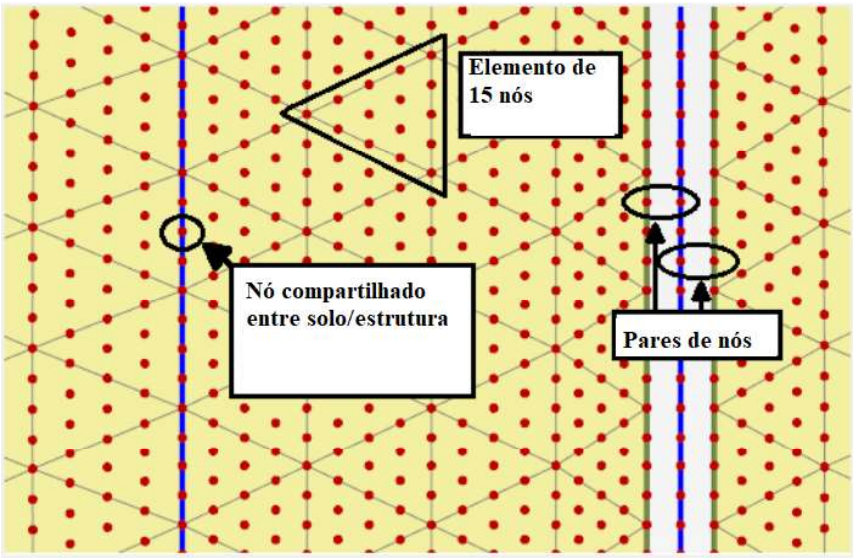


Figura 2.19: Identificação do sistema de interfaces.

Fonte: adaptado de Brinkgreve e Broero (2004).

A interface existente entre o solo e a estrutura é automaticamente definida como o modelo de Mohr-Coulomb, e o parâmetro que define qual a perda de resistência que ocorre entre estes dois elementos é o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}). É através dessa ferramenta que se torna possível obter valores de resistência menores que os do solo, relacionando o atrito nas paredes e a adesão à interface (Vieira, 2013).

As equações (2.33) e (2.34) relacionam as propriedades do solo com as características da interface:

$$c_i = R_{inter} * c_{solo} \tag{2.33}$$

$$tg_{\emptyset i} = R_{inter} * tg_{\emptyset solo} \leq tg_{\emptyset solo} \tag{2.34}$$

Onde:
- ϕ_i é o ângulo de atrito na interface;
- ϕ_{solo} é o ângulo de atrito do solo;
- c_i é a coesão na interface;
- c_{solo} é a coesão efetiva ou resistência não drenada do solo.

Nas bordas de estruturas rígidas, onde mudanças bruscas na condição de contorno aparecem, picos de tensões surgem. Os elementos do modelo não são capazes de reproduzir essas mudanças, portanto ocorrem oscilações indesejadas nas tensões. De acordo com Brinkgreve e Broero (2004), para simular de forma correta as regiões com concentração de tensões, é recomendado que se faça um incremento de tamanho nos elementos de interface para que assim melhorem os resultados numéricos alcançados. Na figura 2.20(a), temos o diagrama de tensões sem a presença do prolongamento das interfaces, enquanto que na figura 2.20(b), podemos observar o prolongamento das mesmas.

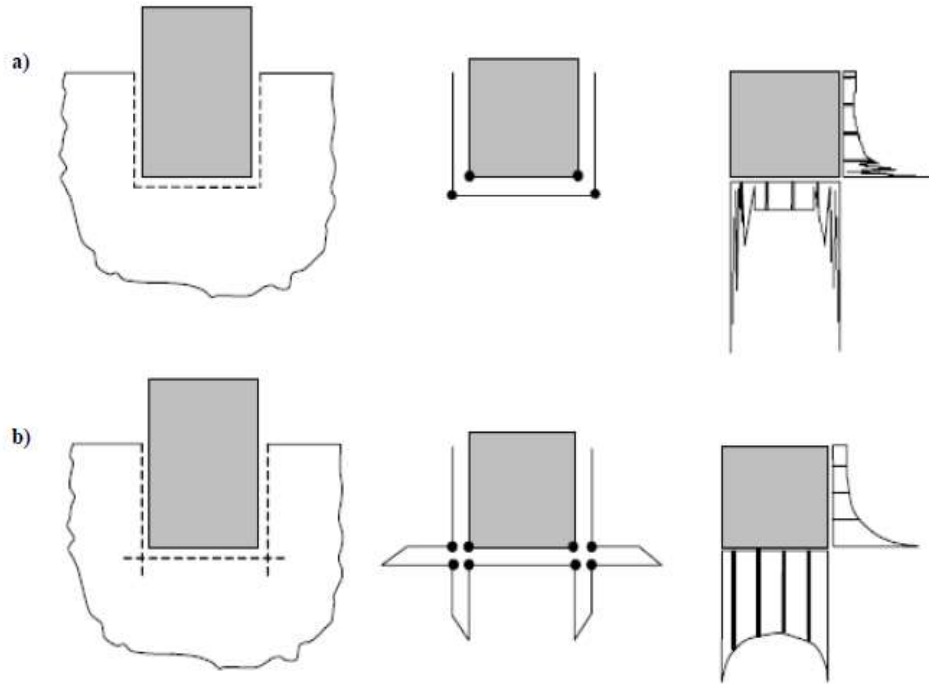


Figura 2.20: Demonstração das tensões sem (a), e com prolongamento das interfaces (b).

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

2.7.4. Malha

Após serem efetuadas no modelo as definições de geometria e materiais, este deve ser dividido em elementos finitos para que assim sejam realizados os cálculos. A essa composição dos elementos finitos se dá o nome de malha. Normalmente quanto mais finas as malhas, mais aproximados os resultados estarão da realidade. Porém malhas muito finas podem acarretar em um grande tempo de processamento, sendo que os resultados a partir de um ponto passam a não ter significativas mudanças. Quando isso ocorre, dizemos que houve uma convergência da malha.

O PLAXIS conta com um procedimento automático de geração de malha, levando em consideração as características dos solos, assim como das estruturas, cargas presentes no modelo e condições de contorno. Ao gerar uma malha automaticamente, é possível escolher entre 5 opções de refinamento: muito rudimentar, rudimentar, médio, fino e muito fino.

A versão 2D do PLAXIS opera com elementos triangulares de 6 e 15 nós, enquanto que a verão 3D utiliza elementos com formato de cunha de 15 nós (figura 2.21). No processo de geração da malha se utiliza a metodologia dos triângulos robustos, na qual os triângulos são otimizados visando não formar uma malha não estruturada. Dessa maneira, seus elementos não são regulares e seu desempenho numérico é ainda melhor.

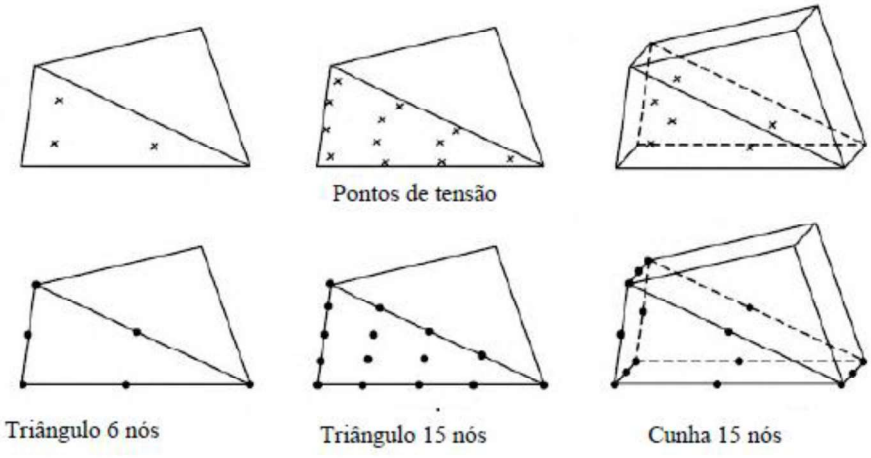


Figura 2.21: Tipos de elementos e seus pontos de tensão.

Fonte: Brinkgreve e Broero (2004).

O gerador automático de malha requer um parâmetro global de malha que representa o tamanho do elemento alvo, *Ie*. No PLAXIS esse parâmetro é calculado de acordo com a geometria externa do modelo (x_{min}, x_{max}, y_{min}, y_{max}) e da distribuição dos elementos de acordo com as opções selecionadas no menu de malha. A dimensão dos elementos é calculada com a equação (2.35):

$$I_e = \frac{nc}{12} * \sqrt{(x_{max} - x_{min}) * (y_{max} - y_{min})} \qquad (2.35)$$

A média de tamanho dos elementos *Ie* pode ser observada nas informações gerais no menu de projeto do programa de saída do PLAXIS. Por definição, a distribuição de elementos é definida como média, porém o usuário pode selecionar outros níveis de refinamento da malha para torna-la mais refinada ou grosseira. Os valores do parâmetro *nc* para a distribuição de elementos predefinidas pelo programa são os seguintes:

- Muito grosseira: *nc* = 2.00 30-70 elementos;
- Grosseira: *nc* = 1.33 50-200 elementos;
- Média: *nc* = 1.00 90-350 elementos;
- Fina: *nc* = 0.67 250-700 elementos;
- Muito fina: *nc* = 0.50 500-1250 elementos.

O número exato de elementos vai variar de acordo com a geometria do problema e ainda de opções de refinamento pontuais. Importante notar que uma malha composta por elementos de 15 nós gera uma distribuição muito mais refinada de nós e dessa forma geralmente obtém resultados muito mais precisos do que uma malha composta pelo mesmo número de elementos, porém de 6 nós. Em contrapartida, o uso de malhas de 15

nós exige muito mais tempo para processamento do que uma malha com um número menor de nós por elemento.

De acordo com Pires (2013), o triângulo bidimensional de 15 nós é um elemento altamente preciso e que tem apresentado resultados convincentes na análise de problemas complicados, entretanto a sua utilização exige um custo computacional elevado, consumindo muita memória e consequentemente tempo. A autora sugere que, na maioria dos casos, a utilização de elementos de 6 nós se mostra satisfatória para obtenção de resultados adequados.

É possível ainda refinar a malha em setores que se deseja verificar com maior precisão os resultados obtidos. Em áreas onde há grandes concentrações de tensões ou grandes gradientes de deformações são esperados, é desejável ter uma malha de elementos finitos mais precisa, enquanto que em algumas outras partes da modelagem a geometria não exige uma malha tão refinada. Essa situação ocorre muitas vezes em modelos nos quais muitas bordas são presentes, como o exemplo de diversas estacas inseridas no solo.

O refinamento local é baseado num fator de finura que pode ser especificado para cada entidade da geometria. Por padrão esse fator é definido como sendo 1,0 para a maioria das entidades da geometria, enquanto que é padronizado como 0,25 para elementos estruturais e cargas. Um fator de finura de 0,5 reduz os elementos para metade seu tamanho original, sendo valores aceitáveis de 0,03125 até 8,0. É importante salientar que a utilização de valores acima de 1,0 faz com que a malha tenha uma distribuição mais rudimentar.

2.7.5. Construção em estágios

Uma das ferramentas mais interessantes do software PLAXIS, e que torna mais realística a análise dos problemas, é a possibilidade de se realizar diversos estágios de cálculo. Nesses estágios, carregamentos, estruturas e volumes de solo podem ser adicionados ou removidos dos processos construtivos.

Pode-se por exemplo simular uma escavação com cortinas de estaca prancha, logo após simular a construção de um talude com enrocamento neste local e então modelar um aterro disposto acima da berma deste talude. Desta forma, cada etapa da construção será analisada subsequente a anterior, tornando os resultados mais fidedignos com a realidade.

A primeira fase de cálculo é sempre definida como a das condições iniciais do modelo. A partir daí novas etapas podem ser adicionadas, onde camadas de solo, cargas e estruturas podem ser ativadas ou desativadas. Também é possível modificar as propriedades dos materiais de acordo com o desenvolvimento do problema, simulando assim situações com amolgamento e plasticidade de materiais.

3. Estudo de caso

3.1. O Local de Estudo

A estrutura a qual o estudo teve como referência se localiza na cidade do Rio Grande, no extremo sul do Rio Grande do Sul (figura 3.1). Sendo a única cidade com saída para o oceano em toda a bacia hidrográfica da Laguna do Patos, sua atividade marítima é de grande relevância econômica e social para a cidade e região.

O Porto de Rio Grande se encontra dentre as principais atividades que movimentam a economia rio-grandina, sendo de acordo com Alfredini e Arasaki (2014) o segundo terminal portuário que mais movimenta TEU's (unidades equivalentes de containers). Por possuir acesso rodoviários, ferroviário, fluvial, lacustre e marítimo, se mostra de extrema importância para o escoamento de produtos nacionais no sul do Brasil e rota de importação e distribuição da produção estrangeira.



Figura 3.1: Localização da cidade de Rio Grande no Rio Grande do Sul.

Fonte: Wikipedia (2019).

Somado à importância econômica e social histórica do Porto de Rio Grande, a partir da metade do ano de 2007 houve uma expansão das atividades portuárias iniciada pela consolidação do Polo Naval do Porto do Rio Grande (figura 3.2), no qual ocorreu a construção e montagem de diversas plataformas de prospecção de petróleo. Dentre as diversas plataformas que foram encomendadas para construção na cidade, estavam previstas as plataformas petrolíferas P58 e P63, ambas do tipo FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*), plataformas de produção, armazenamento e descarga montadas a partir de cascos de navios petroleiros.

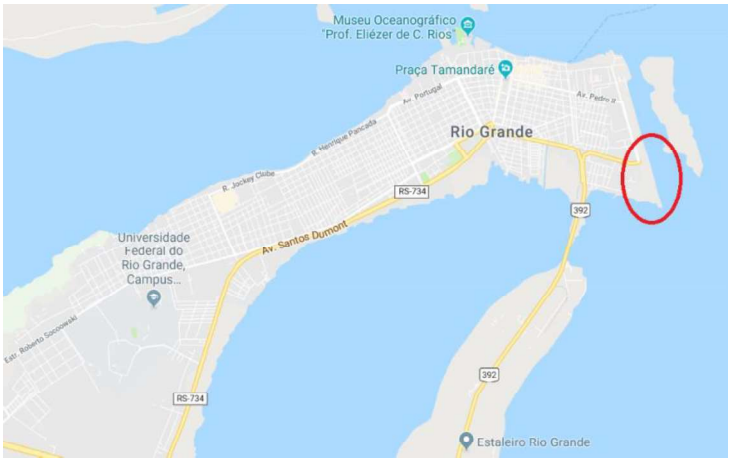


Figura 3.2: Localização da área de atuação da empresa de montagem.

Fonte: Google Maps (2019).

Buscando a melhor forma de construção e montagem destas plataformas, foi necessário realizar a ampliação do Estaleiro Honório Bicalho, mais especificamente com a construção de dois novos cais, um dolfin de amarração e obras de aterro que se encontram na zona do Porto Novo da cidade do Rio Grande. A figura 3.3 apresenta a localização exata do cais a ser analisado neste estudo.



Figura 3.3: Cais portuário estudado.

Fonte: Google Maps (2019).

Salienta-se que este estudo utilizou o cais citado anteriormente como uma referência apenas, não retratando de maneira realista os parâmetros das estruturas ali presentes. Os carregamentos adotados na modelagem foram determinados através de estudos bibliográficos de trabalhos realizados na região, não representando os carregamentos considerados no projeto do cais. Essas simplificações foram realizadas buscando otimizar a modelagem e transpor obstáculos da adaptação para um modelo 2D.

3.2. O Projeto

No desenvolvimento deste trabalho será realizada uma modelagem inspirada no Cais 1, que é composto por cinco plataformas: uma plataforma de load in/out, duas plataformas de ligação e duas plataformas de montagem. A primeira plataforma de ligação possui 60 m e as demais 40 m, totalizando assim 220 m, com largura mínima de 20 m e máxima de 38,05 m. O talude possui uma inclinação de 1:4. Na figura 3.4 é apresentado um esquema do posicionamento do cais e suas medidas , enquanto que na figura 3.5 são seccionadas e nomeadas as diferentes plataformas presentes no mesmo.

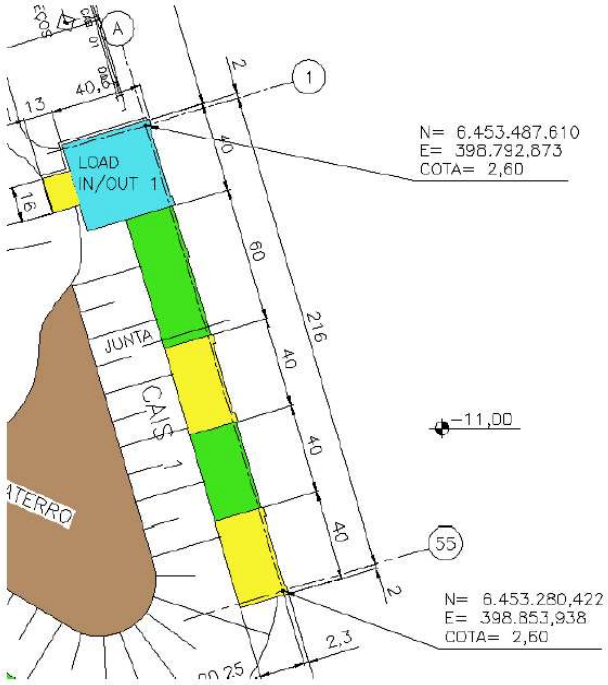


Figura 3.4: Esquematização das plataformas e suas dimensões.

Fonte: Estasul (2011).

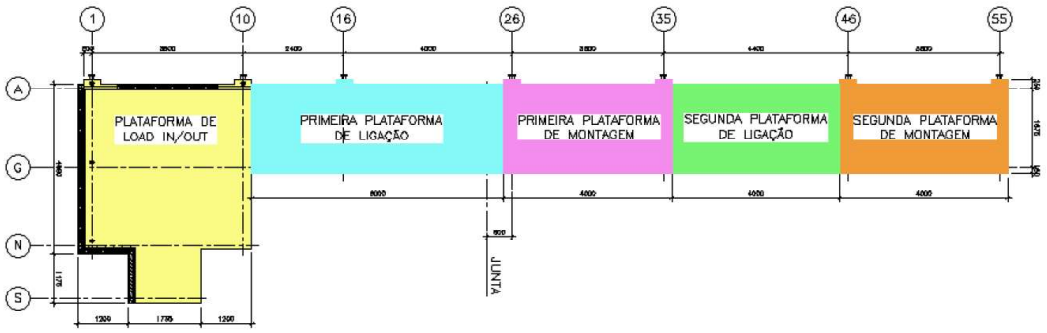


Figura 3.5: Identificação das plataformas.

Fonte: Estasul (2011).

A superestrutura é formada de peças pré-moldadas e peças concretadas *in loco*. Na figura 3.6 é possível identificar o nível zero como sendo o nível da água, o topo da plataforma como tendo cota de +2,60 m e a linha de fundo do oceano como tendo o nível de -11,0 m.

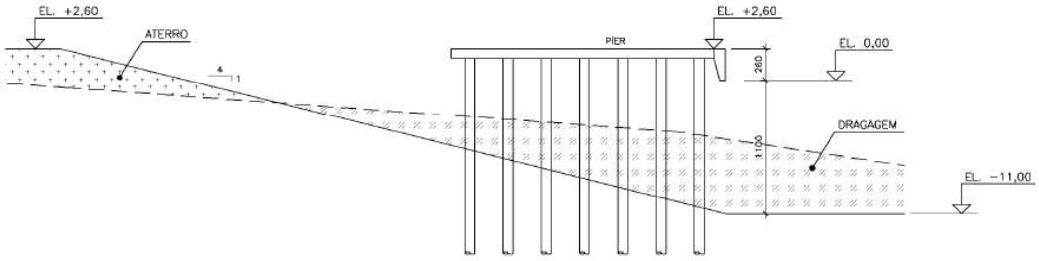


Figura 3.6: Esquema longitudinal da segunda plataforma de montagem.

Fonte: Tecton Engenharia (2011).

As plataformas de load in/out e de montagem possuem malha de posicionamento de estacas de 4,0 m x 3,125 m, enquanto que as plataformas de ligação possuem malha de estacas de 4,0 m x 6,25 m, conforme indicado na figura 3.7 e figura 3.8.

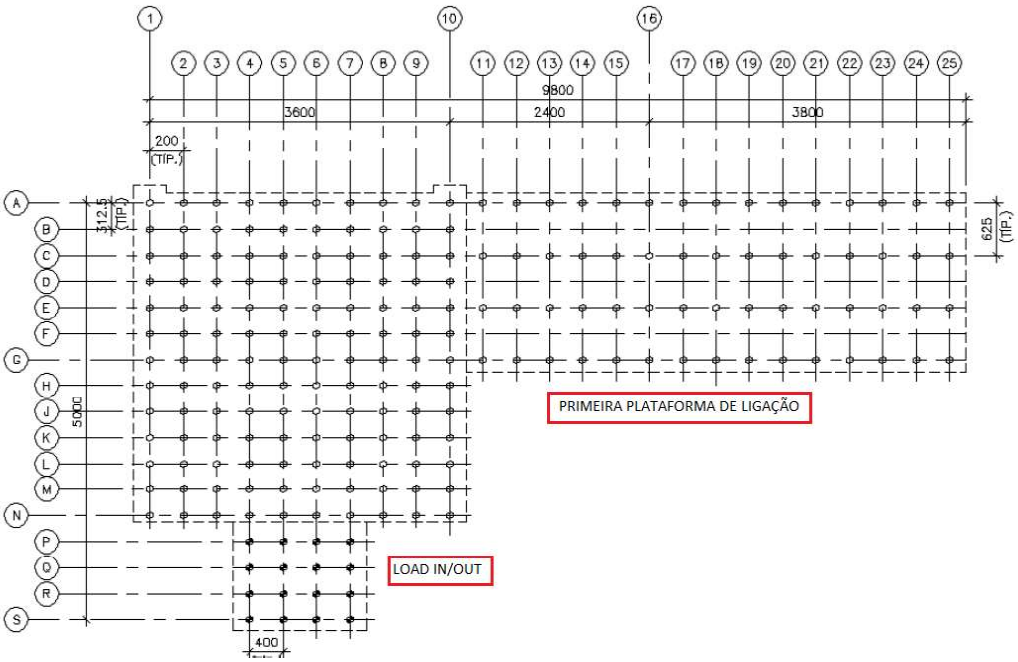


Figura 3.7: Estaqueamento da plataforma de load in/out e primeira plataforma de ligação.

Fonte: Tecton Engenharia (2011).

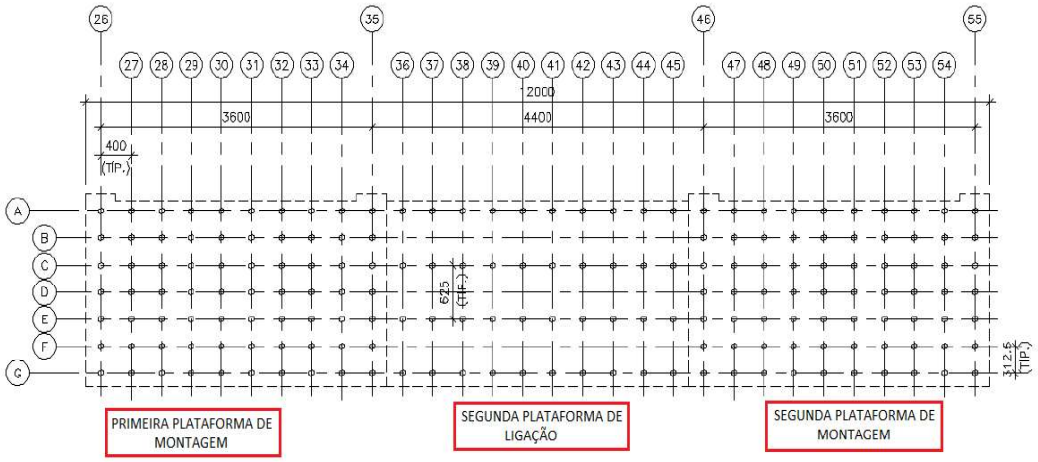


Figura 3.8: Estaqueamento da segunda plataforma de ligação e das plataformas de montagem. Fonte: Tecton Engenharia (2011).

3.3. Características das Estacas

O estaqueamento do cais é composto por 373 estacas de concreto protendido com 37,6 m de comprimento, sendo estas de seção transversal circular com diâmetro externo de 800 mm e diâmetro interno de 500 mm, portanto com 150 mm de espessura.

Para a armadura das estacas foram utilizadas 18 barras de 25 mm CA-50 e 12 cordoalhas de 12,7 mm CP-190 RB para a protensão. O concreto utilizado possui resistência característica à compressão maior ou igual a 40 MPa.

A empresa Tecton Engenharia emitiu um relatório para a empresa Quip no qual definiu a locação das prospecções dos ensaios de penetração os quais deveriam ser realizados, assim como apresentou os perfis resultantes dos mesmos e sugestões da dimensão longitudinal do estaqueamento a ser realizado. No relatório de sondagem foi determinado o comprimento das estacas, sua quantidade e sondagem utilizada para cada plataforma do cais. Essas informações estão presentes na tabela 3.1.

Tabela 3.1: Comprimento sugerido de estacas para o cais (Fonte: Adaptado de Projeto Conceitual Estaleiro Rio Grande, 2011).

		Comprimento Sugerido (m)		
Plataforma	Sondagem	Fora do Solo	No Solo	Nº Estacas
Load In/Out	SP-19	12,40	26,00	118
Ligação 1	SP-14	12,40	28,00	59
Montagem 1	SP-20	12,40	27,00	69
Ligação 2	SP-01	12,40	29,00	39
Montagem 2	SP-21	12,40	28,00	69

É importante salientar que no documento do projeto conceitual, inicialmente existiam contradições em relação à cota final das estacas cravadas no solo. Foi sugerido, levando em consideração uma maior segurança do projeto, que a cravação das estacas

prosseguisse até a cota abaixo da última camada argilosa presente no local. Entretanto, a cerca de 4 m acima da cota determinada, já se havia alcançado a resistência necessária de projeto.

Realizando uma análise puramente econômica, seria mais interessante utilizar o comprimento de estaca determinado pela resistência de projeto. A decisão tomada foi de que as estacas deveriam ser assentadas numa profundidade máxima de 35 m acima da última camada argilosa presente nas sondagens.

3.4. Carregamentos adotadas no projeto

O projeto inicial preconizava que o cais construído deveria ser capaz de atender às necessidades de carga e descarga de materiais para as plataformas que ali seriam desenvolvidas. De acordo com Almeida et al. (2012), este cais foi projetado de forma a suportar uma sobrecarga axial de 300 kN/m^2.

Nunes (2020) realizou um estudo em outro cais da região portuária de Rio Grande, no qual foram avaliados uma série de combinações de carregamentos. Para o esforço de atracação, foi considerada uma reação horizontal transmitida à estrutura de 770 kN nas defensas.

Além da carga distribuída de 300 kN/m^2 e dos esforços horizontais de 770 kN as quais o cais está submetido, foi adicionado uma carga pontual de 5000 kN localizada no centro do cais. Essa carga foi adicionada como uma forma de representar a possível presença de maquinários pesados e guindastes de elevação (Nunes, 2020).

As cargas acima foram estimadas como uma forma de análise puramente teórica e não são representativas da situação real encontrada no local nem das cargas de projeto. Serão realizadas modelagens complementares utilizando esses carregamentos, avaliando assim a influência dos hipotéticos esforços de atracação e sobrecarga citados anteriormente.

3.5. Perfil Geotécnico do Local

A região portuária de Rio Grande há anos vem sendo estudada por diversas empresas interessadas não somente na realização de obras portuárias, mas também na compreensão do comportamento das camadas argilosas ali presentes. Por se tratarem de obras que estão geralmente submetidas a altos esforços como de amarração, atracação, sobrecarga elevada e peso próprio, cais portuários necessitam de uma fundação adequada para desenvolver com segurança e qualidade a função de transmitir esses esforços ao solo.

Como o estudo de fundações está intimamente ligado ao solo ao qual está se conecta, diversas sondagens foram realizadas ao longo dos anos para melhor compreender as características do maciço geotécnico presente na região do terminal portuário rio grandino. Buscando executar as obras dos cais e do aterro de forma segura, foram realizadas sondagens SPT na região, para assim extrair o máximo de informações possíveis relativas à estratigrafia local.

Na etapa de prospecção do solo, uma campanha de ensaios de penetração padrão foi realizada, contendo os ensaios SPT 01, 14, 19, 20 e 21, conforme apresentado na figura 3.9. Os ensaios 01 e 14 são referentes às plataformas de ligação, já o 20 e 21 às plataformas de montagem e o ensaio 19 foi realizado no local onde está presente a plataforma de load in/out. Através dos ensaios de campo e de laboratório realizados, foi possível determinar um perfil geotécnico da região do Cais 1, que é mostrado na figura 3.10.



Figura 3.9: Localização dos ensaios SPT realizados.

Fonte: Estasul (2011).

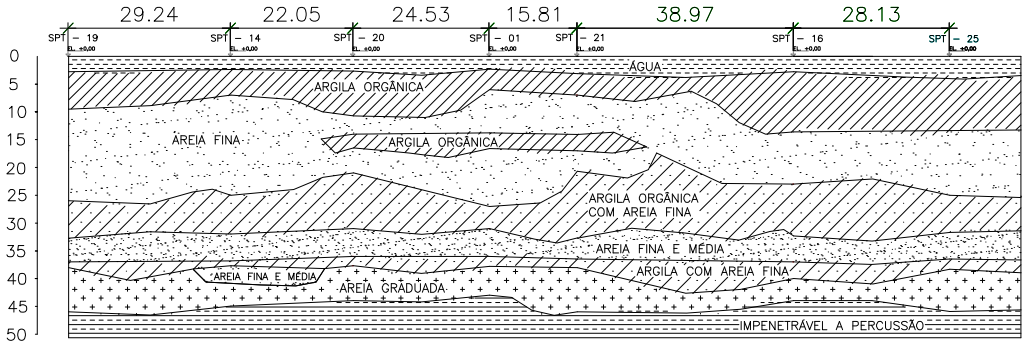


Figura 3.10: Perfil geotécnico do Cais 1.

Fonte: Almeida et al. (2012).

3.5.1. Características da extensa camada argilosa presente no local

A partir dos anos 2000, diversos investimentos foram realizados na região portuária de Rio Grande, especialmente voltados para a construção de novas instalações e pavimentação da retro-área portuária. Obras de grandes dimensões necessitavam de estudos atualizados referentes ao maciço geológico local, portanto uma série de campanhas de investigação foram realizadas.

Juntamente com as investigações geotécnicas vieram os trabalhos acadêmicos estudando as propriedades das camadas de solo presentes na região. De acordo com Dias et al. (2010), o solo presente na região do dique seco é composto de 4 macro camadas: A (superficial arenosa), B (diversas subcamadas intercaladas de areia e argila), C (argila siltosa) e D (camada basal arenosa muito compacta).

A camada A se estende da superfície até cerca de 13 metros de profundidade, com o N_{spt} crescendo até a profundidade de 10 metros. A camada B é uma combinação de pequenas camadas de argila e areia com espessura entre 1 e 3 metros. A camada C, formada por argila siltosa média a rija, aparece desde a profundidade de 27 metros até 45 metros. A última camada, presente de 40 metros de profundidade até 42 metros, é constituída de areia fina a média, sendo muito compacta. A figura 3.11 apresenta a divisão em macro camadas sugeridas.

O dique seco encontra-se na mesma região que o local estudado, portanto, algumas informações a respeito do mesmo podem ser utilizadas para supor o comportamento do solo da região do cais estudado.

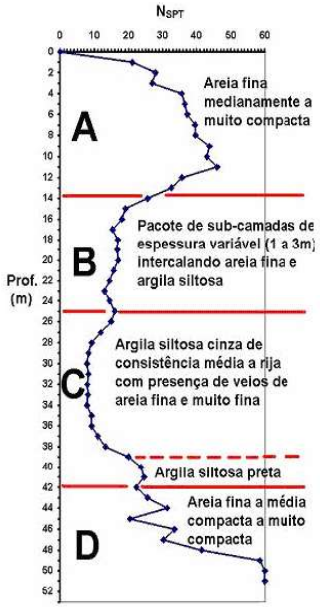


Figura 3.11: Macro camadas de solo presentes na região portuária de Rio Grande. Fonte: Dias et al. (2010).

Diversos são os estudos sobre a camada argilosa presente na região portuária apresentados ao longo dos anos. Almeida et al. (2012) utilizou informações presentes nos estudos de Dias et al. (2010) e Bastos et al. (2010) para apresentar um gráfico e informações a respeito da resistência não drenada do solo presente no local de construção do cais. A figura 3.12 apresenta informações a respeito da resistência não drenada obtida através de ensaios no local e estimados através de fórmulas matemáticas.

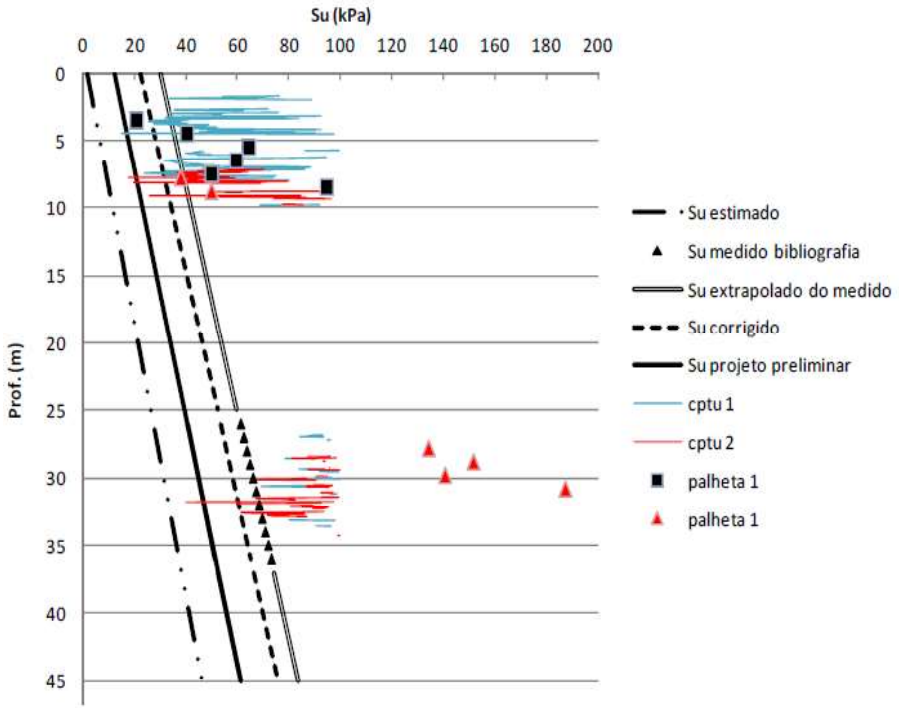


Figura 3.12: Valores de S_u na região do Estaleiro Honório Bicalho.

Fonte: Almeida et al. (2012).

A reta 'S_u extrapolado do medido' apresenta valores de resistência não drenada extrapolados obtidos através das medições realizadas no local apresentadas por Dias et al. (2010), utilizando a equação (3.1):

$$S_u = 30 + 1{,}19 * z\ (m) \qquad (3.1)$$

Já a reta 'S_u corrigido' foi obtida utilizando a correção de Bjerrum (μ = 0,75) nos valores obtidos através da equação 3.1. A correção de Bjerrum (1973) é utilizada ao determinar a resistência não drenada para ensaios de palheta, conferido aos resultados a correção devido a anisotropia da resistência e o tempo de carregamento até a ruptura.

3.5.2. Perfil de sondagem do ensaio SPT SP-01

A plataforma que será modelada neste trabalho corresponde à localização do ensaio SPT de número 01. Nas figuras 3.13, 3.14 e 3.15 a seguir, podemos observar os resultados no perfil de sondagem realizado pela empresa contratada. Na figura 3.13, podemos observar também o trecho que foi dragado, para que assim a construção fosse executada de forma adequada.

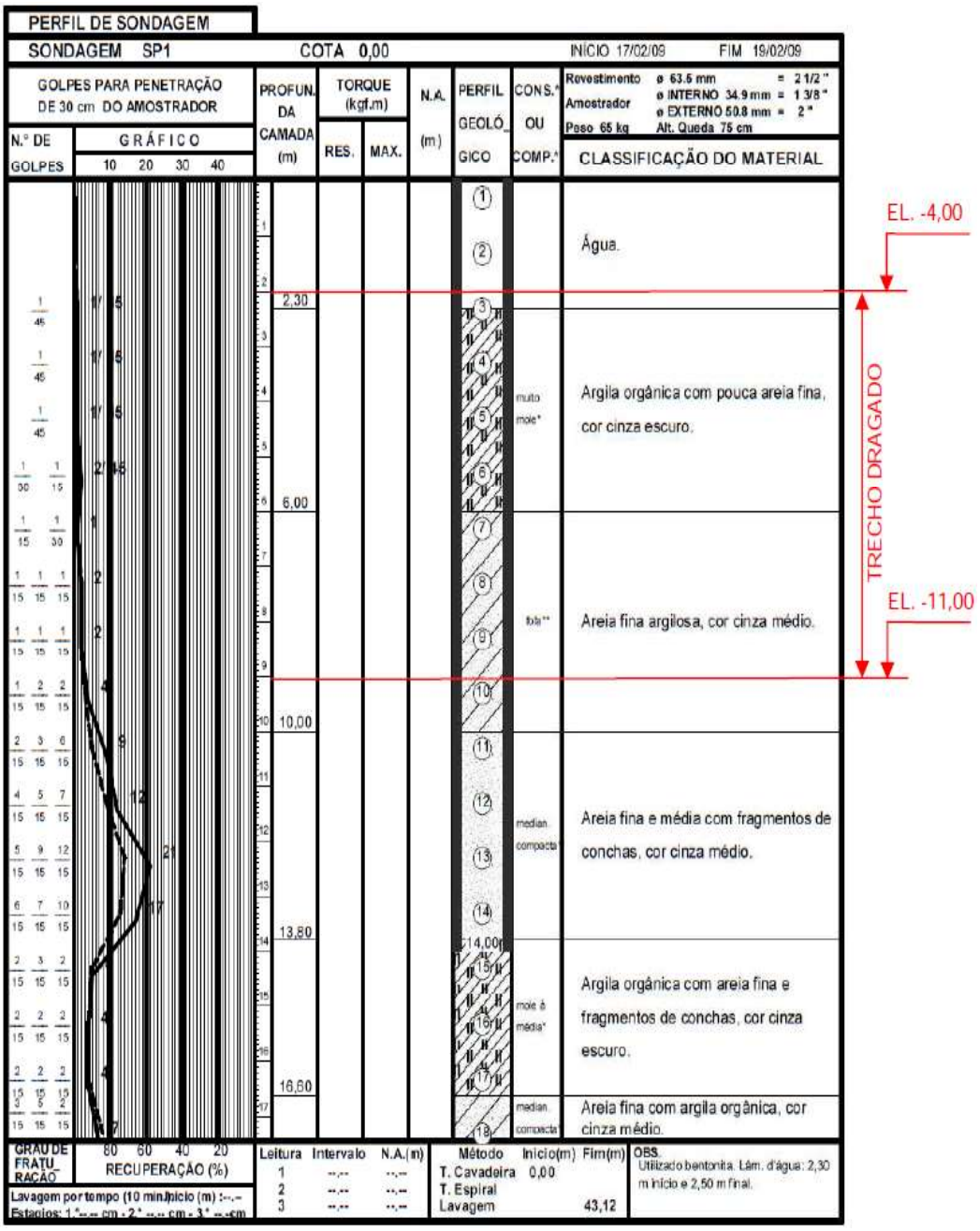


Figura 3.13: Perfil SPT 01 da profundidade de 0,0 m a -17,0 m.

Fonte: Estasul (2011).

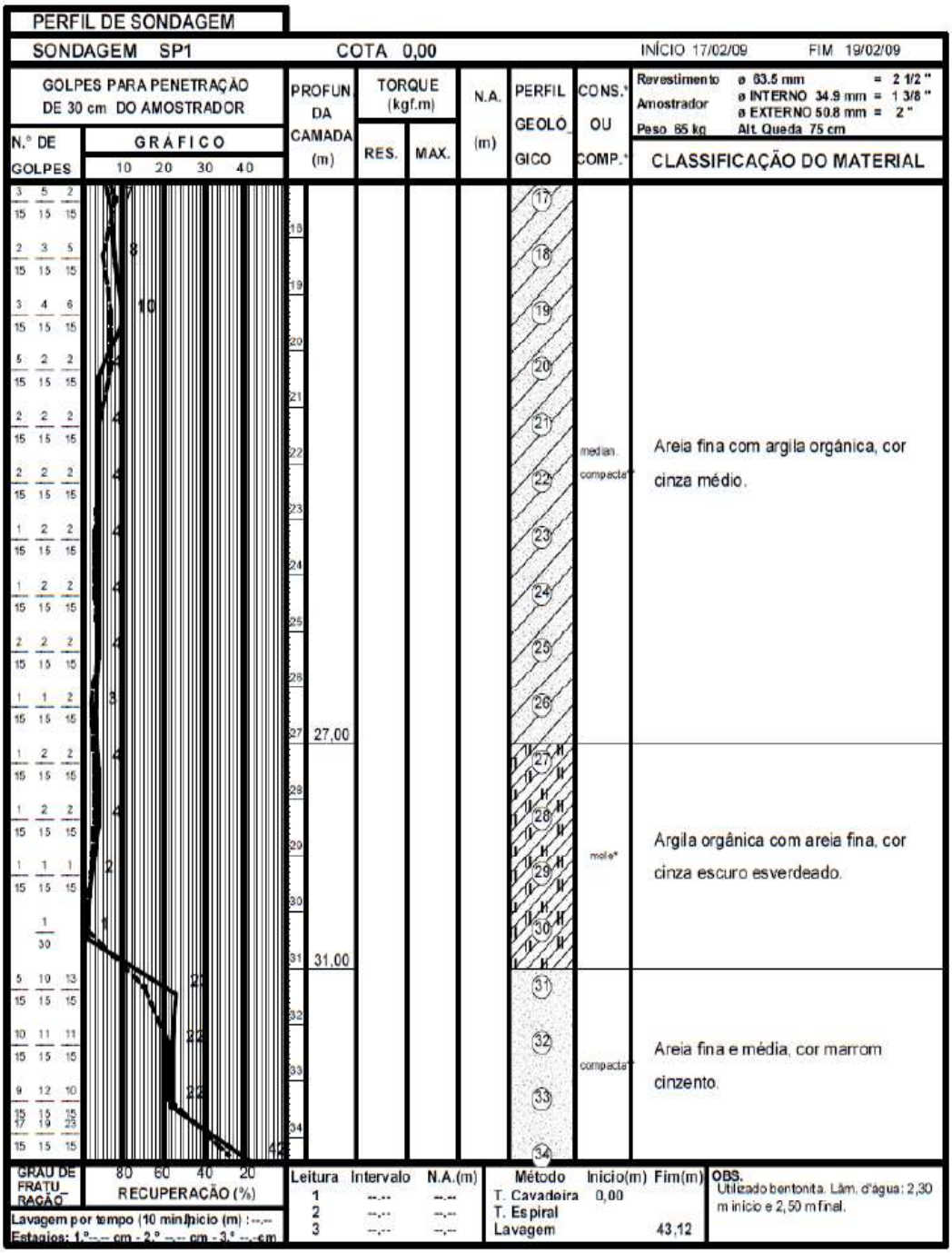


Figura 3.14: Perfil SPT 02 da profundidade de -17,0 m a -34,0 m.

Fonte: Estasul (2011).

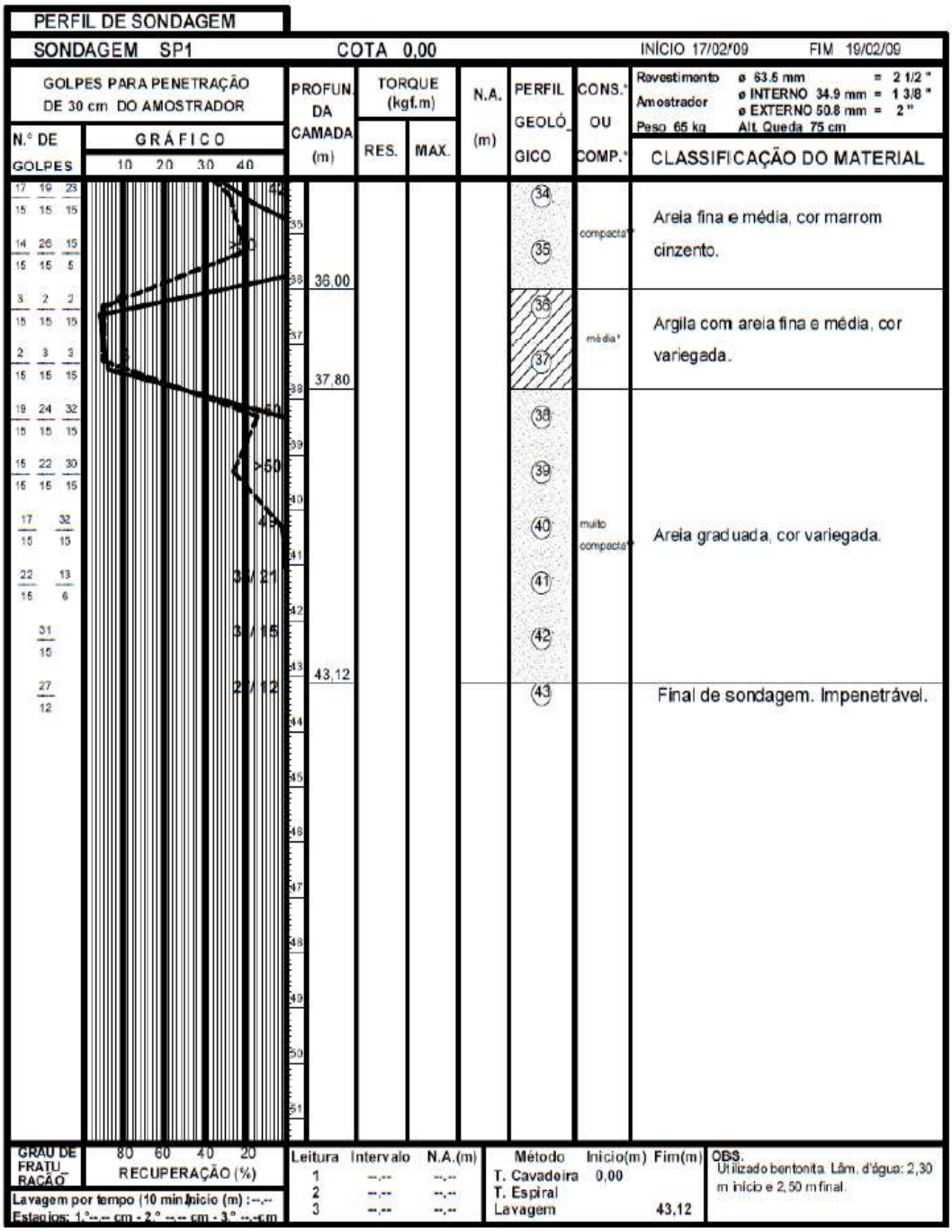


Figura 3.15: Perfil SPT 03 da profundidade de -34,0 m até o impenetrável. Fonte: Estasul (2011).

Analisando as informações obtidas através do perfil de sondagem acima, foram montadas a tabela 3.2 e um gráfico (figura 3.16) contendo as informações relativas ao tipo de solo encontrado no local e ao índice de resistência a penetração respectivamente. De acordo com as propriedades do solo em função da profundidade, optou-se pela divisão deste em 8 distintas camadas de areia e argila.

Tabela 3.2: Profundidade e tipo de solo presente no local.

Camada	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Tipo de Solo
1	-4,0	-11,0	Argila arenosa
2	-12,0	-16,0	Areia
3	-16,0	-19,0	Argila arenosa
4	-19,0	-21,0	Areia argilosa
5	-21,0	-33,0	Argila arenosa
6	-33,0	-38,0	Areia
7	-38,0	-40,0	Argila arenosa
8	-40,0	-45,0	Areia

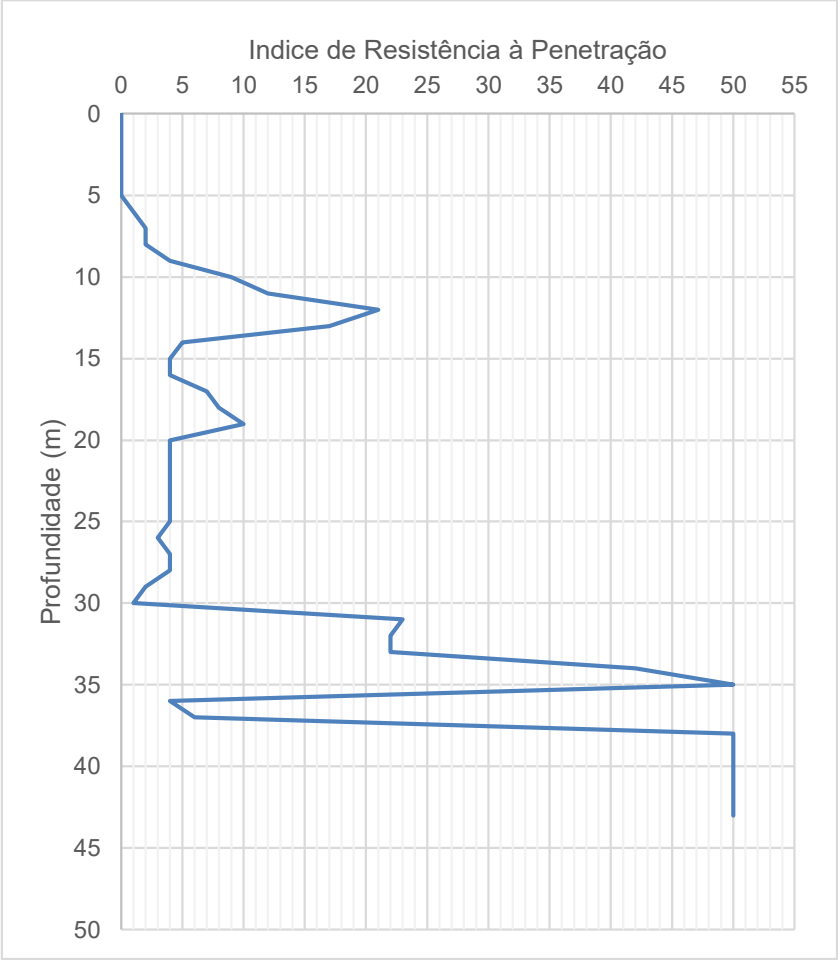


Figura 3.16: Variação do N_{spt} de acordo com a profundidade.

4. Características do modelo numérico

A modelagem do cais foi realizada utilizado o software de elementos finitos PLAXIS 2D, que se mostrou a melhor alternativa para obter os resultados de interação entre a fundação da estrutura e o solo do local. O software utiliza métodos numéricos como ferramenta de solução dos problemas envolvidos.

De acordo com Oshima (2004), os métodos numéricos, a partir da evolução dos computadores, se mostraram uma ferramenta cada vez mais explorada pelos pesquisadores. O estudo das reações do solo frente ao seu carregamento é bastante antigo, mas o avanço tecnológico aumentou o interesse por esse assunto nos últimos anos.

Nas últimas três décadas houve um grande crescimento nos métodos numéricos, sendo que agora é possível obter soluções mais realistas e adequadas para os problemas envolvendo a interação solo-estrutura. Entre os métodos numéricos mais utilizados, o procedimento dos métodos dos elementos finitos se mostra o que melhor pode ser empregado, superando as desvantagens dos métodos convencionais (CHRISTAN, 2012).

4.1 Propriedades geotécnicas do modelo numérico

Para executar os modelos numéricos do presente estudo, o software PLAXIS conta com dois principais meios: definição da geometria através de poços de escavação e através do método de inserção de polígonos de solo. Neste trabalho a modelagem da situação apresentada no local foi realizada através da inserção dos polígonos ("*Soil Polygons*"), visto que esse método se mostrou mais preciso ao demarcar as limitações da estratigrafia do terreno. Através da linha de comando os pontos iniciais e finais referentes a cada camada foram introduzidos e a geometria do local foi devidamente modelada no software.

Após definida a geometria local, foi necessário então atribuir propriedades ao solo. As características desses solos são inseridas através do menu de materiais presente nas etapas de inserção de solos e estruturas do programa e dependem basicamente do modelo constitutivo e tipo de drenagem.

Na janela "*Material Sets*" podem-se incluir novos materiais, editar materiais já existentes, copiar materiais selecionados entre outras diversas funções. Ao criar um novo material, inicia-se uma nova janela do software na qual devem ser incluídas as diversas propriedades do material, como por exemplo:

- modelo de material: linear elástico, Mohr Coulomb, *Hardening Soil*, *Soft Soil,* entre outros (item 2.7.1);
- tipo de drenagem: drenado ou não drenado;
- peso específico: saturado e não saturado;
- parâmetros de rigidez: módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

A determinação dos parâmetros de cada camada de solo encontrada na execução do cais Honório Bicalho pode ser obtida através do ensaio SPT realizado previamente no local (item 3.5.1) e através de correlações relacionadas ao mesmo encontradas na literatura (item 2.3.1 ao 2.3.6).

A partir dessas informações foi possível estabelecer a estratigrafia local e inserir suas propriedades no software. As propriedades de peso específico, módulo de elasticidade e resistência não drenada utilizadas foram obtidas por Bowles (1997), ângulo de atrito por Teixeira (1996, apud Cintra 2003), resistência não drenada através do trabalho de Stroud (1989) e coeficiente de Poisson através de Teixeira e Godoy (1996). Na tabela 4.1, são apresentados de forma resumida os resultados obtidos para o ensaio SPT-01. As tabelas completas podem ser verificadas no anexo A e B do presente trabalho.

Tabela 4.1: Propriedades das camadas de solo utilizadas no modelo inicial.

Camada	Cota inicial (m)	Cota final (m)	γ_{sat}(kN/m^3)	ϕ (°)	E (MPa)	S_u (kN/m^2)	ν
1	0,0	-11,0	16,0	-	12,4	10,0	0,4
2	-11,0	-15,0	19,0	33,3	65,0	-	0,4
3	-15,0	-18,0	18,0	-	25,0	25,0	0,4
4	-18,0	-20,0	19,0	29,7	65,0	-	0,4
5	-20,0	-32,0	18,5	-	45,0	20,0	0,4
6	-32,0	-37,0	19,4	42,7	67,6	-	0,4
7	-37,0	-39,0	19,5	-	57,5	25,0	0,4
8	-39,0	-100,0	21,5	49,6	89,2	-	0,4

As informações referentes à camada de aterro foram as utilizadas por Almeida et al. (2012) em seu trabalho a respeito de estudos geotécnicos na área em questão. Na tabela 4.2, os parâmetros adotados pelo autor são apresentados.

Tabela 4.2: Propriedades do aterro hidráulico.

Camada	γ_{sat}(kN/m^3)	ϕ (°)	E (MPa)	c (kN/m^2)	ν
Aterro	21,0	35	80,0	0	0,4

Após serem gerados os materiais, é necessário indicar então em quais áreas pré-determinadas eles serão utilizados. Esta ferramenta é muito útil pois após serem criados os materiais, pode-se então alternar seu posicionamento e localização no modelo, de forma a gerar diferentes cenários. Na figura 4.1, o modelo após a inserção dos solos e suas propriedades é mostrado, assim como as camadas constituintes na modelagem.

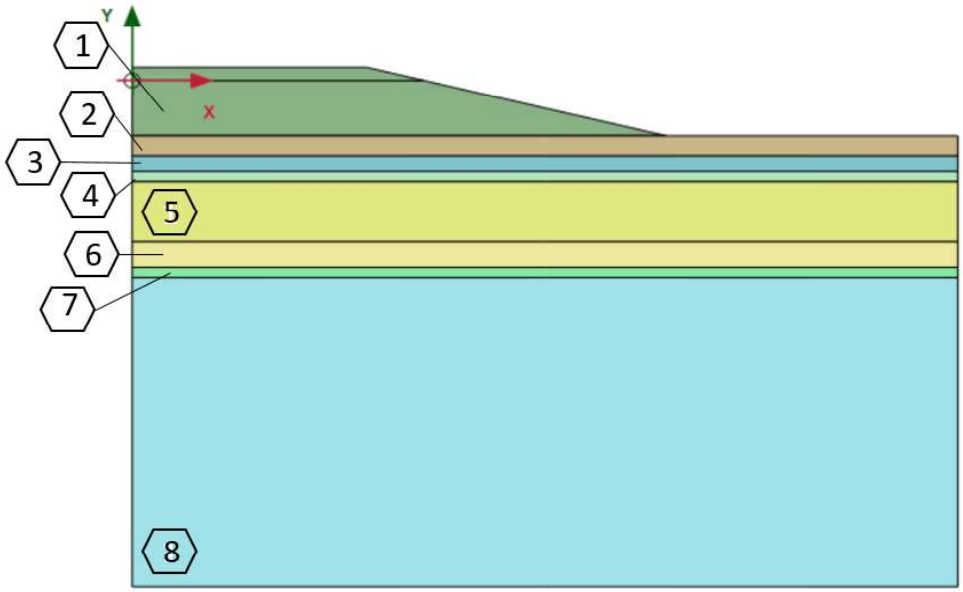


Figura 4.1: Modelo do solo.

4.2 Propriedades das estruturas no modelo numérico

Para a geração dos elementos que representarão as estacas no PLAXIS 2D, foi utilizado o componente "*plate*" já mencionado no item 2.7.2. Este componente é muito versátil e na versão 2D pode ser utilizado para representar estacas, vigas, pilares, lajes, muros de arrimo entre diversos outros.

Para realizar o posicionamento correto das estacas se utilizou a linha de comando inserindo a instrução "*plate (x y)*", sendo x e y as posições iniciais e finais de cada extremidade da estaca. A inserção dos elementos de placa seguiu as dimensões e distanciamentos apresentados no capítulo 3 deste trabalho.

Após inseridas todas as estacas, de forma análoga a inserção das características dos materiais do solo, inicia-se a definição das propriedades destes elementos. A partir das informações a respeito dos materiais e especificações apresentadas no item 3.3 deste trabalho, foi possível calcular os parâmetros necessários para utilização no modelo. É importante salientar que para a modelagem do problema, as estacas foram consideradas como sendo maciças de concreto.

Um breve resumo das informações referentes às estacas e as equações a respeito da geometria das mesmas são apresentadas a seguir:

- Relação constitutiva do material: elástico-linear;
- Diâmetro das estacas: 800mm;
- Profundidade de assentamento das estacas: 35 metros (item 3.3);
- Comprimento total das estacas: 37,6 metros;
- Resistência característica do concreto à compressão: 40 MPa;
- Coeficiente de Poisson do concreto: 0,2;
- Peso específico do concreto: 25 kN/m^3.

Para determinar área de seção transversal e o peso por metro da estaca, temos:

$$Área\ (A) = \ \pi * \frac{D^2}{4} = \frac{3{,}1415}{4} * (0{,}8m)^2 = 0{,}5026\ m^2$$

$$Peso\ por\ metro\ (w) = Área * Peso\ específico\ do\ concreto$$
$$w = 0{,}5026\ m^2 * 25\frac{kN}{m^3} = \ 12{,}5664\ kN/m$$

Para o módulo de elasticidade tangente (E_{ci}) e secante (E_{cs}) do concreto, foram utilizadas as seguintes fórmulas respectivamente:

$$E_{ci} = 5600 * \sqrt{fck} = 5600 * \ \sqrt{40} = 35417{,}51\ MPa$$

$$E_{cs} = 0{,}85\ Eci = 0{,}85 * 35417{,}51\ MPa = 30104{,}88\ MPa$$

Para determinar o momento de inércia e módulo de elasticidade secante e tangente temos:

$$I = \frac{\pi}{64} * D^4 = \frac{\pi}{64} * (0{,}8m)^4 = 0{,}2011\ m^4$$

$$EA = Eci * Área = 35417{,}5097\ MPa * 0{,}5026\ m^2$$
$$EA = \ 1{,}8 * 10^7\ MPa$$

$$EI = \ Eci * I = 35417{,}5097\ MPa * 0{,}02011\ m^4$$
$$EI = 712111\ MPa$$

De acordo com o projeto estrutural do cais, a plataforma de ligação 02 possui 40 m de comprimento, por 21,40 m de largura, totalizando uma área de 856 m². Sua espessura é de 0,2 m. O peso da plataforma e seus módulos de elasticidade são determinados pelas seguintes equações:

$$Peso\ (w) = Peso\ específico\ concreto * Espessura$$
$$w = 25\frac{kN}{m}m^3 * 0{,}2\ m\ = \frac{5\frac{kN}{m}}{m}$$

$$EA = Eci * Espessura = 35417{,}5097\ MPa * 0{,}2\ m$$
$$EA = \ 7083502\ kN/m$$

$$EI = \ Eci * I = 35417{,}5097\ MPa * \frac{1\ m * 0{,}2\ m}{12}$$
$$EI = 590292\ kNm^2/m$$

4.2.1 Adaptação do problema 3D para um estado de plano deformação

O principal problema enfrentado ao modelar problemas de engenharia em duas dimensões é a transição dos parâmetros que se teria em uma situação 3D para 2D. Neste trabalho, buscando obter os resultados de recalques e momentos presentes nas estacas, foi realizada a modelagem do cais seguindo os princípios do trabalho de Ryltenius (2011, *apud* Poulos) para modelagem de um radier estaqueado.

Utilizando estes princípios, as colunas de estacas que estão fora do plano passam por uma transformação, modificando suas propriedades e sendo representadas por "elementos de paredes". A figura 4.2 apresenta uma simplificação desta transformação, para melhor entendimento do processo.

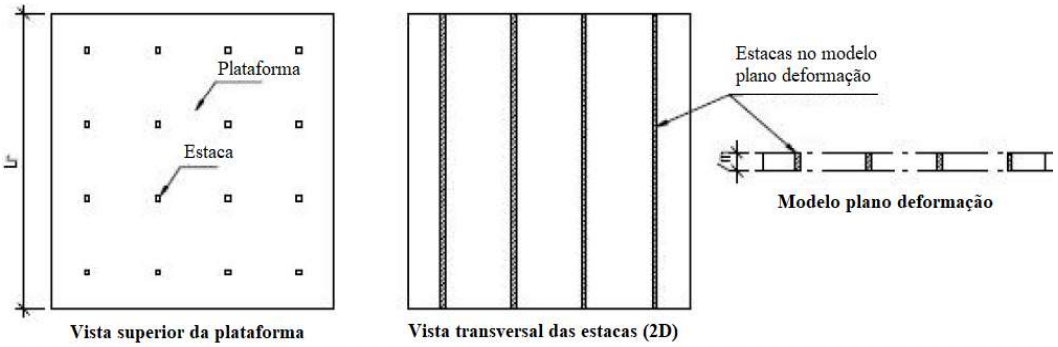


Figura 4.2: Modelo plano deformação (Fonte: adaptado de Ryltenius, 2011).

Como o elemento de parede é definido metro por metro, a tensão normal, rigidez à flexão e peso das colunas de estacas situadas fora do plano são também definidas metro por metro através das equações (4.1), (4.2) e (4.3) (Ryltenius, 2011):

$$EA_{ps} = EA * \frac{n_{p-row-i}}{L_r} \tag{4.1}$$

Onde:
- EA_{ps} é a tensão normal no modelo *plane strain*;
- EA é a tensão normal de uma estaca;
- $n_{p\text{-}row\text{-}i}$ é o número de estacas na coluna dita *i;*
- L_r é o comprimento da plataforma no estado plano.

De forma análoga, a rigidez à flexão é calculada da seguinte maneira:

$$EI_{ps} = EI * \frac{n_{p-row-i}}{L_r} \tag{4.2}$$

E o peso das estacas é obtido através da seguinte equação:

$$w_{ps} = w * \frac{n_{p-row-i}}{L_r} \tag{4.3}$$

No PLAXIS, as estacas no modelo plano deformação são modeladas utilizando-se elementos *plate* juntamente com elementos de *interface*, responsáveis pela interação

entre o solo e a estrutura. Como já visto anteriormente, ao inserir o elemento de interface é necessário definir o fator de redução de força do solo adjacente à estaca.

Ryltenius (2011) afirma que o fator de redução geralmente é maior para solos coesivos do que solos não coesivos, estando no intervalo de 0,7 - 0,8 no primeiro caso e sendo 0,9 para o segundo caso. Zakia *et al*. (2011) sugere que valores entre 0,8 e 0,9 para este coeficiente representam bem a maioria de situações de interação entre solo estrutura.

Analisando os trabalhos citados acima e as recomendações do software PLAXIS 2D, foi definido o valor do fator de redução na interação (R_{inter}) como sendo 0,85. Esse fator de redução deve também ter seus parâmetros ajustados ao modelo 2D, através da equação (4.4):

$$R_{inter,ps} = R_{inter} * \frac{(n_{p-row-i} * A_s)}{2 * L_r} \tag{4.4}$$

Sendo A_s a área existente entre as duas paredes de estacas do modelo (diâmetro da estaca x distância entre duas colunas de estacas), representada na figura 4.3 como a área hachurada.

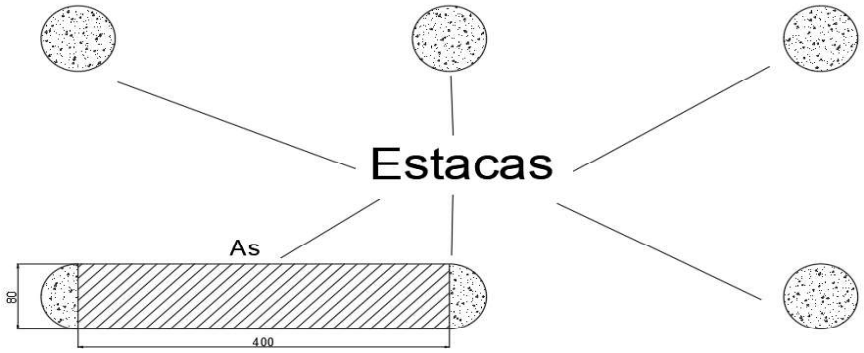


Figura 4.3: Identificação da área entre estacas em planta.

As tabelas 4.4 e 4.5 apresentam os resultados obtidos para os parâmetros das estacas e da plataforma a serem inseridos no modelo plano deformação, calculados através das equações acima. Após realizados os cálculos de acordo com a equação (4.4), o coeficiente de interação foi determinado como sendo de 0,34 para o modelo de plano deformação.

Tabela 4.3: Propriedades das estacas no modelo plano deformação.

Propriedade	Valor	Unidade
Rigidez Normal (EAps)	4450696,00	kN/m
Rigidez Flexão (EIps)	178027,80	kN/m
Peso (wps)	3,14	kN/m/m

Tabela 4.4: Propriedades da plataforma no modelo plano deformação.

Propriedade	Valor	Unidade
Rigidez Normal (EAps)	2800000,00	kN/m
Rigidez Flexão (EIps)	1511147,00	kNm²/m
Peso (wps)	20,00	kN/m/m

Os carregamentos citados no item 3.4 deste trabalho foram incluídos no modelo. Todos os carregamentos foram considerados na mesma seção analisada, verificando assim a pior situação possível encontrada no cais.

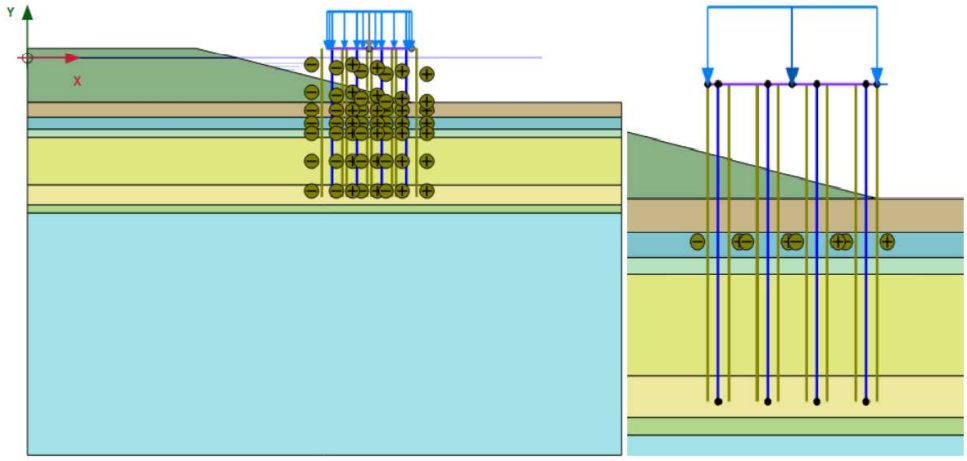


Figura 4.4: Modelo e detalhamento dos solos e estruturas.

4.3 Definição e análise da malha de elementos finitos

Para gerar a malha de elementos finitos automaticamente, devemos entrar no menu de malhas e selecionar a opção "*generate mesh*" e definir se a malha deve ser realizada de uma forma mais grosseira ou mais fina.

Buscando otimizar o processo de geração dos modelos, foi escolhida uma malha média, pois esta não demanda tanto esforço computacional e apresenta resultados razoáveis como solução, o que será evidenciado no prosseguimento desse trabalho. Na figura 4.6 observamos o menu de geração automática de malha. Observe que há também a possibilidade de definir um refinamento automático e a opção de definir manualmente as dimensões e tamanho relativo dos elementos.

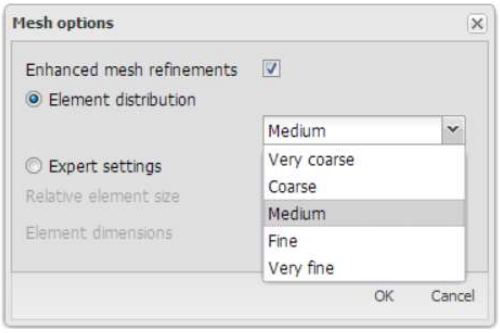


Figura 4.5: Definição da malha automática como média.

Através do menu de malha, é possível refinamentos pontuais na malha, buscando uma análise mais detalhada em locais onde existam um grande número de interfaces de estruturas e solos ou pontos de concentração de tensões. Podemos também obter

diversas informações, como a qualidade da malha gerada, tamanho dos elementos, número de nós e elementos.

Buscando encontrar um refinamento de malha que apresentasse os resultados da forma mais acurada possível, porém levando em consideração o tempo necessário para realizar essa modelagem, foi efetuada uma análise de malha no modelo. Os cinco refinamentos padrão apresentados no PLAXIS 2D foram utilizados e alguns parâmetros foram analisados nos diferentes modelos, buscando verificar a convergência dos valores.

Cinco diferentes modelos foram gerados: *very coarse, coarse, medium, fine e very fine*. Todos os parâmetros foram analisados na estaca de referência 1, a mais próxima da crista do talude, sendo eles o esforço axial máximo (kN/m), esforço cortante máximo (kN/m), momento máximo (kNm/m) e recalque total (cm). A tabela 4.5 apresenta as informações de nós e elementos de cada modelo, assim como os resultados obtidos para os parâmetros analisados.

Tabela 4.5: Informações de refinamento de malha.

Refinamento	*Very Coarse*	*Coarse*	*Medium*	*Fine*	*Very Fine*
Elementos	1044	1280	1467	2153	3003
Nós	8874	10842	12396	18176	23200
Axial Max. (kN/m)	-1367	-1364	-1365	-1360	-1359
Cort. Max. (kN/m)	100.7	87.44	88.71	82.52	82.14
Mom. Max. (kN/m)	-626.9	-620.3	-618.5	-614.3	-612.8
Recalque Max. (cm)	0.3941	0.3922	0.3913	0.3901	0.3899

As figuras de 4.6 a 4.9 evidenciam melhor a disparidade dos resultados de acordo com os refinamentos de malhas selecionados. Na figura 4.6 podemos observar o esforço axial máximo ocorrido na estaca, destacando-se pouca variação de resultados a medida em que se é refinada a malha. Por exemplo, enquanto o número de elementos da malha média para a fina aumenta em 46,76%, a tensão axial alcança sua variação máxima de apenas 0,37%, saindo de 1365 kN para 1360 kN.

Já na figura 4.7 é observada uma variação ligeiramente maior do esforço cortante, saindo de 100,7 kN na malha muito grosseira para 82,14 kN na malha muito fina. A maior variação de valor é encontrada entre as malhas muito grosseira e grosseira, chegando a um decréscimo de 13,17% de tensão. Essa discrepância é menor do que os 22,61% de variação no número de elementos encontrado entre esse refinamento de malhas. A medida que o refinamento é realizado, a variação de resultados diminui, chegando a um decréscimo de 6,98% entre as malhas média e fina e 0,46% entre a fina e muito fina.