

ESTUDO DA MODELAGEM DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS

Alessandro Reina Torres

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador : Francisco de Rezende Lopes

Rio de Janeiro
Outubro de 2014

ESTUDO DA MODELAGEM DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE OBRAS
PORTUÁRIAS

Alessandro Reina Torres

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
OUTUBRO DE 2014

Torres, Alessandro Reina

Estudo da Modelagem de Estruturas de CONTENÇÃO de Obras Portuárias/ Alessandro Reina Torres. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XIX, 217 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 179-186.

1. Coeficiente de reação do solo. 2. Cortina de cais.
3. Modelos de representação do solo. I. Lopes, Francisco de Rezende. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“A glória de Deus é compartilhar.”
(Gerson Borges)

DEDICATÓRIA

A Deus, por ter me concedido o privilégio de finalizar este curso, e por ter me concedido força, saúde e disposição durante a longa jornada até chegar aqui.

A minha esposa amada Aline Torres pelo apoio, incentivo e principalmente pelo companheirismo e compreensão nos momentos difíceis, e também pela alegria por cada etapa conquistada, que compartilhamos e celebramos ao longo do percurso.

Ao Miguel Torres, meu filho amado e querido, que veio florescer nosso jardim, sem dúvida foi um grande estímulo nestes dias de estudo e dedicação. Que este trabalho fique como exemplo para você meu filho!

Aos meus pais, irmãs e a todos meus familiares, pelo apoio, sejam por palavras, orações e torcida, que sem dúvida foram uma força extra e sempre presente.

Aos amigos e colegas do curso de mestrado da Coppe, que colaboraram de alguma maneira para a conclusão deste trabalho.

A todos os professores do mestrado em geotecnia, pela generosidade em transmitir com o conhecimento que possuem para nós. Em especial o meu reconhecimento aos professores Francisco de Rezende Lopes, Ian Schumann Marques Martins e Fernando Artur Brasil Danziger.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sua graça e amor revelados em Jesus Cristo, pela salvação e pela esperança da vida eterna. Obrigado pela força, direção e orientação concedida ao longo deste período até a conclusão de mais esta fase.

A minha amada esposa Aline. Você é uma bênção de Deus e sou muito grato por ter você na vida! Obrigado pelo carinho, paciência e dedicação neste tempo.

Ao meu filho Miguel, que embora seja pequenino, foi um grande incentivo para a conclusão deste curso! Papai ama!

Aos meus pais, por todo o carinho, cuidado e empenho na minha criação, e por tudo que me ensinaram para que eu pudesse chegar aqui.

A Promon Engenharia, na pessoa dos engenheiros Jobel Freitas, pela indicação para a realização do curso e apoio concedido ao longo deste.

Aos amigos de profissão pelo incentivo durante o desenvolvimento deste trabalho, e em especial os engenheiros Alexandre Cruz, Luciano Junger e Manoel Justino, da Promon Engenharia que compartilharam comigo suas percepções e experiências, bem como me incentivaram bastante para concluir mais esta etapa importante de minha carreira profissional.

Ao meu orientador, Francisco de Rezende Lopes, pelo apoio e dedicação na orientação deste trabalho, que foram fundamentais para sua conclusão.

Ao amigo Márcio Renato Brasil, pela amizade e sabedoria compartilhada com generosidade. Obrigado por compartilhar a “vida que segue” e a “arte da guerra”. E pela ajuda e incentivo e, sobretudo, a cordial disponibilidade sempre que eu recorria nos momentos de dúvida ao longo do curso.

Ao Roney Moura pela paciência em me transmitir os conhecimentos do programa Plaxis 2D.

A todos que por ventura não mencionei, mas que me incentivaram e ajudaram de alguma forma para que este desafio fosse vencido.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTUDO DA MODELAGEM DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS

Alessandro Reina Torres

Outubro/2014

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

Programa: Engenharia Civil

A modelagem de estruturas de contenção de obras portuárias vem sendo um desafio crescente para os engenheiros geotécnicos. A definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, as condições de contorno, os carregamentos, e o comportamento mecânico das estruturas de contenção e sistemas de ancoragem são itens indispensáveis para uma correta avaliação do problema. No presente estudo faz-se uma pesquisa das ferramentas disponíveis para aplicação no projeto de cortina de cais e uma comparação de desempenho, a partir de um caso hipotético. É proposto um método de avaliação do coeficiente de reação horizontal do solo, parâmetro de entrada para os ditos “modelos de molas”. Alguns dos critérios que norteiam o projeto deste tipo de obra são revistos. Um estudo de caso é analisado, onde os parâmetros do solo são avaliados por correlações a partir de ensaios de campo e uma comparação é realizada a partir de duas abordagens distintas de modelos de representação dos solos: Hipótese de Winkler e meio contínuo.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STUDY OF MODELING OF BULKHEAD STRUCTURES OF PORT WORKS

Alessandro Reina Torres

October/2014

Advisor: Francisco de Rezende Lopes

Department: Civil Engineering

The modeling of bulkhead structures of port works has been a growing challenge for the geotechnical engineer. The definition of the parameters of strength and deformability, the boundary conditions, the loadings, and the mechanical behavior of these structures and anchorage systems are indispensable items for a correct assessment of the problem. In the present study it has been done a survey of the tools available for application in the design of sheet piling bulkhead and a performance comparison among them, from a hypothetical case. It is proposed a method for evaluating the modulus of horizontal subgrade reaction, which is an input parameter for so called "springs model". Some of the design criteria of this type of work are reviewed. A case study is analyzed, where the soil parameters are evaluated by correlations from site investigations and a comparison is made from two different approaches to model the soil: Winkler's hypothesis and continuous media.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	O CENÁRIO DA ATIVIDADE PORTUÁRIA NO BRASIL E A RELEVÂNCIA DO TEMA.....	1
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	7
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS.....	8
2.1.1	Introdução	8
2.1.2	Elementos Frontais - Cortina de Estacas Prancha.....	11
2.1.3	Elementos de Apoio – Sistema de Ancoragem (Tirantes e Mortos)	22
2.1.4	Método Executivo	26
2.2	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E PARÂMETROS NECESSÁRIOS	28
2.2.1	Investigações Geotécnicas.....	28
2.2.2	Parâmetros Necessários para a Modelagem	35
2.3	MODELOS DE REPRESENTAÇÃO DO SOLO E MÉTODOS DE CÁLCULO 51	
2.3.1	Modelos Baseados na Hipótese de Winkler.....	52
2.3.2	Modelos Baseados em Meio Contínuo	53
2.3.3	Métodos Semi-empíricos	55
2.3.4	Métodos Numéricos.....	57
3	REVISÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO	59
3.1	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	59
3.2	CORTINA DE CAIS E SISTEMA DE ANCORAGEM	64
3.3	CARREGAMENTOS.....	72
3.3.1	Empuxo do Solo	72
3.3.2	Empuxo Hidrostático.....	73
3.3.3	Sobrecargas	75
3.3.4	Esforços de Atracção e Amarração	76
3.3.5	Outros.....	76
3.4	MODOS DE COLAPSO GEOTÉCNICO	77

3.4.1	Condicionantes Geotécnicos	77
3.4.2	Condicionantes Estruturais	79
3.5	CONDICIONANTES EXECUTIVAS E DE MANUTENÇÃO	80
3.5.1	Overdredging	80
3.5.2	Erosão	82
4	FERRAMENTAS DISPONÍVEIS PARA ANÁLISE DE CORTINAS DE CAIS E ESTUDO DE UM CASO HIPOTÉTICO	85
4.1	INTRODUÇÃO	85
4.2	FERRAMENTAS DE MODELAGEM	87
4.2.1	Ferramentas Baseadas em Meio Contínuo	87
4.2.2	Ferramentas Baseadas na Hipótese de Winkler	87
4.3	ESTUDO DE UM CASO HIPOTÉTICO: COMPARAÇÃO DAS FERRAMENTAS	91
4.3.1	Caso Estudado	91
4.3.2	Resultados das Análises com Ferramentas Baseadas em Meio Contínuo	101
4.3.3	Resultados das Análises com Ferramentas Baseadas na Hipótese de Winkler	105
4.4	COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS	115
4.5	UMA PROPOSTA PARA OBTENÇÃO DE k_h POR ANÁLISE DE UM MEIO CONTÍNUO (ANALOGIA COM O PROBLEMA DE FUNDAÇÃO RÍGIDA SOBRE MEIO CONTÍNUO)	123
5	ESTUDO DE CASO: UM CAIS NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO	128
5.1	DESCRIÇÃO DA OBRA	128
5.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EMPREGADOS	131
5.2.1	Propriedades dos Elementos Estruturais da Cortina	132
5.2.2	Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos	133
5.3	ANÁLISES	155
5.3.1	Análises pelo Programa Plaxis 2D	157
5.3.2	Análises pelo Programa D-Sheet	158

5.4	RESULTADOS DAS ANÁLISES.....	159
5.4.1	Plaxis 2D	159
5.4.2	D-Sheet	163
5.5	Conclusões Parciais do Estudo de Caso e Comparação de Ferramentas de Análise	167
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	173
6.1	CONCLUSÕES	173
6.1.1	Comparação entre Ferramentas Disponíveis.....	173
6.1.2	Estudo de Caso	174
6.1.3	Conclusões Gerais	176
6.2	RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	178
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	179
	APÊNDICE I - AVALIAÇÃO DE UM CASO HIPOTÉTICO PELO MÉTODO FREE EARTH SUPPORT	187
	APÊNDICE II - INFORMAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DISPONÍVEIS	203
	APÊNDICE III – CASO HISTÓRICO DE FALHA DE UMA CORTINA DE CAIS.....	207

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1. Calado dos Canais de Acesso dos Principais Portos Brasileiros - ANTAQ (2014)	3
Tabela 2.1. Obras com solução em cortina de estacas prancha metálicas	15
Tabela 2.2. Cortinas de estacas prancha – Aplicação em projetos internacionais - Pires (2011)	18
Tabela 2.3. Categoria dos fundos - Pires (2011)	18
Tabela 2.4. Principais investigações de campo e sua aplicabilidade - (Lunne et al. , 1997 atualizada por Robertson, 2012)	30
Tabela 2.5. Proposta de classificação dos solos - NBR 6484 (2001)	31
Tabela 2.6. Aplicabilidade do ensaio CPT para estimativa de diversos parâmetros dos solos – Robertson (2012)	32
Tabela 2.7. Fator α de correlação de E com q_c – adaptado de Teixeira e Godoy (1996)	36

Tabela 2.8. Fator de cone (K) de correlação entre q_c e N_{SPT} – adaptado de Teixeira e Godoy (1996)	36
Tabela 2.9. Valores de E_{PMT} a partir de q_c – Schmertmann (1978)	38
Tabela 2.10. Valores típicos de ν - adaptado de Teixeira e Godoy (1996)	40
Tabela 2.11. Valores típicos de ν' - Kulhawy e Mayne (1990)	41
Tabela 2.12. Abordagens e propostas para obtenção de k_h	41
Tabela 2.13. Valores mínimos propostos para k_h - CUR 166 (2005)	44
Tabela 2.14. Energia média (por país) e o fator de correção – adaptado de Décourt (1989)	46
Tabela 2.15. Resumo das vantagens e desvantagens – Velloso e Lopes (2002)	52
Tabela 3.1. Fatores de majoração das cargas nos tirantes presentes na literatura - adaptado de LaGatta e Shields (1984)	66
Tabela 3.2. Sobrecargas conforme NBR 9782 (1987)	75
Tabela 4.1. Ferramentas para modelagem – Grupo 1	85
Tabela 4.2. Ferramentas para modelagem – Grupo 2	86
Tabela 4.3. Ferramentas para modelagem – Grupo 3	86
Tabela 4.4. Ferramentas para modelagem – Grupo 4	86
Tabela 4.5. Fichas necessárias para cada condição de cortina de cais	92
Tabela 4.6. Propriedades dos elementos frontais da cortina de cais	92
Tabela 4.7. Propriedades dos tirantes das cortinas de cais	93
Tabela 4.8. Valores máximos obtidos nas análises – PLAXIS 2D – $H = 10$ m	101
Tabela 4.9. Valores máximos obtidos nas análises – PLAXIS 2D – $H = 15$ m	102
Tabela 4.10. Valores máximos obtidos nas análises – DEEP – $H = 10$ m	106
Tabela 4.11. Valores máximos obtidos nas análises – DEEP – $H = 15$ m	107
Tabela 4.12. Valores máximos obtidos nas análises – SPW 2006 – $H = 10$ m	108
Tabela 4.13. Valores máximos obtidos nas análises – SPW 2006 – $H = 15$ m	109
Tabela 4.14. Valores máximos obtidos nas análises – D-SHEET – $H = 10$ m	110
Tabela 4.15. Valores máximos obtidos nas análises – D-SHEET – $H = 15$ m	111
Tabela 4.16. Valores máximos obtidos nas análises – RIDO – $H = 10$ m	112
Tabela 4.17. Valores máximos obtidos nas análises – RIDO – $H = 15$ m	113
Tabela 4.18. Comparação entre os valores máximos obtidos nas análises com variação percentual	114
Tabela 4.19. Variação percentual dos resultados dos programas (Winkler) comparados com Plaxis 2D para o valor médio de k_h – $H = 10$ m	121
Tabela 4.20. Variação percentual dos resultados dos programas (Winkler) comparados com Plaxis 2D para o valor médio de k_h – $H = 15$ m	122
Tabela 4.21. Valores obtidos para k_h a partir dos modelos	125

Tabela 4.22. Valores calculados para I_F	126
Tabela 5.1. Locação das sondagens	130
Tabela 5.2. Propriedades dos materiais empregados	132
Tabela 5.3. Propriedades geométricas dos elementos da cortina frontal	132
Tabela 5.4. Propriedades geométricas dos elementos da cortina de retroárea	132
Tabela 5.5. Propriedades dos elementos estruturais	133
Tabela 5.6. Estimativa do ângulo de atrito por diversas correlações	135
Tabela 5.7. Ângulo de atrito e valores considerados	135
Tabela 5.8. Estimativa do módulo de Young por diversas correlações	142
Tabela 5.9. Coeficientes de Poisson adotados para as camadas	146
Tabela 5.10. Valores de k_h obtidos pela “nova proposta”	147
Tabela 5.11. Valores de k_h para as camadas – Estimativas baseadas no ensaio SPT	149
Tabela 5.12. Peso específicos considerados para os solos	151
Tabela 5.13. Fases de implantação da cortina - simulação na modelagem	156
Tabela 5.14. Valores máximos obtidos na análise – Plaxis 2D	160
Tabela 5.15. Valores máximos obtidos nas análises – D-Sheet	165
Tabela 5.16. Empuxos resultantes mobilizados – Plaxis 2D	171
Tabela 5.17. Empuxos resultantes mobilizados – D-Sheet	172

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Principais destinos das Exportações – ANTAQ (2014).....	1
Figura 1.2. Evolução da Movimentação de Cargas no Longo Curso – ANTAQ (2014)..	2
Figura 1.3. Evolução dos Navios Porta-contêineres – Brito (2010)	2
Figura 1.4. Complexo Industrial do Superporto do Açú/ Junho 2013 - Imagem aérea da construção do TX2 (Darsena) – fonte: http://www.superportodoacu.com.br	5
Figura 1.5. Porto Central – Vista geral – fonte: www.centralportuaria.blogspot.com.br .	6
Figura 1.6. Porto Central – Layout geral com detalhe das Dársenas – fonte: seculodiario.com.br	6
Figura 2.1. Estruturas de contenção de obras portuárias: a) tipos, como ênfase na solução de cortina de estacas pranchas metálicas e sistemas de ancoragem; b).Cortina de Cais no Porto do Aveiro, Portugal; c) Detalhe do sistema de ancoragem	9
Figura 2.2. Arranjo típico de uma cortina de estacas prancha ancorada - adaptado de Clayton e Milititsky (1986)	11

Figura 2.3. Cortinas com painéis protendidos: a)Tipos; b) Exemplos de aplicação - Puller (1996)	12
Figura 2.4. Tipos de estacas, adaptado de Cornfield (1975).....	14
Figura 2.5. Esquema da ampliação do terminal de Areia Branca, com solução em cortina de estacas prancha - Fonte: http://infraestruturaurbana.pini.com.br	16
Figura 2.6. Vista aérea das obras de ampliação do terminal de Areia Branca, com solução em cortina de estacas prancha – fonte: www.pac.gov.br	16
Figura 2.7. Esquema do arranjo da cortina de estacas prancha combinadas (PAZ) e disposição dos tirantes - Ampliação Terminal marítimo do Rio Grande do Norte - terminal de passageiros - fonte: http://copatransparente.gov.br	17
Figura 2.8 – Vista aérea das obras de ampliação do terminal marítimo do Rio Grande do Norte - terminal de passageiros. Em detalhe a concretagem da viga de capeamento da cortina de estacas prancha - fonte: http://copatransparente.gov.br	17
Figura 2.9 - Tipos de estacas, adaptado de Cornfield (1975).....	19
Figura 2.10 – Seções mais remotas em ferro fundido (1820) - Cornfield (1975)	20
Figura 2.11 – Perfis de seções obsoletas (Cornfield, 1975)	21
Figura 2.12 – Perfis de seção “U”. a) seção padrão; b) e c) seções para formar cantos; d) detalhe de junção em “T” - (Bažant, 1979).....	21
Figura 2.13 – Perfis de seções diversas a) seção tipo “Z” - Belval Z-IIIIN; b) seção tipo “S” - Terre Rouge III e c) seção tipo “I” - Peine; d) seção tipo plana - Peine - (Bažant, 1979)	22
Figura 2.14 – Cortinas combinadas com estacas prancha de seções convencionais e perfil tubular circular – sistema “PAZ” (ArcelorMittal, 2010)	22
Figura 2.15 – Esquema de um sistema de ancoragem e seus dispositivos principais – adaptado de Clayton e Milititsky (1986).....	23
Figura 2.16 – Soluções de sistema de ancoragem para cortinas de estacas prancha – a) Ancoragem simples, b) Múltiplas ancoragens, c) Ancoragem no solo ou rocha, d) Estacas de tração inclinadas, e) Cavalete, f) Estaca de flexão e g) Laje de atrito - adaptado de Clayton e Milititsky (1986) e Thoresen (2003).....	24
Figura 2.17 – Sequência construtiva de uma cortina de estacas prancha – a) Cortinas aterradas, b) Cortinas dragadas - adaptado de Tsinker (1983)	26
Figura 2.18 – Sequência construtiva de uma cortina de estacas prancha a partir do site – adaptado de Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas (2008)	27
Figura 2.19 — Esquema dos elementos de um piezocone - Robertson (2012)	33
Figura 2.20 — Resultados típicos do ensaio CPTU - Robertson (2012)	34
Figura 2.21 — Ábaco de SBT a partir do ensaio CPTU - Robertson (2012)	34

Figura 2.22 – E_{PMT} a partir de N_{SPT} – Areias - Kulhawy e Mayne (1990) citando Ohya et al. (1982)	37
Figura 2.23 – E_{PMT} a partir de N_{SPT} – Argilas - Kulhawy e Mayne (1990) citando Ohya et al. (1982)	37
Figura 2.24 – Ábaco normalizado SBTN (soil behaviour type) em relação à IC – Robertson (2010).....	39
Figura 2.25 – Ábaco de Chadeisson (valores de k_h em t/m^3) - adaptado de Monnet (1994).....	42
Figura 2.26 - Ângulo de atrito versus densidade relativa, adaptado por Schmertmann (1978) de Burmister (1948).....	46
Figura 2.27 – Previsão do ângulo de atrito a partir do ensaio SPT – modificado por Mayne (2001) a partir de Hatanaka e Uchida (1996)	48
Figura 2.28 – Previsão do ângulo de atrito a partir do ensaio SPT - Schnaid et al. (2009)	49
Figura 2.29 - Ângulo de atrito de pico versus resistência de ponta normalizada – Mayne (2007) citando Kulhawy e Mayne (1990)	50
Figura 2.30 - Ângulo de atrito efetivo segundo método NTNU para areias, siltes e argilas – Mayne (2007) citando Senneset et al. (1988, 1989)	50
Figura 2.31 – Esquema do método de apoio livre (Free earth Support) – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)	55
Figura 2.32 – Esquema do método Free earth Support – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)	56
Figura 2.33 – Esquema do modelo unidimensional numa fase genérica.....	57
Figura 2.34 – Esquema de modelo bidimensional.....	58
Figura 3.1 – Esquema da locação em planta para a locação das investigações – adaptado de Clayton e Milititsky (1986).....	60
Figura 3.2 – Esquema em elevação para a locação dos furos de sondagem – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)	61
Figura 3.3 – Locação e profundidade dos furos – adaptado de BS 6349-1 (2000).....	62
Figura 3.4 – Superfícies hipotéticas potenciais de ruptura do solo no entorno de uma cortina de cais e ensaios triaxiais adequados	63
Figura 3.5 – Detalhe de cortina com perfis de estaca prancha combinados com perfis tubulares circulares – adaptado de ArcelorMittal (2010)	65
Figura 3.6 – Detalhe de cortina com perfis de estaca prancha combinados com perfis laminados – adaptado de ArcelorMittal (2010).....	65
Figura 3.7 – Recomendações de projeto para os tirantes: a) contra flecha; b) proteção com tubo - adaptado de Tsinker (1983)	67

Figura 3.8 – Alternativas para o caso de duas linhas de tirantes: a) Ancoragem única para os tirantes; b) Ancoragens distintas, porém em posições diferentes - adaptado de Tsinker (1983).....	68
Figura 3.9 – Ábaco para cálculo de cortina de cais com sistema de ancoragem em laje de atrito - adaptado de Thoresen (2003).....	71
Figura 3.10 – Modos de colapso geotécnico - adaptado de ROM 0.5 (2005).....	77
Figura 3.11 – Colapso por deslizamento em bloco - adaptado de Agerschou et al. (2004).....	78
Figura 3.12 –Esquema de cortina com estacas “escalonadas”: (a) condição de apoio fixo; (b) condição de apoio livre – adaptado de BS 6349-2 (2010).....	80
Figura 3.13 – Esquema de proteção contra erosão - ROM 0.5 (2005).....	82
Figura 3.14 – Erosão induzida por propulsores: 1) Navio; 2) jato de água do propulsor (lado “unrusted”; 3) Cais sobre estacas; 4) Cais contínuo em cortina de estacas prancha; 5) Cais de gravidade; 6) Perfil original do leito marinho; 7) erosão induzida pelo jato dos propulsores – adaptado de Tsinker (2004).....	83
Figura 3.15 – Mudanças nos empuxos de solo na região da ficha da cortina por conta do efeito da erosão: 1) Cortina de cais; 2) sistema de ancoragem; 3)erosão; 4) deformada; 5) “Recuperação” do solo na ficha; 6) – Tsinker (1989) apud Tsinker (2004).....	83
Figura 4.1 – Esquema de modelagem do solo e o parâmetro “Dw” – adaptado de SPW (2006).....	89
Figura 4.2 – Curva tensão – deslocamento com k_h secante com trechos – a partir da norma CUR 166 (2005).....	90
Figura 4.3 – Curva tensão –deslocamento com k_h tangente – “D-Sheet Classic”.....	90
Figura 4.4 – Cenários de cortinas de cais estudadas (dimensões em metro)	91
Figura 4.5 – Detalhe do sistema “CombiWall” dos perfis tubulares circulares e estacas prancha – ArcelorMittal (2010).....	93
Figura 4.6 - Modelo com os elementos considerados para as duas condições.....	94
Figura 4.7 - Topologia da malha de elementos finitos do modelo.....	94
Figura 4.8 – Deslocamentos na ficha – Dragagem (H = 10 m).....	96
Figura 4.9 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Dragagem (H = 10 m).....	96
Figura 4.10 – Deslocamentos na ficha – Sobrecarga (H = 10 m).....	97
Figura 4.11 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Sobrecarga (H = 10 m)	97
Figura 4.12 – Deslocamentos na ficha – Dragagem (H = 15 m).....	98
Figura 4.13 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Dragagem (H = 15 m).....	98
Figura 4.14 – Deslocamentos na ficha –Sobrecarga (H = 15 m).....	99
Figura 4.15 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Sobrecarga (H = 15 m)	99

Figura 4.16 – Gráficos com os resultados da análise pelo programa PLAXIS 2D – H = 10 m: a) Momento fletor; b) Esforço cortante; c) Deslocamentos.....	101
Figura 4.17 – Gráficos com os resultados da análise pelo programa PLAXIS 2D – H = 15 m: a) Momento fletor; b) Esforço cortante; c) Deslocamentos.....	102
Figura 4.18 - Malha deformada - atuação da sobrecarga - H = 10 m	103
Figura 4.19 - Tensões horizontais efetivas - atuação da sobrecarga - H = 10 m.....	103
Figura 4.20 - Deslocamentos horizontais - atuação da sobrecarga - H = 10 m	103
Figura 4.21 - Vetores de deslocamento horizontal - atuação da sobrecarga - H = 10 m	104
Figura 4.22 - Malha deformada - atuação da sobrecarga - H = 15 m	104
Figura 4.23 - Tensões horizontais efetivas - atuação da sobrecarga - H = 15 m.....	104
Figura 4.24 - Deslocamentos horizontais - atuação da sobrecarga - H = 15 m	105
Figura 4.25 - Vetores de deslocamento horizontal - atuação da sobrecarga - H = 15 m	105
Figura 4.26 – Gráficos com os resultados do programa DEEP – H = 10 m.....	106
Figura 4.27 – Gráficos com os resultados do programa DEEP – H = 15 m.....	107
Figura 4.28 – Gráficos com os resultados do programa SPW 2006 – H = 10 m.....	108
Figura 4.29 – Gráficos com os resultados do programa SPW 2006 – H = 15 m.....	109
Figura 4.30 – Gráficos com os resultados do programa D-SHEET– H = 10 m.....	110
Figura 4.31 – Gráficos com os resultados do programa D-SHEET – H = 15 m.....	111
Figura 4.32 – Gráficos com os resultados do programa RIDO – H = 10 m.....	112
Figura 4.33 – Gráficos com os resultados do programa RIDO – H = 15 m.....	113
<i>Figura 4.34 – Comparação entre os resultados para o valor médio de k_h – H = 10 m</i>	<i>116</i>
Figura 4.35 – Comparação entre os momentos fletores máximos – H = 10 m	117
Figura 4.36 – Momentos fletores máximos e profundidades de ocorrência – H = 10 m	117
Figura 4.37 – Comparação entre os esforços cortantes máximos – H = 10 m	117
Figura 4.38 – Comparação entre as cargas nos tirantes – H = 10 m	118
Figura 4.39 – Comparação entre os deslocamentos máximos – H = 10 m	118
Figura 4.40 – Comparação entre os resultados para o valor médio de k_h – H = 15 m	120
Figura 4.41 – Comparação entre os momentos fletores máximos – H = 15 m	120
Figura 4.42 – Momentos fletores máximos e profundidades de ocorrência – H = 15 m	120
Figura 4.43 – Comparação entre os esforços cortantes máximos – H = 15 m	121
Figura 4.44 – Comparação entre as cargas nos tirantes – H = 15 m	121
Figura 4.45 – Comparação entre os deslocamentos máximos – H = 15 m	121
Figura 4.46 – Esquema do modelo para o estudo proposto.....	124

Figura 4.47 - Modelo com os elementos considerados para as três condições de ficha	124
Figura 4.48 - Topologia da malha de elementos finitos do modelo.....	125
Figura 4.49 – Deslocamentos da ficha para os diferentes comprimentos.....	125
Figura 4.50 – Variação de k_h com o comprimento da ficha	126
Figura 4.51 – Variação do fator de forma (I_F) com o comprimento da ficha.....	126
Figura 5.1 - Informações geológicas do site – Mapa geológico do CPRM (CPRM, 2013)	129
Figura 5.2 – Elementos da Cortina de cais em estudo (elevações em metro).....	130
Figura 5.3 – Elementos da Cortina de cais – sistema CombiWall (ArcelorMittal, 2011)	131
Figura 5.4 – Elementos da Cortina de retroárea (ArcelorMittal, 2011).....	131
Figura 5.5 – Perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio SPT	136
Figura 5.6 – Perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio CPTU (1º trecho, antes do pré-furo)	138
Figura 5.7 – Perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio CPTU (2º trecho, após o pré-furo)	139
Figura 5.8 – Perfil de variação do módulo de Young com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio SPT	143
Figura 5.9 – Perfil de variação do módulo de Young com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio CPTU	145
Figura 5.10 – Perfil de variação do coeficiente de reação horizontal na profundidade, e valores considerados (médios) – Schmitt (1995) a partir de ensaio CPTU.....	150
Figura 5.11 – Perfil de variação de IC com a profundidade.....	153
Figura 5.12 – Perfil geotécnico considerado	155
Figura 5.13 - Elementos considerados no modelo	158
Figura 5.14 - Topologia da malha de elementos finitos do modelo.....	158
Figura 5.15 – Configuração inicial com camadas consideradas – D-Sheet.....	159
Figura 5.16 - Esforços e deslocamentos na cortina - Plaxis 2D – a) Momento fletor; b) Esforço cortante; c) Deslocamentos	160
Figura 5.17 – Configuração deformada da malha de elementos finitos.....	161
Figura 5.18 - Vetores de deslocamento horizontal	161
Figura 5.19 - Tensões horizontais efetivas.....	162
Figura 5.20 – Relação entre tensão cisalhante mobilizada e máxima	162
Figura 5.21 – Pontos de plastificação - pelo critério de Mohr-Coulomb.....	163
Figura 5.22 – Análise de Estabilidade (c/phi reduction) – F.S = 2,0	163

Figura 5.23 – Esforços e deslocamentos da cortina de cais – D-Sheet.....	164
Figura 5.24 – Momentos fletores máximos da cortina de cais.....	165
Figura 5.25 – Comparação do esforço cortante máximo.....	166
Figura 5.26 – Comparação entre as cargas nos tirantes.....	166
Figura 5.27 – Momentos fletores máximos e profundidades de ocorrência.....	166
Figura 5.28 – Comparação entre os deslocamentos máximos.....	167
Figura 5.29 – Resultados da análise pelo programa RIDO para a fase final	168
Figura 5.30 – Mobilização de empuxo ativo no tardo de cortina – Plaxis 2D x D-Sheet	169
Figura 5.31 – Mobilização de empuxo passivo na ficha – Plaxis 2D x D-Sheet.....	170
Figura 5.32 – Resultantes de empuxos mobilizados: a) condição passiva; b) condição ativa – Plaxis 2D	171

1 INTRODUÇÃO

1.1 O CENÁRIO DA ATIVIDADE PORTUÁRIA NO BRASIL E A RELEVÂNCIA DO TEMA

Possuidor de um vasto litoral, o Brasil desponta no cenário do comércio exterior mundial como um dos *players* no transporte marítimo, tendo participação significativa, sobretudo no âmbito da América latina. Com quilômetros de costas, o país tem como vocação intrínseca a atividade comercial portuária, explorando este potencial desde longa data, percebendo desenvolvimento significativo ao longo dos anos. Com posição privilegiada frente aos demais países da América latina, o país tem tido participação crescente no cenário de comércio exterior, com presença marcante nos mercados asiático, europeu e americano, conforme mostra a figura 1.1:

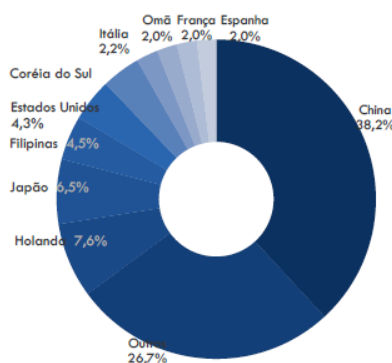


Figura 1.1. Principais destinos das Exportações – ANTAQ (2014).

Além do fato da extensa faixa costeira, soma-se a existência de diversos rios e canais navegáveis, perfazendo um enorme potencial hidroviário. Esse potencial, porém, tem uma pequena participação no volume de cargas movimentadas, se comparado com o montante transportado pelos modais marítimo, rodoviário e ferroviário. Pontua-se, no entanto, que o mesmo ainda deve se desenvolver mais e ser mais aproveitado no contexto da movimentação de cargas e sua utilização como transporte, sobretudo em substituição ao modal rodoviário, onde se pode citar como exemplo o transporte de soja.

Com o aumento das demandas de exportação e importação (figura 1.2), e consequentemente o aumento na capacidade e tamanho dos navios, os portos têm como necessidades básicas, constantes intervenções e mudanças consideráveis ao longo dos anos, para adequação às demandas do comércio mundial.

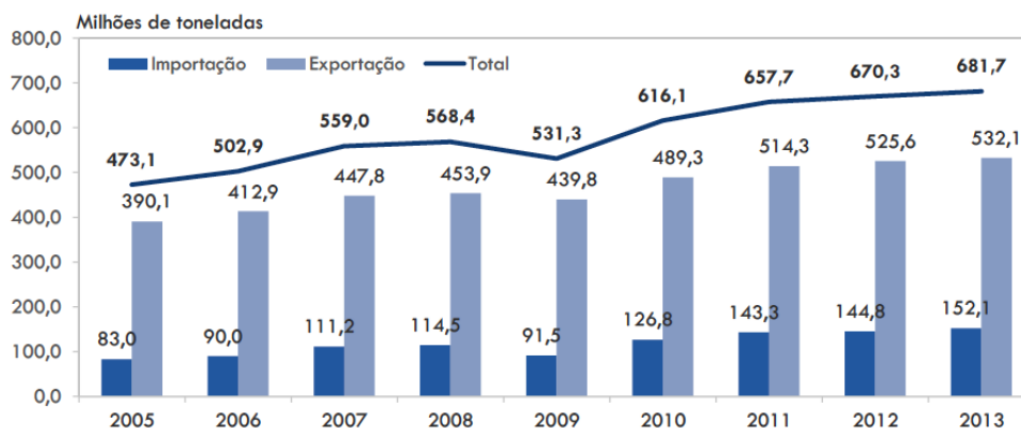


Figura 1.2. Evolução da Movimentação de Cargas no Longo Curso – ANTAQ (2014)

Ainda dentro deste contexto, ressalta-se a introdução, a partir da década de 1960, do contêiner para o transporte de cargas, destacando-se o crescimento experimentado nos portos brasileiros para este tipo de movimentação, que dobrou entre os anos de 1999 e 2003, bem como a sua influência na necessidade de modernização dos portos (Revista do BNDES, 2004). Isto também pode ser visualizado na figura 1.3, considerando o exemplo de evolução dos navios tipo porta-contêineres (Brito, 2010).

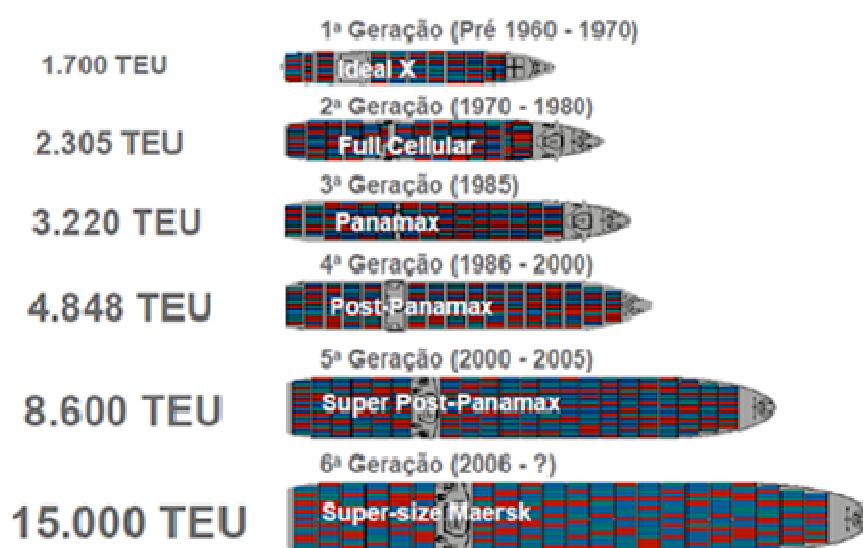


Figura 1.3. Evolução dos Navios Porta-contêineres – Brito (2010)

Assim, maiores navios possuem maiores calados, demandando maiores cotas nos canais de navegação e berços de atracação, sem mencionar os comprimentos dos mesmos, que conseqüentemente redundarão em maiores esforços de amarração e atracação nas estruturas de acostagem. A título de informação, seguem na tabela 1.1 os calados dos canais de acesso dos principais portos brasileiros.

*Tabela 1.1. Calado dos Canais de Acesso dos Principais Portos Brasileiros - ANTAQ
(2014)*

PORTO	METROS
Itaqui	27,0
Sepetiba	18,5
Suape	16,5
Pecém ^a	15,0
Rio Grande	13,2
Santos	12,8
Rio de Janeiro	12,3
Paranaguá	12,0
Vitória	10,6
Barra do Riacho	11,5
Santana	11,5
São Francisco do Sul	11,0
Mucuripe	10,0
Itajaí	8,0

^aO porto de Pecém, por ser offshore, não tem canal de acesso. O calado apresentado acima é do berço externo do píer de carga geral.

Não obstante, outro fator que merece destaque é o reaquecimento experimentado pela indústria naval do país, impulsionada pela oferta produtiva das reservas petrolíferas já existentes do pós-sal e, sobretudo, pelas expectativas que giram em torno do pré-sal. Por conta disto, vários novos estaleiros estão surgindo no país, se utilizando de diversos tipos de soluções de contenção para viabilizar as suas estruturas de cais, docas e diques secos. Como exemplos podem-se citar os já concluídos estaleiros Rio Grande (RS) e Atlântico Sul (PE), e o estaleiro Enseada do Paraguaçu (BA), ainda em fase de construção.

Recentemente, com a aprovação da MP dos portos, que visa o desenvolvimento do setor portuário brasileiro através de participações público-privadas (PPPs), procura-se alavancar o crescimento do país neste segmento, com foco no aumento do escoamento de produtos agrícolas e matérias-primas para as indústrias de base.

Portanto, mediante todos os fatores acima expostos, constata-se que as modernizações e expansões portuárias no país são extremamente necessárias, visando manter a posição brasileira atual no cenário do transporte marítimo no comércio mundial, sustentando-o à frente e em destaque no âmbito da América Latina, e suprimindo as necessidades de construção de novas frotas de navios para atendimento das futuras demandas do pré-sal.

Acrescentam-se ainda, além das demandas de modernização dos portos outros fatores, como a necessidade de ampliação visando o aumento na movimentação e armazenamento de cargas.

Assim, dentro deste cenário positivo no contexto portuário brasileiro, se faz necessária uma atualização do tema, e dentro deste, no âmbito da área geotécnica, especial atenção deve ser dada ao estudo das estruturas de contenção que serão empregadas como solução para implantação de instalações portuárias, que servirão de apoio para este desenvolvimento esperado para esta área no país.

No Brasil, especificamente, existem diversos tipos de instalações portuárias, que em sua grande maioria se se desenvolveram nos grandes centros urbanos, apresentando-se na forma de terminais.

Segundo Mason (1981), quando da concepção do projeto de uma instalação portuária, deve-se ter em mente que todas as variáveis mandantes, quais sejam sua localização e função, natureza do regime do mar no local de implantação da obra, topografia e condicionantes geológico-geotécnicas locais, bem como os navios e equipamentos aplicáveis na instalação, irão influir na escolha da solução estrutural dentro de amplos limites.

Assim, a morfologia das obras acostáveis pode variar desde uma distribuição contínua de elementos estruturais ao longo da linha de atracação até a concentração de elementos em alguns pontos discretos, com uma vasta gama de soluções intermediárias. A melhor solução sempre será aquela que conseguir conjugar o binômio técnico e econômico, atendendo satisfatoriamente aos requisitos funcionais de finalidade da instalação portuária (MASON, 1981).

Os terminais portuários no Brasil são em sua grande maioria distribuídos de maneira contínua e alinhados com a costa. São exemplos típicos os cais do porto do Rio de Janeiro (RJ) e do porto de Santos (SP). Dependendo do tipo de carga que será movimentada ou da área em que o mesmo será implantado, os terminais portuários podem ser classificados pelo seu arranjo, como segue abaixo:

- a) contínuos, que são situados ao longo da linha de atracação dos navios;
- b) perpendiculares à faixa costeira, a certa distância, devido à necessidade de buscar maiores cotas batimétricas, para atendimento ao calado das embarcações;
- c) situados a distâncias maiores da costa, com acesso viabilizado por pontes de acesso, e dependendo das condições do mar no local, necessitando-se de obras de proteção como molhes ou quebra-mares.

Em alguns casos, quando as condições no local de implantação não são favoráveis em termos de profundidade (baixas cotas batimétricas), por exemplo, pode-se recorrer à criação das chamadas dársenas, que são canais artificiais criados a partir da escavação continente adentro, por meio de dragas, na profundidade desejada para acostagem das embarcações, criando um ambiente abrigado e propício para este fim, o que pode ser visualizado nas figuras 1.4 a 1.6.



Figura 1.4. Complexo Industrial do Superporto do Açu/ Junho 2013 - Imagem aérea da construção do TX2 (Darsena) – fonte: <http://www.superportodoacu.com.br>



Figura 1.5. Porto Central – Vista geral – fonte: www.centralportuaria.blogspot.com.br

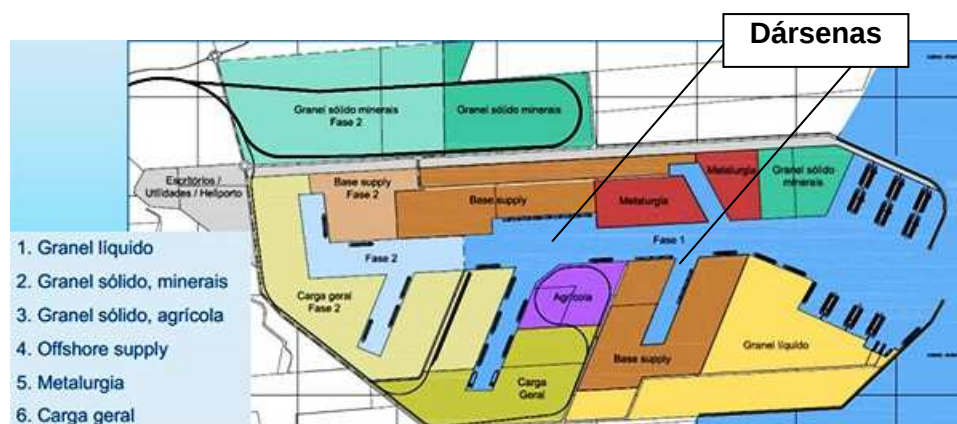


Figura 1.6. Porto Central – Layout geral com detalhe das Dársenas – fonte: seculodiario.com.br

Relevância do tema

As contenções contínuas, tipo cortina de estacas prancha, sobretudo as metálicas, têm sido empregadas frequentemente em projetos de portos, inclusive na ampliação de antigas instalações, visando atender o crescimento anteriormente citado.

Quinn (1979) cita o registro, provável, da primeira obra com aplicação da solução em cortina ancorada no Brasil, no cais do Caju, no Rio de Janeiro, datada de 1949.

Segundo o autor, a cortina de estacas pranchas metálicas é ancorada no solo por meio de placas de concreto, ligadas por tirantes de aço ao paramento frontal e situadas a uma distância de 30 m deste.

Portanto, neste contexto, torna-se muito importante o estudo de cortinas de cais, para assegurar seu emprego eficiente nos projetos. Além dos métodos tradicionais de cálculo, há um conjunto de ferramentas computacionais disponíveis, que podem agilizar as análises, além de permitir estudos de sensibilidade aos parâmetros (“estudos paramétricos”). Esta dissertação busca levantar estes métodos e ferramentas, bem como e discutir a sua aplicabilidade.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em seis capítulos, que serão descritos brevemente a seguir.

O primeiro capítulo apresenta o tema da dissertação, sua relevância e organização.

O segundo capítulo contém uma revisão bibliográfica do tema, passando pelos tipos de estruturas de contenção, dando ênfase às cortinas de estacas pranchas metálicas, pelas investigações geotécnicas para obtenção de parâmetros necessários e métodos de cálculo.

No terceiro capítulo são apresentados, resumidamente, alguns critérios aplicados ao projeto de cortinas de cais.

No capítulo quatro é realizada uma avaliação das ferramentas computacionais disponíveis na prática da engenharia nacional e internacional, para a análise de cortinas de cais, com uma discussão de sua aplicabilidade à solução do problema. As ferramentas disponíveis são comparadas no estudo de um caso hipotético de cais.

No capítulo cinco é realizado o estudo de caso, que trata da análise de uma cortina de cais no estado do Rio de Janeiro, complementada com a discussão dos resultados e conclusões adicionais.

No capítulo seis são feitas as considerações e conclusões finais, bem como as sugestões para estudos posteriores relacionados ao tema em questão.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS

2.1.1 Introdução

A função básica de uma estrutura de contenção é a de suportar os maciços terrosos, que sofrem intervenções para viabilizar a implantação, entre outras, das seguintes obras:

- a) Vias férreas ou rodoviárias;
- b) Estabilização de encostas;
- c) Implantação de sistemas de drenagem (infraestrutura);
- d) Reaproveitamento de espaços públicos, permitindo platôs em níveis mais elevados;
- e) Aplicações visando à mobilidade urbana, como é o caso do Metrô.

No caso particular de obras portuárias, as contenções têm papel decisivo, pois permitem um grande desnível na elevação do solo: de um lado a retroárea do porto e do outro o leito marinho. Portanto, estas estruturas são extremamente necessárias, pois viabilizam a utilização de grandes áreas (contendo grandes massas de solo), importantes para a implantação do porto, a operação de equipamentos para a movimentação e estocagem de cargas e, sobretudo, a acostagem dos navios, onde se pode citar, por exemplo, o caso de um píer ou cais contínuo. A acostagem dos navios é o fator preponderante na definição da cota do leito marinho na região de atracação dos navios, dada pelo calado das embarcações, desempenhando, assim, papel decisivo na definição da altura de solo a ser contida e, conseqüentemente, no projeto da contenção propriamente dita.

A figura 2.1 a seguir, mostra os tipos de estruturas de contenção aplicadas em projetos de obras portuárias, com ênfase na solução de cortina de estacas pranchas metálicas.

Na figura também constam os detalhe das obras para implantação de uma cortina de cais em Aveiro, Portugal (ArcelorMittal, 2010), bem como com os detalhes do sistema de ancoragem com cortina de retroárea.

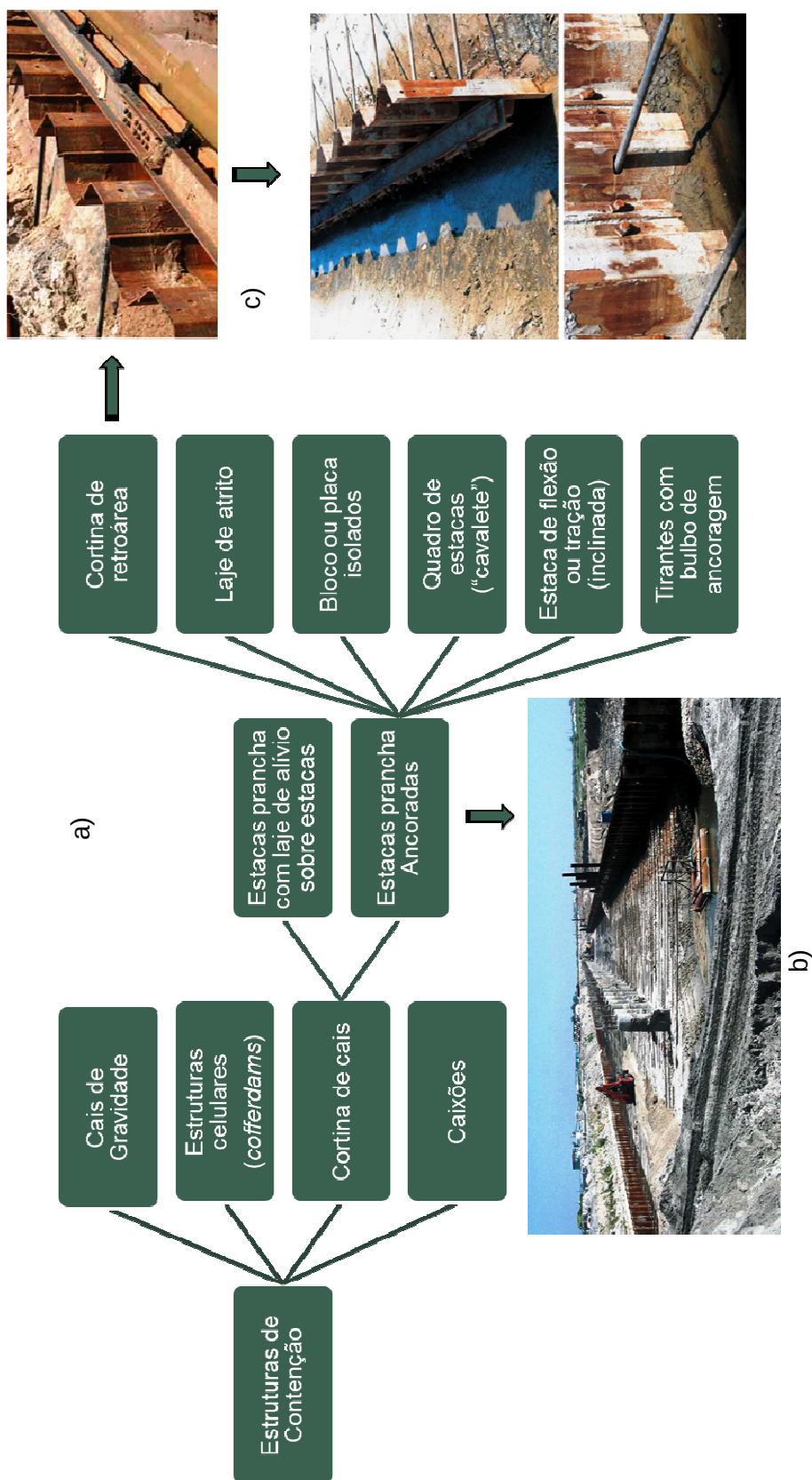


Figura 2.1. Estruturas de contenção de obras portuárias: a) tipos, como ênfase na solução de cortina de estacas pranchas metálicas e sistemas de ancoragem; b).Cortina de Cais no Porto do Aveiro, Portugal; c) Detalhe do sistema de ancoragem

As estruturas de contenção por si só não têm capacidade de suportar os carregamentos oriundos de sua utilização. Para tanto, se utilizam, por um lado, da resistência passiva que o solo em sua frente lhe oferece, ao longo do comprimento de embutimento neste (ficha) e por outro lado, pela capacidade dos elementos de apoio de resistir aos esforços de tração, oriundos do impedimento de movimentação da estrutura em seu ponto de instalação.

Geralmente, adotam-se tirantes de aço para fazer a ligação da estrutura de contenção aos elementos de apoio. Estes, através de mecanismos particulares para cada tipo de solução escolhida, dão cabo do esforço de tração, transmitindo-o para o solo. Como exemplo, pode-se citar uma cortina de retroárea ou um morto de amarração.

Segundo Cornfield (1975), nas estruturas de contenção tipo cortina, os elementos frontais resistem a pressões horizontais devidas ao solo, água e sobrecargas, obtendo a sua estabilidade da resistência horizontal do solo na região da ficha, e, como já citado, dos elementos de apoio providos por ancoragens, tirantes, estacas, estroncas, ou outros aqui não mencionados, instalados nos níveis elevados da própria estrutura.

Dentre os fatores relevantes na definição do tipo de contenção a ser adotada no âmbito de obras portuárias, destacam-se:

- natureza do solo no local de implantação da contenção, suas propriedades físicas e mecânicas;
- tipo, forma e distribuição das sobrecargas na retroárea do porto;
- regime de marés e ondas no local de implantação da obra;
- metodologia construtiva e materiais disponíveis na região de implantação da obra.

Outros fatores relacionados às contenções de obras portuárias serão objeto específico da revisão dos critérios de projetos a serem apresentados no capítulo 3 desta dissertação.

Ainda neste contexto, despontam como solução corrente as paredes de elementos justapostos contínuos ou simplesmente denominadas cortinas de estacas prancha (*sheet pile wall*), sendo caracterizadas por serem estruturas flexíveis e, sobretudo, pela possibilidade de utilização mesmo em casos de condicionantes geotécnicas desfavoráveis. Sua instalação pode ser realizada mesmo em casos em que existe a

presença de água, onde outros tipos de estrutura, de métodos (técnicas) convencionais de construção conhecidos são de inviável aplicação.

A figura 2.2 a seguir traz o arranjo típico de uma cortina de estacas prancha com uma linha de tirantes, com os principais elementos que figuram neste tipo de estrutura.

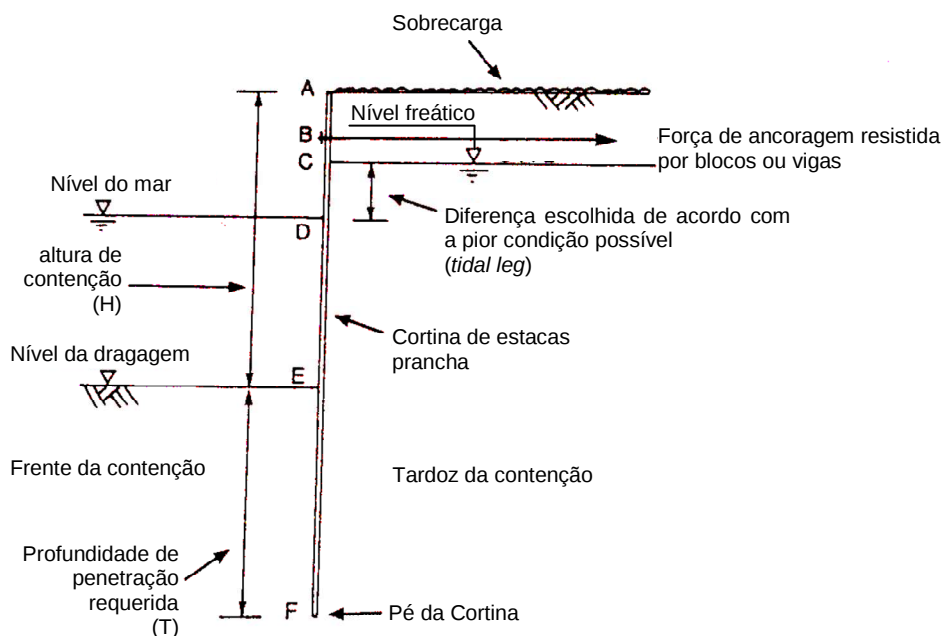


Figura 2.2. Arranjo típico de uma cortina de estacas prancha ancorada - adaptado de Clayton e Milititsky (1986)

2.1.2 Elementos Frontais - Cortina de Estacas Prancha

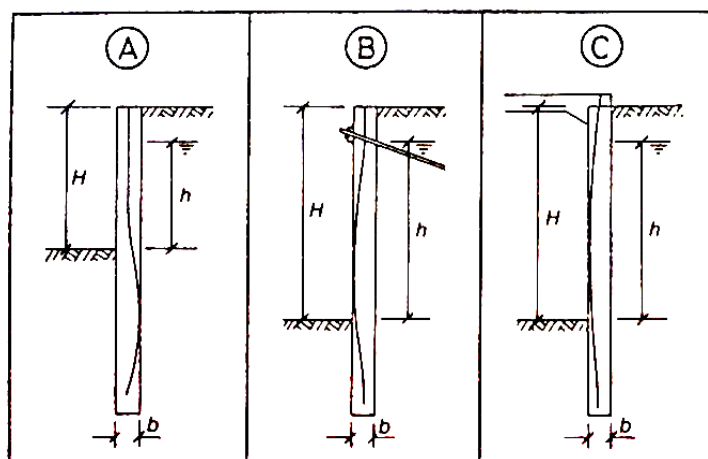
As cortinas de estacas prancha podem ser executadas com diversos materiais, sendo os principais listados abaixo, dando-se ênfase à solução em aço, por ser o tipo de material abordado no estudo de caso desta dissertação, bem como por ser o tipo de aplicação mais empregado em projetos atualmente, inclusive no Brasil, como pode ser visto na Tabela 2.1.

a) Madeira

Geralmente são utilizadas em obras provisórias ou de pequeno porte. Cuidados devem ser tomados na deterioração do material frente aos condicionantes biológicos e químicos.

b) Concreto

Segundo Tsinker (2004), para este tipo de material as cortinas podem ser executadas em elementos pré-moldados, com ou sem protensão. O uso da protensão visa melhorar o desempenho, dependendo das características e solicitações da obra, bem como minimizar a fissuração do concreto e assim contribuir para a durabilidade da estrutura em questão. A figura 2.3 abaixo mostra os tipos e exemplos de aplicação desta solução (Puller, 1996).



a)

Site	Type	$H:m$	$h:m$	$b:m$	Max prestress: (N/mm ²)
Centrale PTT Bellinzona	A	7.0	2.7	60	3.6
Admiral SA, Paradiso	A	7.6	5.10	80	3.5
German Embassy, London	A	9.6	5.70	90	3.1
ETA-Werke Grenhen	B	13.2	6.2	80	3.7
Propr. Fabriane, Lugano	C	11.6	4.6	60	3.6
Centrale TT, Moralto	C	15.0	—	80	2.1

b)

Figura 2.3. Cortinas com painéis protendidos: a) Tipos; b) Exemplos de aplicação - Puller (1996)

Segundo o mesmo autor, embora as estacas prancha de concreto sejam mais difíceis de manusear e instalar se comparadas com as de aço, a boa manutenção "natural" do material empregado se mostra uma alternativa atrativa.

Para o caso de aplicações em elementos pré-moldados o comprimento das peças é um fator limitante no caso de grandes alturas a conter, pelo fato do peso dos painéis e dificuldades de transporte e de instalação e cravação.

Segundo Cornfield (1975), as cortinas de estacas pré-moldadas de concreto têm tido sua utilização limitada na prática, porém ressalta a crescente utilização de parede diafragma, executadas com lama bentonítica, como opção de solução de contenções.

Isto se evidencia no Brasil com a crescente demanda que a indústria naval vem percebendo, onde as contenções em cortina de paredes diafragma têm sido utilizadas, sobretudo, nos estaleiros, para construção de docas e diques secos. Nestes casos, a diferença entre o nível d'água interno e externo à contenção é muito grande, daí a necessidade de elementos com grande rigidez à flexão, para combaterem os esforços e limitar os deslocamentos. Assim, para este caso específico, paredes de concreto se mostram mais vantajosas do que as estacas metálicas, embora sendo a sua execução mais criteriosa e elaborada, e assim, requerendo maior controle e tempo.

c) Aço

Destaca-se frente aos outros materiais pela facilidade de instalação em regiões adversas. Possuem seções variadas, para várias aplicações. Permitem a utilização de perfis combinados, para casos de grandes solicitações.

A figura 2.2 mostra a relação de uso entre estacas prancha de aço e as de outros tipos de materiais empregados como solução em estruturas de contenção (Cornfield, 1975).

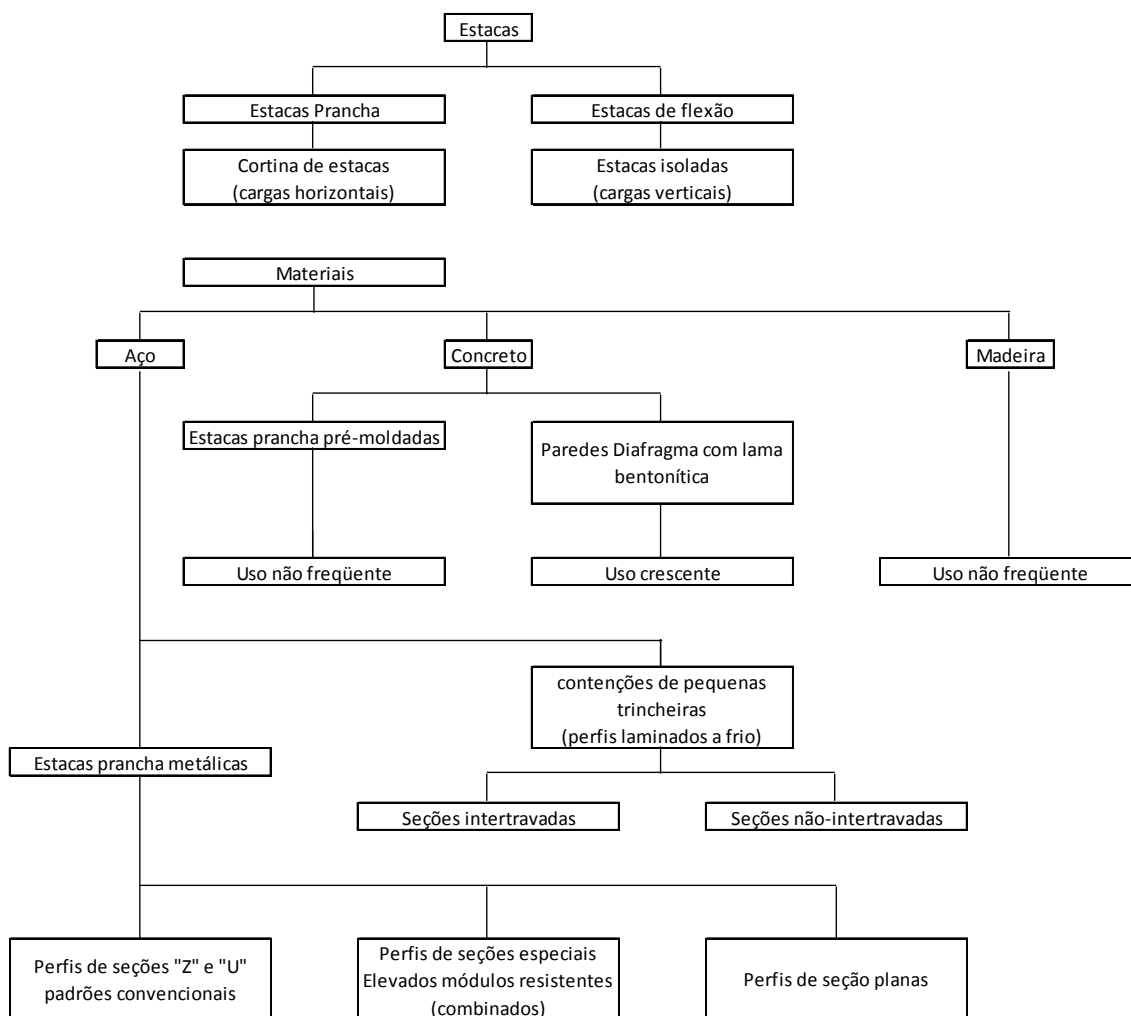


Figura 2.4. Tipos de estacas, adaptado de Cornfield (1975)

No cenário portuário, destaca-se a utilização de solução em contenção de cortina de estacas pranchas metálicas. Como dito anteriormente, estas podem ser ancoradas por meio de dispositivos de apoio, denominados tirantes (*anchored bulkhead*) ou não possuírem os elementos de apoio e funcionarem em balanço (*cantilever sheet-piling wall*).

Ambas as estrutura citadas acima dependem, sobretudo, da profundidade de embutimento no solo abaixo da linha de dragagem. Portanto, deve-se atentar para o efeito da erosão por conta das correntezas no solo situado à frente da cortina. Assim, este tipo de cortina é de uso mais apropriado para obras temporárias (CLAYTON E MILITITISKY, 1986).

Ainda no contexto das estacas pranchas metálicas destaca-se aplicação deste tipo de solução para reforço de estruturas marítimas afetadas por danos (reabilitação), reforço de estruturas existentes para aumento de capacidade de carga ou acréscimos de sobrecargas de utilização, bem como ampliações e apoio para obras temporárias. Para um exemplo de aplicação do assunto, o autor se refere à Dzieknaik (2005).

Outra técnica que também tem sido aplicada em casos de modernização de terminais portuários é a de reforço do solo com *jetgrouting*, visando o aumento da profundidade da área de acostagem (calado), possibilitando atracação de navios de maior porte (MAFFEI E GONÇALVES, 2011).

A Tabela 2.1 a seguir traz o resumo de algumas obras portuárias com aplicação da solução em cortinas de estacas prancha metálicas, fruto da pesquisa sobre casos no Brasil.

Tabela 2.1. Obras com solução em cortina de estacas prancha metálicas

Descrição da Obra	Tipo de Seção (ver legenda)	Ano	Construtora (s)
Ampliação do porto de Itajaí (SC)	PAZ	2006	Constremac, Serverng e Triunfo
Estaleiro Rio Grande (RS)	Z, U	2010	W Torre Engenharia S/A
Ampliação do Porto do Pecém (CE)	PAZ	2010	Marquise e Ivaí
Terminal de passageiros do porto de Fortaleza (CE)	PAZ	2012	Constremac e Serveng
Ampliação do terminal salineiro de Areia Branca - "Porto Ilha" (RN)	Z, U	2012	Constremac, Queiroz Galvão e Carioca Engenharia
Superporto do Açu (RJ)	HZM	2012	Carioca Engenharia
Ampliação Terminal marítimo do Rio Grande do Norte - terminal de passageiros (RN)	PAZ	2013	Constremac

Legenda:

PAZ - cortinas combinadas com estacas prancha de seções convencionais e perfis tubulares circulares;

HZM - cortinas combinadas com estacas prancha de seções convencionais e perfis laminados;

Z, U - cortinas com estacas prancha de seções convencionais.

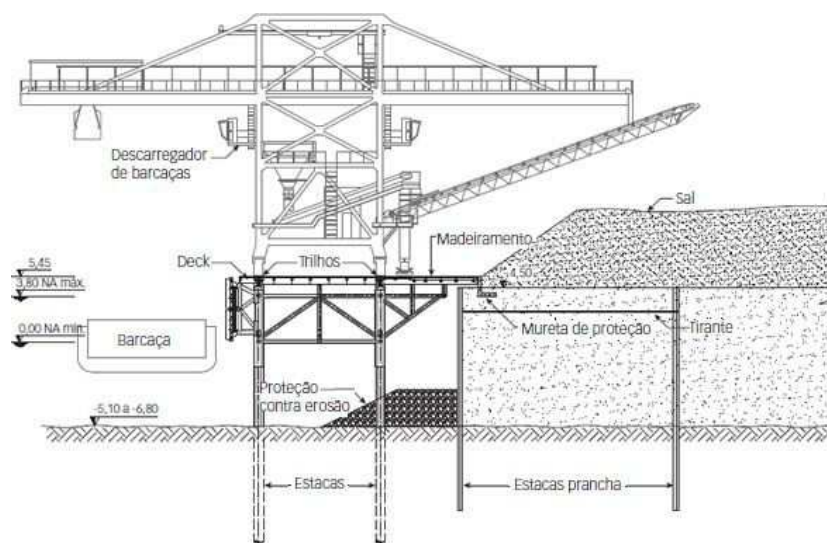


Figura 2.5. Esquema da ampliação do terminal de Areia Branca, com solução em cortina de estacas prancha - Fonte: <http://infraestruturaurbana.pini.com.br>



Figura 2.6. Vista aérea das obras de ampliação do terminal de Areia Branca, com solução em cortina de estacas prancha – fonte: www.pac.gov.br

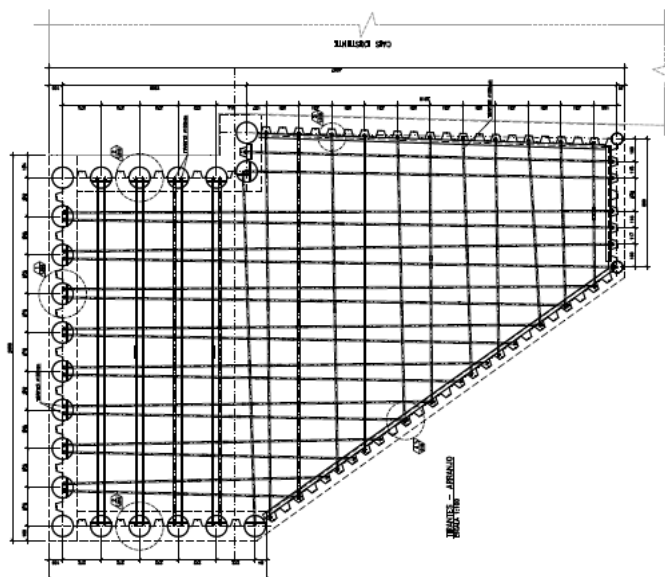


Figura 2.7. Esquema do arranjo da cortina de estacas prancha combinadas (PAZ) e disposição dos tirantes - Ampliação Terminal marítimo do Rio Grande do Norte - terminal de passageiros - fonte: <http://copatransparente.gov.br>



Figura 2.8 – Vista aérea das obras de ampliação do terminal marítimo do Rio Grande do Norte - terminal de passageiros. Em detalhe a concretagem da viga de capeamento da cortina de estacas prancha - fonte: <http://copatransparente.gov.br>

Para os casos de aplicação de cortinas de estacas prancha em projetos internacionais recorre-se ao trabalho de Pires (2011), onde são apresentadas na Tabela 2.2 abaixo algumas obras constantes em sua base de dados dinâmica, fruto de sua pesquisa de soluções para estruturas de acostagem.

Tabela 2.2. Cortinas de estacas prancha – Aplicação em projetos internacionais - Pires (2011)

Cortinas de Estacas Prancha como Solução em Estruturas de Acostagem					
Designação	Porto	País	Tipo de Maré	Categoria de Fundos	Código
Terminal de Contentores Este	Aarhus	Dinamarca	Microtidal	VI	DK-EP
Novo Cais em Prøvestenen	Prøvestenen	Dinamarca	Microtidal	VII	DK-EP
Extensão do Cais	Cadiz	Espanha	Microtidal	VI	ES-EP
Cais do Porto Auxiliar de Anping	Kaohsiung	Taiwan	Microtidal	V	TW-EP
Expansão do Cais Piscatório	General Santos	Filipinas	Microtidal	IV	PH-EP
Expansão do Cais	Havana	Cuba	-	VI	CU-EP
Reabilitação do Cais Norte	Shippagan	Canada	Microtidal	II	CA-EP
Reconstrução do Cais	Ziguinchor	Senegal	Microtidal	III	SN-EP
Estaleiro da PAENAL	Amboim	Angola	Microtidal	V	AO-EP
Estaleiro Náutico	Dubai	E.A	Microtidal	VI	AE-EP
Projecto de Reconstrução	Ziguinchor	Senegal	Microtidal	VI	SN-EP

Na Tabela 2.2 acima, a indicação de categorias de fundos corresponde à profundidade do leito marinho na área de acostagem, esta demandada pelo calado dos navios esperados nos portos em questão. O critério adotado pelo autor segue na Tabela 2.3 abaixo:

Tabela 2.3. Categoria dos fundos - Pires (2011)

INTERVALO [m]	TIPO
2 - 4	I
4 - 6	II
6 - 8	III
8 - 10	IV
10 - 12	V
12 - 15	VI
> 15	VII

O fluxograma da Figura 2.9 abaixo, adaptado de Cornfield (1975), traz as características e comparação entre as soluções acima apresentadas, destacando a solução em estrutura metálica (perfis de estacas prancha).

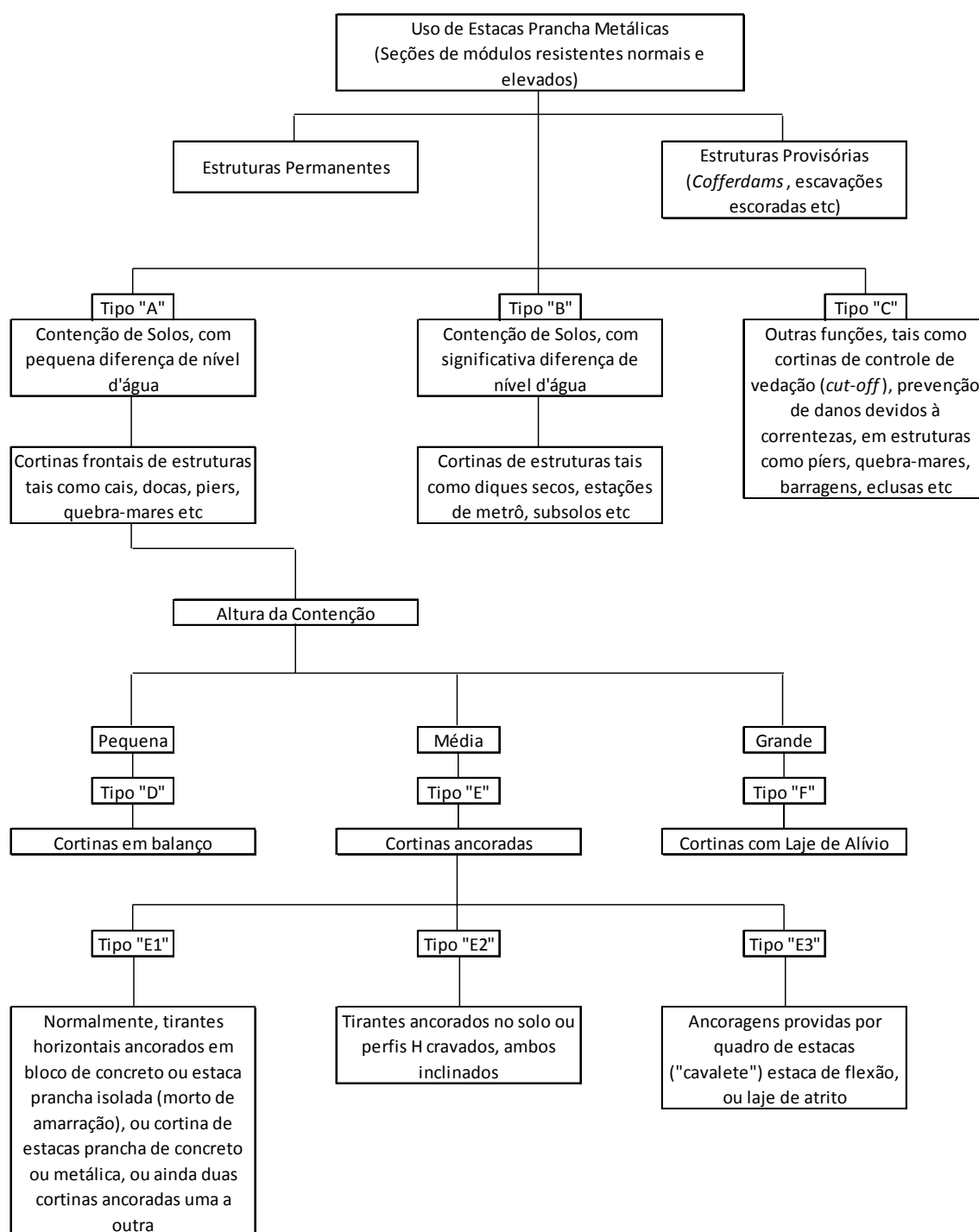


Figura 2.9 - Tipos de estacas, adaptado de Cornfield (1975).

As cortinas de estaca de aço propriamente ditas têm seu desenvolvimento pautado como uma evolução dos pranchões de madeira. As primeiras tentativas para encontrar uma solução substituta para os pranchões foram feitas no século XIX, onde diversas seções de perfis de estacas prancha em ferro fundido foram fabricadas.

No entanto, a fragilidade do aço das seções então produzidas, mostrou-se inicialmente inadequado como material para estacas, com pequeno progresso em utilizações, até que então as seções laminadas de aço começaram a ser produzidas, no início do século XX (CORNFIELD, 1975).



Figura 2.10 – Seções mais remotas em ferro fundido (1820) - Cornfield (1975)

Existe uma série variada de tipos de seções de perfis de estacas prancha, os quais podem ser escolhidos a partir de catálogos de fornecedores. Os padrões mais empregados atualmente são os que seguem abaixo relacionados (Thoresen, 2003):

a) Perfis tipo seção “U”

Estes perfis são conhecidos por Larssen, seu criador e tem como característica possuírem os conectores situados no eixo neutro das seções. Aliado a este fato, contam também com uma espessura de aço considerável, o que leva estes perfis a apresentarem durabilidade ao efeito da corrosão, além de facilidade na instalação dos tirantes e dispositivos acessórios de ligação destes com a cortina, mesmo embaixo d'água.

b) Perfis tipo seção “Z”

As seções tipo “Z” têm como característica possuírem os conectores situados nos flanges dos perfis, possibilitando assim, que se forme uma seção de alma contínua, haja vista a alternância da posição dos conectores, fora do eixo neutro da seção. São exemplos destes perfis os fornecidos por Krupp, Hoesch, ArcelorMittal, Peiner, etc.

c) Perfis tipo seção “H”, seções tubulares circulares e tubulares quadradas

Estes perfis podem ser combinados entre si ou com as seções usuais tipo “U” ou tipo “Z” formando cortinas com elevados módulos de resistência, possibilitando a instalação onde elevadas cargas podem vir a ocorrer.

Citam-se ainda os perfis de seção plana, largamente utilizados na construção de estruturas celulares (*cofferdams*), onde se destacam aplicações no Brasil na área portuária na construção dos chamados Duques D'Alba, bem como de ensecadeiras para a execução de fundações de pontes. Estes possuem conectores de elevada resistência, capazes de resistir à tração que se desenvolvem nestes tipos de estruturas.

Algumas das seções utilizadas no passado, embora atualmente obsoletas, e outras de uso corrente em projetos são mostradas nas figuras 2.11 a 2.13 (Cornfield, 1975; Bažant, 1979):

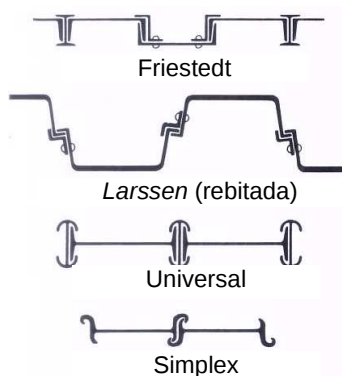


Figura 2.11 – Perfis de seções obsoletas (Cornfield, 1975)

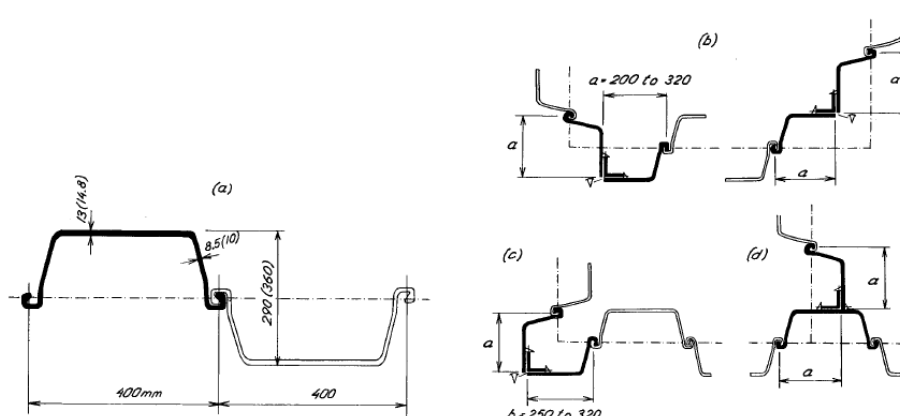


Figura 2.12 – Perfis de seção “U”. a) seção padrão; b) e c) seções para formar cantos; d) detalhe de junção em “T” - (Bažant, 1979)

Outras seções, menos usuais em aplicações em estruturas de contenções são os perfis tipo seção “S” (Terre Rouge) e seção viga “I” (Peine) (Bažant, 1979).

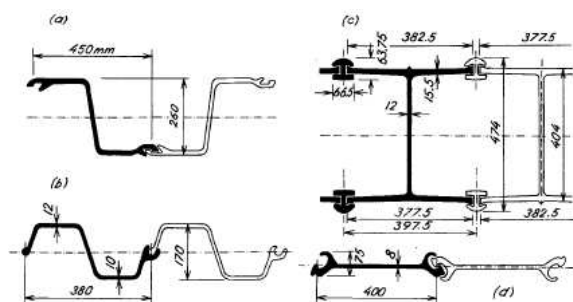


Figura 2.13 – Perfis de seções diversas a) seção tipo “Z” - Belval Z-IIIIN; b) seção tipo “S” - Terre Rouge III e c) seção tipo “I” - Peine; d) seção tipo plana - Peine - (Bažant, 1979)

Modernamente, com o avanço tecnológico e da ciência dos materiais, novos perfis podem ser fabricados. Outro fator importante de destaque frente aos outros materiais é a possibilidade de combinação de perfis laminados, circulares ou tubulares ou de vigas metálicas, com os perfis metálicos de estaca prancha, como pode ser visto na figura 2.14 (ArcelorMittal, 2010).

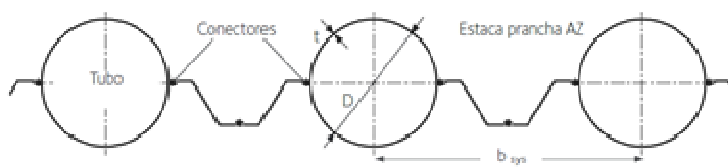


Figura 2.14 – Cortinas combinadas com estacas prancha de seções convencionais e perfil tubular circular – sistema “PAZ” (ArcelorMittal, 2010)

2.1.3 Elementos de Apoio – Sistema de Ancoragem (Tirantes e Mortos)

Responsáveis por restringir as movimentação no topo da contenção, e assim possibilitar a diminuição dos momentos fletores solicitantes na contenção, o sistema de ancoragem tem papel relevante na estabilidade e segurança destas obras.

Entende-se por sistema de ancoragem o conjunto dos dispositivos, quais sejam os elementos lineares tracionados, denominados tirantes e os elementos complementares, denominados "mortos de amarração" (*deadman*). Estes tem o papel de garantir o apoio do tirante e a transmissão dos esforços para o solo, por mecanismos específicos de cada tipo utilizado. Aqueles são os elementos intermediários e sua competência garante o bom funcionamento da estrutura frontal, frente às limitações de esforços e deslocamentos.

A figura 2.15 mostra o esquema típico de um sistema de ancoragens de uma cortina de cais em estacas pranchas metálicas e seus respectivos dispositivos (Clayton e Milititsky, 1986):

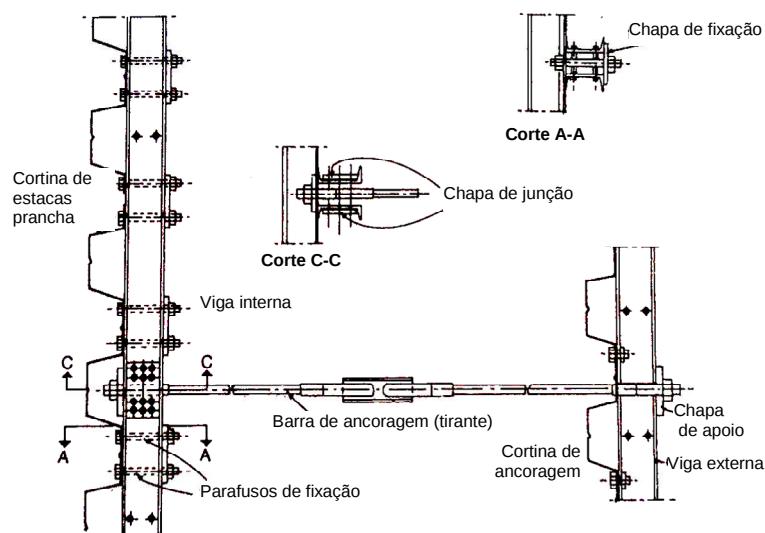


Figura 2.15 – Esquema de um sistema de ancoragem e seus dispositivos principais – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)

Nos locais onde os solos apresentam boa capacidade de suporte são adotados sistemas com apenas uma linha de ancoragem, com morto de amarração promovido por elementos que podem ser placas verticais de concreto isoladas, ou vigas contínuas, que também podem ser de aço. Geralmente, visando à diminuição do tempo de construção, recorre-se à cravação de perfis de estaca prancha, que se dispostos de maneira contínua, formam uma cortina de retroárea.

Nestes casos, o morto de amarração obtém sua resistência do empuxo passivo mobilizado à sua frente, tendo sua locação a certa distância da contenção, definida pela estabilidade global da obra, onde geralmente a linha da superfície potencial de ruptura passa por baixo do pé da contenção propriamente dita.

Para o projeto de cortinas de estacas prancha podem ser adotados vários tipos de solução para o sistema de ancoragem, dependendo dos fatores preponderantes que irão nortear a obra, como já mencionado. No que tange ao comportamento do sistema de ancoragem, este está diretamente relacionado à sua rigidez, proporcionada, sobretudo pela rigidez axial do tirante propriamente dito, bem como pelo tipo de ancoragem do sistema, a saber, os que seguem listados abaixo:

- a) Cortina simplesmente apoiada (placa de ancoragem ou morto de amarração);
- b) Cortina com múltiplas ancoragens;
- c) Tirantes ancorados em solo ou rocha através de bulbos (protendidos ou não);
- d) Estacas inclinadas de tração (*batter piles*);
- e) Sistema de quadro de estacas (“caveleto”) com bloco de coroamento;
- f) Estacas de flexão com bloco de coroamento;
- g) Laje de atrito;

A figura 2.16 abaixo traz os tipos de soluções listadas acima e logo a seguir, considerações sobre suas características particularidades.

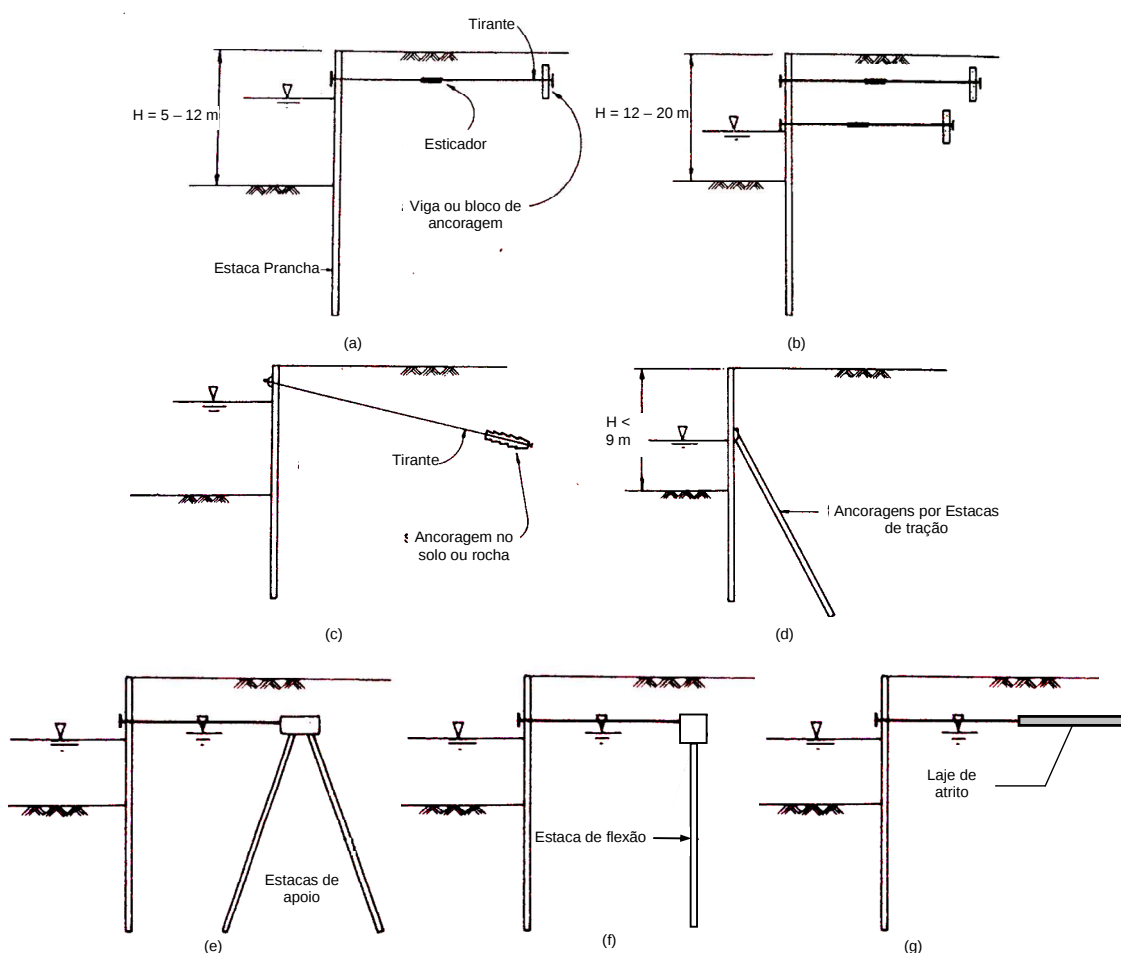


Figura 2.16 – Soluções de sistema de ancoragem para cortinas de estacas prancha –
a) Ancoragem simples, b) Múltiplas ancoragens, c) Ancoragem no solo ou rocha, d)
Estacas de tração inclinadas, e) Caveleto, f) Estaca de flexão e g) Laje de atrito -
adaptado de Clayton e Milititsky (1986) e Thoresen (2003)

a) Cortina simplesmente ancorada

Neste tipo de cortina o esforço de tração é transferido para o solo através do morto de amarração (*deadman*), designação utilizada para o bloco, placa ou estaca prancha isolada, que derivam sua estabilidade da resistência passiva mobilizada à frente destes dispositivos.

b) Cortina com múltiplas ancoragens

Este tipo de solução se aplica aos casos em que apenas uma linha de tirante é inviável para viabilizar a obra, em termos das tensões admissíveis dos materiais empregados na cortina frontal e dimensões viáveis dos elementos para a construção e seu fornecimento.

c) Tirantes ancorados em solo ou rocha

Este tipo de opção lança mão do esforço de protensão para aplicação em cortinas com grandes solicitações, bem como da transmissão da força de tração para o solo ou rocha, através de bulbos de ancoragem.

d) Estacas inclinadas

Outra solução aplicada com grande frequência, sobretudo na prática internacional, é a adoção de estacas inclinadas fazendo o papel de tirantes e responsáveis assim, por transmitir os esforços para o solo por atrito lateral.

e) Quadro de estacas ("cavalete")

Nesta aplicação os esforços são transmitidos para o conjunto rígido formado pelo par de estacas, geralmente coroadas por um bloco de ancoragem, sendo uma trabalhando somente a compressão e a outra somente a tração.

f) Estacas de flexão

Como diz o subtítulo, este sistema lança mão da rigidez flexural das estacas, que são carregadas transversalmente, para a absorção dos esforços de ancoragem e da correta transmissão destes para o solo.

h) Laje de atrito

Neste caso o esforço de tração é transmitido através do atrito mobilizado na interface entre a placa e o solo logo abaixo desta.

2.1.4 Método Executivo

Segundo Tsinker (1983) as cortinas de cais podem ser classificadas quanto ao método executivo empregado como:

- a) Cortinas Aterradas – são construídas a partir da cota aproximada de dragagem, com aterro na retroárea para construção do nível do porto;
- b) Cortinas dragadas – são construídas a partir do nível de retroárea, ou próximo deste, com execução da dragagem até o nível desejado;

A figura 2.17 mostra os dois tipos acima mencionados, com as fases de execução para implantação da cortina:

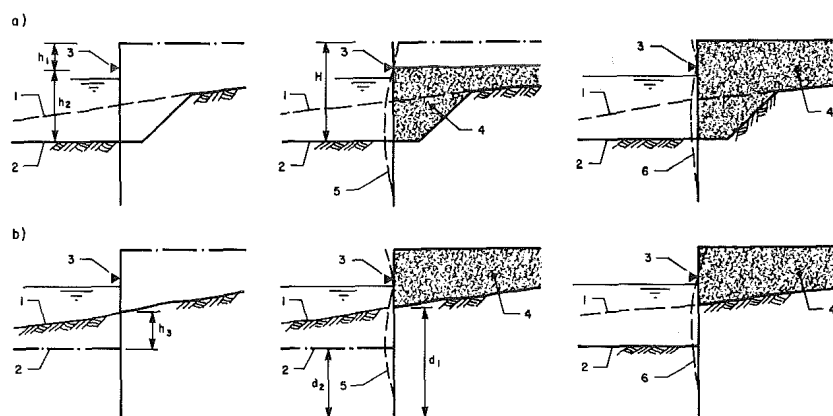


Figura 2.17 – Sequência construtiva de uma cortina de estacas prancha – a) Cortinas aterradas, b) Cortinas dragadas - adaptado de Tsinker (1983)

A figura 2.18 mostra a sequência executiva de uma cortina dragada, a partir da retroárea do porto.

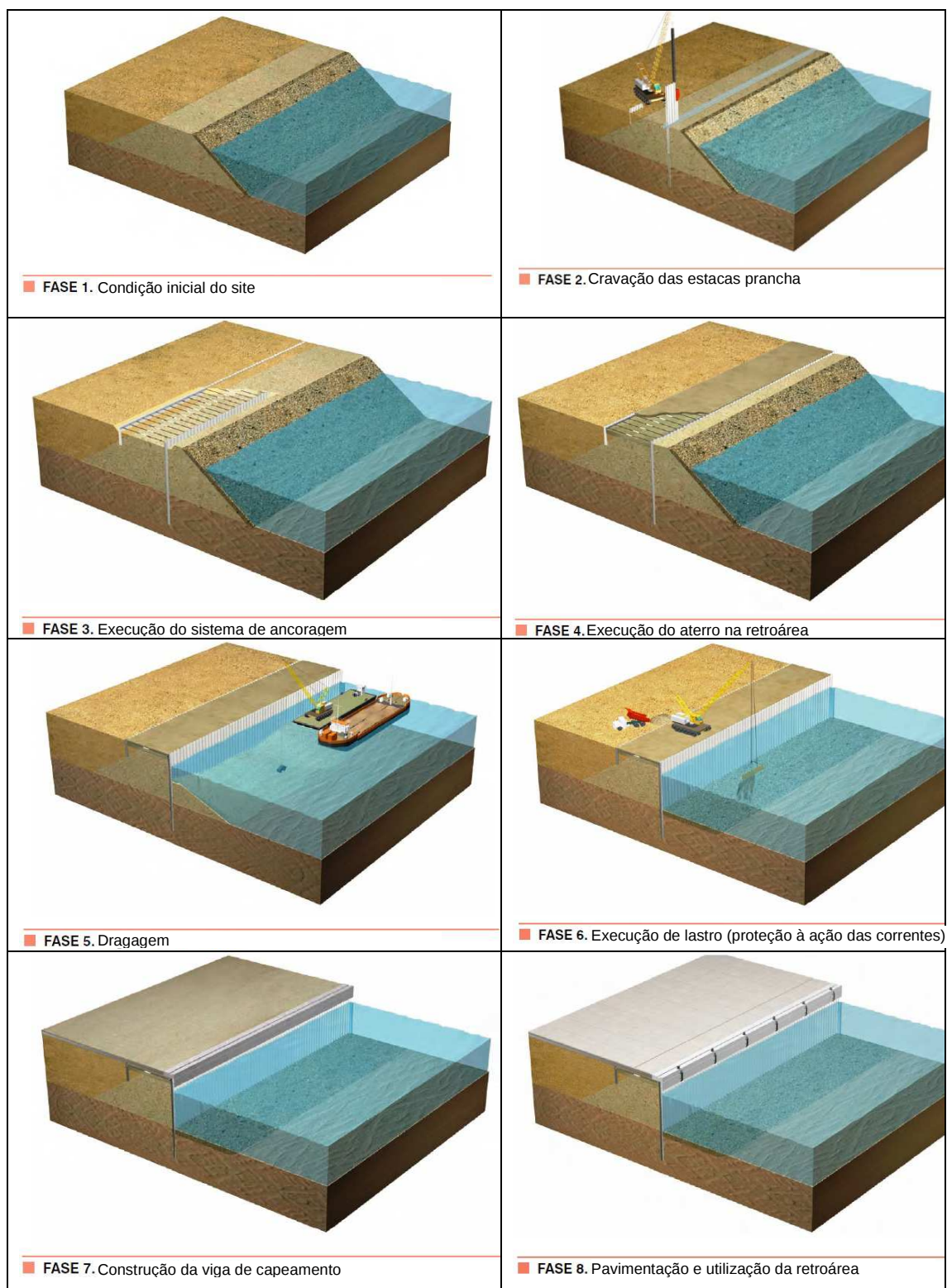


Figura 2.18 – Sequência construtiva de uma cortina de estacas prancha a partir do site – adaptado de Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas (2008)

2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E PARÂMETROS NECESSÁRIOS

2.2.1 Investigações Geotécnicas

Introdução

A prática brasileira corrente ainda se apoia bastante nos resultados dos ensaios de campo, sobretudo do ensaio de penetração dinâmica, o SPT (*Standard Penetration Test*). Seja pelo baixo custo e pela simplicidade do ensaio, ou quando se trata de formações com predominância arenosa, onde se sabe da dificuldade de se tomarem amostras indeformadas para posterior análise em laboratório, o ensaio continua sendo utilizado em larga escala, inclusive para estimativas, embora muitas vezes grosseiras, dos parâmetros geotécnicos, através de correlações propostas por diversos autores, em vasta bibliografia técnica.

Por vezes, as estimativas obtidas para certos parâmetros dos solos, como por exemplo, os de deformabilidade, não são bem caracterizados por este ensaio, haja vista o ensaio ser realizado na ruptura, ou seja, o solo é cisalhado. Assim, as estimativas ditas mais adequadas para obtenção de parâmetros (propriedades) para este tipo de ensaio, são para os de resistência, quais sejam o ângulo de atrito interno do solo e a coesão.

Ao se tratar de obras a beira-mar, depara-se muitas vezes com formações geológicas-geotécnicas das mais diversas possíveis. Esta Heterogeneidade é abundante, sobretudo no Brasil, com seus milhares de quilômetros de litoral. Assim, é comum encontrar desde espessos depósitos de areia a depósitos de argila muito moles, que no caso de Santos, por exemplo, chegam a apresentar cerca de 30 m de espessura, se mostrando um desafio para os projetistas e executores.

Segundo Danziger (2013), de maneira geral as investigações geotécnicas têm por objetivo:

- Definição da estratigrafia dos solos (variações e ocorrência dos materiais atravessados);
- Classificação dos materiais;
- Obtenção de parâmetros geotécnicos;
- Aplicação direta ao projeto geotécnico (fundações, por exemplo).

Também no cenário das investigações geotécnicas de campo, sobretudo na Europa, o ensaio bastante utilizado é o de penetração estática, o CPT (*Cone Penetration Test*) ou CPTU, este com possibilidade de medida de poro pressões. O ensaio se aplica, sobretudo, para solos argilosos onde o mesmo mostra maior eficiência na estimativa de parâmetros para este material terroso.

O ensaio, além de possuir maiores limitações e cuidados se comparado ao ensaio SPT requer maiores cuidados quando de sua interpretação. Como fatores limitantes, pode-se citar a capacidade do sistema de reação do equipamento, que para atravessar solos ditos mais competentes, necessita de realização de furo prévio (pré-furo).

Deve-se ter em mente ainda, que os ensaios de investigações de campo como o SPT, por exemplo, são preliminares e investigativos, e a partir destes, pode-se entender a real necessidade de complementação quer com outros ensaios de campo, quer com ensaios de laboratório, para a correta obtenção dos dados necessários ao projeto e de suporte de decisões de cunho executivo da obra.

Dependendo da relevância da obra de contenção no seu contexto portuário e da realidade das condicionantes geotécnicas locais, ensaios de campo complementares são necessários. Como exemplo destes ensaios, nota-se o DMT (*Dilatometer Test*), o ensaio de palheta (*Vane Test*), o ensaio PMT (*Pressuremeter Test*).

Destes, os ensaios DMT e PMT mostram-se boas referências para obtenção de módulos de deformabilidade do solo, bem como o seu estado inicial de tensões, refletida pelo parâmetro k_0 .

A Tabela 2.4. Principais investigações de campo e sua aplicabilidade - (Lunne et al. , 1997 atualizada por Robertson, 2012) abaixo mostra as principais investigações de campo e sua percepção quanto à aplicabilidade para a utilização em diferentes condições do solo (Lunne et al. , 1997 atualizada por Robertson, 2012).

Tabela 2.4. Principais investigações de campo e sua aplicabilidade - (Lunne et al. , 1997 atualizada por Robertson, 2012)

Group	In-situ Test	Geotechnical Parameter												Ground Type					
		Soil type	Profile	u_0	OCR	D_r - ψ	ϕ'	s_u	G_s - E	σ - ϵ	M - C_c	k	c_v	hard rock	soft rock	gravel	sand	silt/clay	peat-organic
Penetrometer/ Direct Push	Dy. Probing (DP)	C	B	-	C	C	C	C	-	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	SPT	B	B	-	C	B	C	C	-	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	C	C	-	-	-	-	B	B	A	A	A
	CPTu	A	A	A	B	A	B	A	B	C	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	SCPTu	A	A	A	A	A	B	A	A	B	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	C	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	SDMT	B	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	Full-flow (T/ball)	C	B	B	B	C	C	A	C	C	C	C	C	-	-	-	C	B	A
	Field vane (FVT)	B	C	-	B	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	B
Pressuremeter	Pre-bored	B	B	-	C	C	C	B	B	C	-	C	A	A	A	B	B	B	B
	Self-bored	B	B	A	B	B	B	A	A	B	B	A	A	-	C	-	B	A	B
	Full-displacement	B	B	B	C	C	C	B	A	A	B	B	A	-	C	-	B	A	A
Other	Screw/plate load	C	-	-	B	C	C	B	B	B	B	C	C	C	A	B	B	B	B
	Borehole shear	C	-	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	C	B	C	C	C	-
	Permeameter	C	-	A	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	A	A	B
	Borehole seismic	C	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	B
	Surface seismic	-	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A
	Hydraulic fracture	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	C	C	B	B	-	-	B	C

Applicability: A = high, B = moderate, C = low, - = none

Geotechnical parameters: u_0 = in-situ static pore pressure, OCR = over-consolidation ratio, D_r - ψ = relative density and/or state parameter, ϕ' = peak friction angle, s_u = undrained shear strength (peak and/or remolded), G_s - E = small strain shear and/or Young's modulus, σ - ϵ = stress-strain relationship, M - C_c = constrained modulus and/or compression index, k = permeability, c_v = coefficient of consolidation

ϕ' will depend on soil type; ¹ only when pore pressure sensor fitted.

Modernamente, tem se utilizado a prática da ilha de ensaios, onde num mesmo local se realizam diversos ensaios para, posteriormente, com os resultados obtidos, realizar o cruzamento dos dados, confrontando-os e possibilitando a confirmação de classificações dos materiais atravessados, melhor entendimento do comportamento esperado dos solos, bem como melhorar as estimativas dos parâmetros a serem adotados nos projetos.

a) Ensaio de penetração dinâmica (SPT)

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) consiste na penetração de um amostrador padrão, que é introduzido no solo através da queda de um martelo de peso igual a 65 kg, de uma altura de 75 cm. Tanto a altura de queda, quanto o peso do martelo são padronizados, a fim de se obter uma energia também padronizada, quando da realização do ensaio.

O ensaio é uma sondagem de simples reconhecimento, onde a partir da cravação do amostrador padrão tomam-se amostras do solo a cada metro de perfuração, podendo-se inferir na classificação dos solos atravessados. Adicionalmente, mede-se a cada metro de profundidade, o índice N_{SPT} , num trecho de 45 cm, que reflete a resistência dos solos.

Assim, O índice N_{SPT} se caracteriza por ser o número de golpes necessários para a cravação do amostrador padrão nos 30 cm finais, dos 45 cm pertinentes ao ensaio.

A norma brasileira NBR 6484 (2001) propõe uma classificação dos solos a partir da interpretação pelo número de golpes obtidos no ensaio, em termos da compactidade das areias e consistência das argilas, que segue na Tabela 2.5. Proposta de classificação dos solos - NBR 6484 (2001) abaixo:

Tabela 2.5. Proposta de classificação dos solos - NBR 6484 (2001)

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Por se tratar de um procedimento simples e por contar bastante com a inferência humana, mesmo com a normatização e especificações para a sua realização, o mesmo ainda requer muitos cuidados e uma supervisão rigorosa, para a certeza e confirmação dos resultados, seja da investigação tátil-visual, seja da consequente classificação do solo.

Há muito que se discutir sobre a técnica de realização do ensaio, e dos fatores que podem influenciar em seus resultados, bem como em suas aplicações na mecânica dos solos, bem como na engenharia de fundações. Para uma atualização sobre os fatores nomeadamente mais importantes intervenientes nos resultados do ensaio, o autor se refere à Belincanta e Cintra (1998).

Para o histórico detalhado sobre o ensaio SPT, o autor se refere a Cavalcante (2006).

b) Ensaio de penetração estática (CPT)

O ensaio CPT (*Cone Penetration Test*) consiste da cravação no solo, de forma contínua ou incremental, a uma velocidade constante e padronizada (20 ± 5 mm/s), de uma ponteira também padronizada do tipo cone ou cone de atrito (60° de ápice), medindo-se sua reação contínua ou descontinuamente para que se obtenham os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. As medidas são registradas a cada 2,0 cm de avanço.

O ensaio de penetração de cone elétrico é utilizado para a obtenção de parâmetros do solo para o projeto de fundações. Fornece um perfil, praticamente contínuo, da resistência do terreno, permitindo inferir a natureza do solo a partir de correlações entre as medidas obtidas. A tabela abaixo traz a aplicabilidade do ensaio na obtenção de diversos parâmetros do solo a partir de correlações (Robertson, 2012):

Tabela 2.6. Aplicabilidade do ensaio CPT para estimativa de diversos parâmetros dos solos – Robertson (2012)

Soil Type	D_r	Ψ	K_0	OCR	S_t	s_u	ϕ'	E, G^*	M	G_0^*	k	c_h
Sand	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3-4	3-4
Clay			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

1=high, 2=high to moderate, 3=moderate, 4=moderate to low, 5=low reliability, Blank=no applicability, * improved with SCPT

Where:

D_r	Relative density	ϕ'	Friction angle
Ψ	State Parameter	K_0	In-situ stress ratio
E, G	Young's and Shear moduli	G_0	Small strain shear moduli
OCR	Over consolidation ratio	M	Compressibility
s_u	Undrained shear strength	S_t	Sensitivity
c_h	Coefficient of consolidation	k	Permeability

As medidas básicas obtidas através do ensaio são as seguintes:

q_c = resistência de ponta;

f_s = atrito lateral;

$Rf = f_s / q_c$ razão de atrito.

Quando se deseja obter além das medidas do cone convencional acima, medidas de poro pressão, o equipamento utilizado é o piezocone. O piezocone é um cone elétrico dotado de pedra porosa para medidas de poropressão. As poropressões são medidas durante a cravação e em ensaios de dissipação, que são executados durante paralisação na cravação do cone. A Figura 2.19 abaixo traz o esquema dos elementos constantes na haste do equipamento:

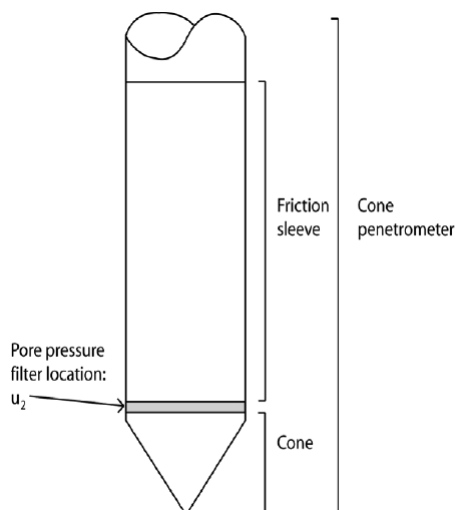


Figura 2.19 — Esquema dos elementos de um piezocone - Robertson (2012)

Schnaid e Odebrecht (2012) ressaltam que não existe um consenso quanto uma posição do elemento filtrante para a medida das poropressões durante a realização do ensaio. Assim, as posições comumente adotadas no ensaio para o elemento filtrante, quais sejam na ponta (u_1), na base (u_2) e na luva (u_3) serão função do tipo de aplicação que se dará para a informação medida, a poropressão.

A Figura 2.20 abaixo traz os resultados típicos de um ensaio CPTU, incluindo o gráfico de SBT (*Soil Behavior Type*) proposto por Robertson (1990).

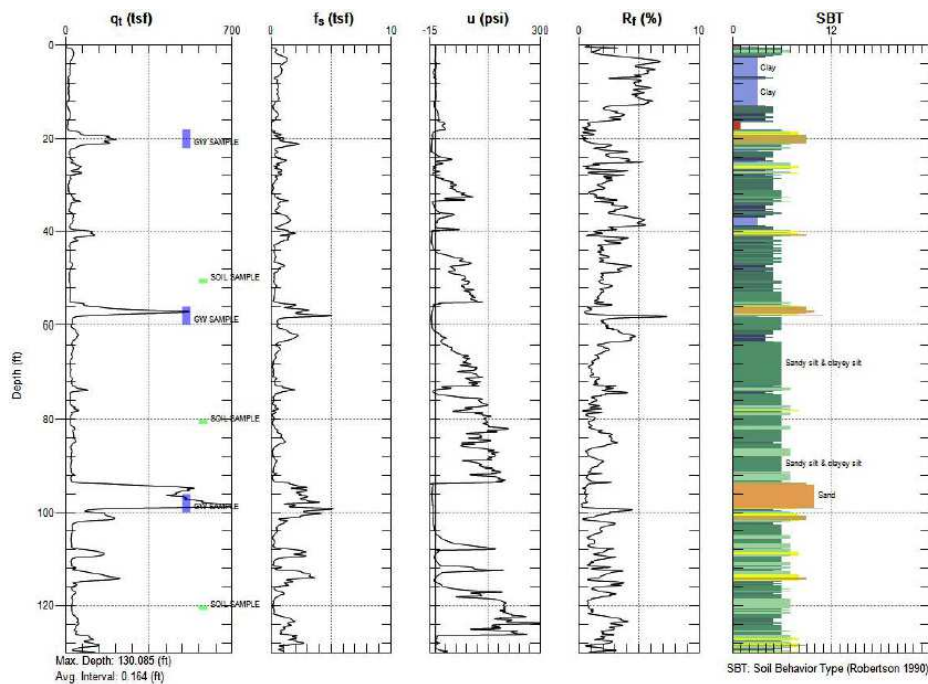


Figura 2.20 — Resultados típicos do ensaio CPTU - Robertson (2012)

A partir das medidas qualitativas do ensaio e de relação entre as mesmas, surgem diversos parâmetros, e a partir destes pode-se inferir desde a classificação das camadas de solo atravessadas, parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, previsão de comportamento, entre outros. Um exemplo segue na Figura 2.21 — Ábaco de SBT a partir do ensaio CPTU - Robertson (2012) abaixo, a partir da proposta de Robertson *et al.* (1986), atualizado por Robertson (2010):

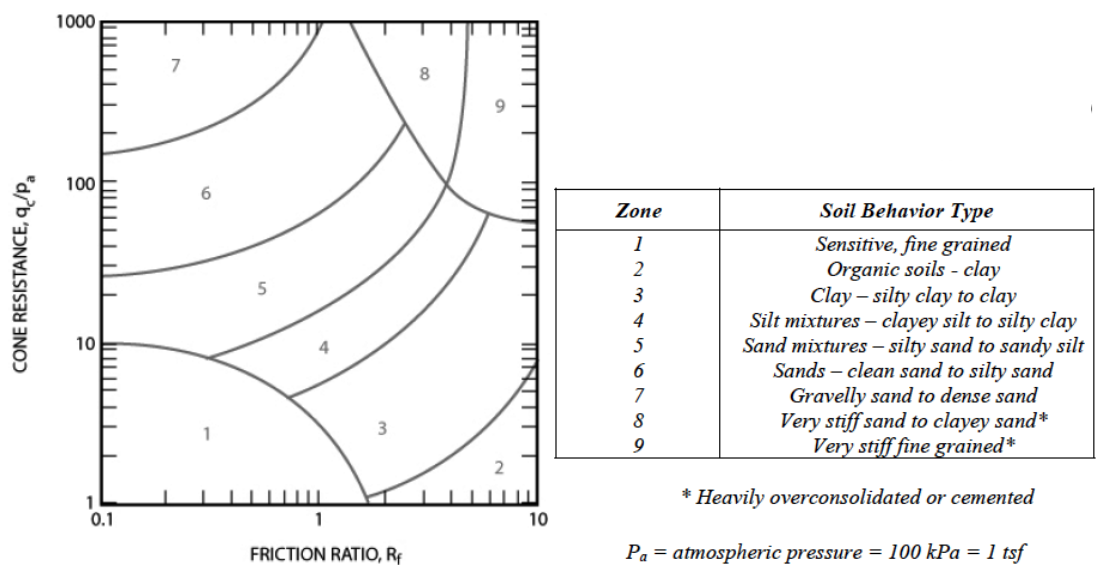


Figura 2.21 — Ábaco de SBT a partir do ensaio CPTU - Robertson (2012)

O ensaio tipo CPTU deve ser executado com cone tipo elétrico, atendendo às prescrições da NBR 12069 (1991). Os ensaios de dissipação devem ser executados nas camadas menos permeáveis, constituídas por argilas, conforme detectado pela sondagem de referência.

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montada um sistema de aplicação de cargas. A penetração é obtida através da cravação continua de hastes à velocidade constante (20 ± 5 mm/s), seguido da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. O conjunto pode ser montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia normalmente entre 100 e 200 kN. A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual.

2.2.2 Parâmetros Necessários para a Modelagem

a) Parâmetros de deformabilidade

- Módulo de elasticidade (E')

Correlações baseadas no ensaio SPT

Teixeira e Godoy (1996) propõem a obtenção do módulo de elasticidade dos solos a partir de um coeficiente empírico baseado na correlação entre as resistências de ponta dos ensaios de cone e SPT. Pode-se adotar esta abordagem quando não se dispõe de ensaios de placa ou ensaios de laboratório para estimativa do módulo de elasticidade. Segundo os autores:

$$E = \alpha q_c \quad (2.1)$$

$$E = \alpha K N_{SPT} \quad (2.2)$$

onde:

α e K são fatores que dependem da natureza do solo, e seguem na Tabela 2.7 e Tabela 2.8 abaixo:

Tabela 2.7. Fator α de correlação de E com q_c – adaptado de Teixeira e Godoy (1996)

Tipo de solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

A correlação acima está relacionada com a estimativa de E' para o cálculo de recalques de fundações diretas.

Tabela 2.8. Fator de cone (K) de correlação entre q_c e N_{SPT} – adaptado de Teixeira e Godoy (1996)

Tipo de solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Kulhawy e Mayne (1990) citando Ohya *et al.* (1982) apresentam a proposta destes autores para a estimativa do módulo pressiométrico através de correlação com o valor do N_{SPT} . As figuras 2.22 e 2.23 mostram as correlações para areias e argilas respectivamente.

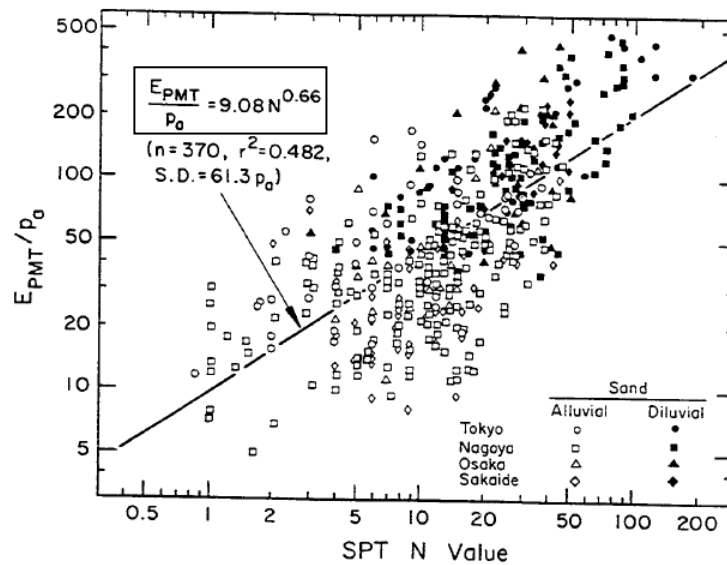


Figura 2.22 – E_{PMT} a partir de N_{SPT} – Areias - Kulhawy e Mayne (1990) citando Ohya et al. (1982)

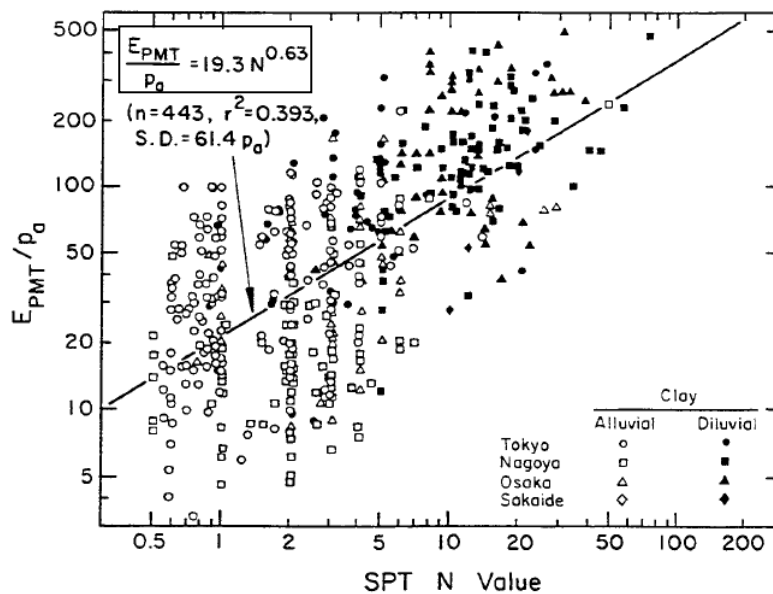


Figura 2.23 – E_{PMT} a partir de N_{SPT} – Argilas - Kulhawy e Mayne (1990) citando Ohya et al. (1982)

Kulhawy e Mayne (1990) comentam que o ensaio pressiométrico é uma alternativa para a medição do módulo horizontal nos solos e que o valor medido no ensaio pode ser considerado como um valor de módulo de elasticidade equivalente para o solo.

Correlações baseadas no ensaio CPTMódulo pressiométrico (E_{PMT})

Schmertmann (1978) propõe a correlação conforme tabela 10 abaixo para a estimativa do módulo do ensaio do pressiômetro de Ménard (E_{PMT}) a partir dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) do ensaio CPT. Os valores propostos seguem na Tabela 2.9 abaixo.

Tabela 2.9. Valores de E_{PMT} a partir de q_c – Schmertmann (1978)

Soil Type	E/q_c
sand, dense	1
sand, loose	1.5
silt	2
clay, insensitive	3
clay, v. sensitive	20

NOTES: a. Above typical values only -- depends on soil stress-strain curve.
b. Error easily $\pm 25\%$, maybe $\pm 100\%$.

Velloso e Lopes (2004) citam Barata (1984), que sugere o uso da Teoria da Elasticidade para o cálculo de recalques, a partir da estimativa do módulo de elasticidade obtido da expressão (2.3):

$$E = \eta q_{CONE} \quad (2.3)$$

onde η assume valores entre 2,0 para areias e 8,0 para argilas parcialmente saturadas.

Robertson (2009) propõe a correlação abaixo para a estimativa do módulo de deformabilidade em areias (para $I_c < 2,6$):

$$E' = 0,015 \cdot \left[10^{(0,55/I_c + 1,68)} \right] \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.4)$$

onde I_c é índice de classificação do material, identificado por Jefferies e Davies (1993), definido pela equação (2.5):

$$I_C = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1.5 + 1.3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (2.5)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) citando Jefferies e Davies (1993) comentam que a metodologia baseada no valor de I_C permite a avaliação do comportamento dos solos em termos de drenagem, podendo-se considerar:

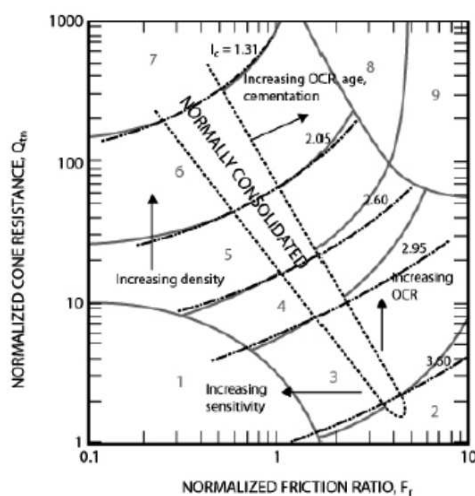
$I_C < 1,8$ (drenados)

$I_C > 2,76$ (não drenados)

Robertson e Wride (1998) propõem uma versão simplificada para a abordagem de Jefferies e Davies (1993) considerando a equação (2.6) abaixo:

$$I_{C_{RW}} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_t, n)\}^2 + \{1,22 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (2.6)$$

Robertson (2010) atualiza a sua proposta original – Robertson (1990) - de classificação dos solos (*soil behavior type*) para o índice de classificação do material, conforme Figura 2.24 abaixo:



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

* Heavily overconsolidated or cemented

Figura 2.24 – Ábaco normalizado SBTN (*soil behaviour type*) em relação à I_C – Robertson (2010)

- Coeficiente de Poisson (ν)

Segundo Kulhawy e Mayne (1990) existe pouca informação disponível na literatura versando sobre correlações para obtenção de ν . O parâmetro tem pequena variabilidade, e para materiais isotrópicos no domínio elástico a faixa de variação vai de 0 a 0,5.

Teixeira e Godoy (1996) propõem os valores da Tabela 2.10 abaixo para o Coeficiente de Poisson, porém não fazem menção se os valores são para condições drenadas de carregamento.

Tabela 2.10. Valores típicos de ν - adaptado de Teixeira e Godoy (1996)

Tipo de solo	ν
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

Para carregamentos não drenados, onde não ocorre variação de volume, o valor do coeficiente é igual a 0,5 (ν_u), por definição. Já para o caso de carregamentos drenados, o coeficiente de Poisson drenado (ν') depende do tipo de solo e da consistência do mesmo (KULHAWY E MAYNE, 1990).

Robertson (2009) cita que ν' varia de 0,1 a 0,3 para solos com comportamento drenado.

Seguem na Tabela 2.11 abaixo os valores típicos, que correspondem ao coeficiente de Poisson secante, para faixas de tensões usuais nos projetos (KULHAWY E MAYNE, 1990):

Tabela 2.11. Valores típicos de ν' - Kulhawy e Mayne (1990)

Soil	Drained Poisson's Ratio, ν_d
Clay	0.2 to 0.4
Dense sand	0.3 to 0.4
Loose sand	0.1 to 0.3

Mayne (2007) citando pesquisas de medição de deformações em amostras com instrumentação de alta resolução (Burland, 1989; Lehane e Cosgrove, 2000), os valores encontrados para o Coeficiente de Poisson drenado variaram de 0,1 a 0,2 para faixa de cargas de trabalho, para todos os tipos de solos, porém aumentando quando se aproximava a condição de ruptura.

- Coeficiente de reação horizontal (k_h)

Existem diversos métodos para a avaliação do coeficiente de reação horizontal do solo disponíveis na literatura, sobretudo para o problema de estacas carregadas transversalmente (Terzaghi, 1955; Poulos, 1971; Marche, 1974, etc.). A seguir são apresentados alguns métodos para a estimativa deste parâmetro para o caso de cortinas de cais. A Tabela 2.12 abaixo visa agrupar alguns destes métodos, procurando classificá-los quanto à abordagem e/ou conceito em que se baseiam.

Tabela 2.12. Abordagens e propostas para obtenção de k_h

Abordagem e/ou conceito aplicado para a obtenção de k_h	Método
Incorporam a rigidez do elemento estrutural	Schmitt (1995) Monnet (1994)
Baseado nos parâmetros de resistência dos solos	Ábaco de Chadeisson
Baseado em experiência local	CUR 166 (2005)
A partir de estudos experimentais e considerações teóricas	Terzaghi (1955)
A partir de analogia com problema de fundação direta rígida	Nova proposta (2014)

Métodos que se baseiam nos parâmetros de resistência do solo

Segundo Monnet (1994), R. Chadeisson desenvolveu um programa na década de 60, com base na Hipótese de Winkler (Paroi 2). Baseado na experiência na solução de contenções através do programa desenvolveu o ábaco da Figura 2.15 que segue abaixo, definindo faixas do coeficiente de reação horizontal a partir dos parâmetros de resistência dos solos (c e ϕ). Segundo o autor o método é amplamente conhecido e utilizado pelos profissionais na França, embora não tenha sido publicado.

Ressalta-se que os valores obtidos pelo autor e apresentados na forma de ábaco (Figura 2.25) foram estimados para o caso de paredes diafragma de concreto de 0,6 m a 0,8 m de espessura, construídas em solos compactos e sua utilização deve se restringir a solos com compactidade equivalente (AMRetain, 2011).

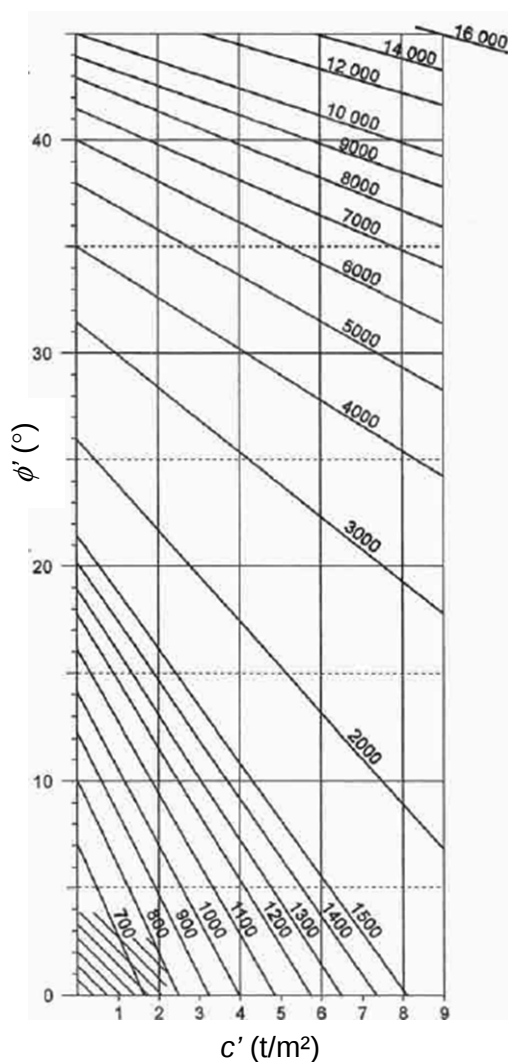


Figura 2.25 – Ábaco de Chadeisson (valores de kh em t/m^3) - adaptado de Monnet (1994)

Métodos que incorporam a rigidez da cortina de cais

Monnet (1994)

Monnet (1994) propõem o desenvolvimento da proposta de Chadeisson conforme a seguinte equação (2.7) para a estimativa de k_h :

$$kh = \left\{ 20 \cdot E \cdot I \left[\frac{Kp\gamma \left(1 - \frac{K_0}{Kp} \right)}{dr_0} \right]^4 \right\}^{1/5} + A_p \cdot c' \cdot \frac{th \cdot \left(\frac{c'}{c_0} \right)}{dr_0} \quad (2.7)$$

onde:

γ = peso específico do solo;

Kp = coeficiente de empuxo passivo;

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;

dr_0 = deslocamento característico (0,015 m);

c' = coesão efetiva;

A_p = coeficiente de influência da coesão (1 a 15);

c_0 = 30 kPa

Schmitt (1995)

A partir dos estudos conduzidos por Ménard *et al.* (1964) e o seu método original, uma série de métodos foram originados. Neste trabalho, destaca-se a proposta de Schmitt (1995) que adaptou a formulação proposta inicialmente, incorporando a rigidez do elemento estrutural, para avaliar modos de deformação em contenções de rijezas variadas.

$$kh = 2,1 \cdot \left[\frac{\left(\frac{E_{PMT}}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \right] \quad (2.8)$$

onde:

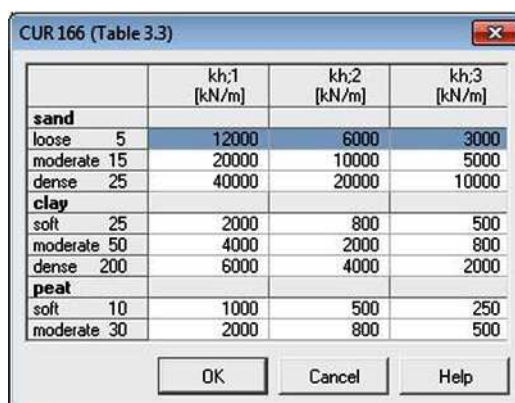
α varia de 1/3 em areias a 2/3 em argilas.

Métodos baseados em experiência local

CUR 166 (2005)

A norma CUR 166 (2005) *apud* D-Sheet (2014) preconiza os valores da Tabela 2.13 abaixo para k_h . Os valores são conforme a proposta do programa em considerar a degradação do coeficiente de reação horizontal com o nível de tensão, simulando as chamadas “curvas $p \times y$ ”. Segundo a norma estes valores são mínimos, sendo os valores máximos obtidos multiplicando-se os valores mínimos por 2,25.

Tabela 2.13. Valores mínimos propostos para k_h - CUR 166 (2005)



		$k_{h,1}$ [kN/m]	$k_{h,2}$ [kN/m]	$k_{h,3}$ [kN/m]
sand				
loose	5	12000	6000	3000
moderate	15	20000	10000	5000
dense	25	40000	20000	10000
clay				
soft	25	2000	800	500
moderate	50	4000	2000	800
dense	200	6000	4000	2000
peat				
soft	10	1000	500	250
moderate	30	2000	800	500

Métodos baseados em estudos experimentais e considerações teóricas adicionais

Terzaghi (1955)

Terzaghi (1955), a partir de dados experimentais (Terzaghi, 1934; Rifaat, 1935) distingue a avaliação do coeficiente de reação horizontal para as condições de apoio livre (*free earth support*) e apoio fixo (*fixed earth support*) para dois tipos de solos distintos: areias e argilas rijas.

Para cortinas ancoradas o autor sugere a utilização das expressões (2.9) e (2.10), aplicáveis somente ao trecho da ficha:

Areias:

$$k_h = l_h \cdot \frac{z}{T} \quad (2.9)$$

Argilas:

$$k_h = k_{h1} \cdot \frac{1}{T} \quad (2.10)$$

onde:

l_h = uma constante que depende exclusivamente da densidade relativa do solo;

z = profundidade considerada para a avaliação de k_h na ficha da cortina;

T = comprimento da ficha da cortina;

k_{h1} = coeficiente de reação horizontal para uma ficha de comprimento igual a um pé;

Método baseado na analogia com problema de fundação direta rígida

O método intitulado “Nova proposta (2014)” será apresentado no capítulo 4 desta dissertação.

b) Parâmetros de resistência

Ângulo de atrito efetivo (ϕ')

Correlações baseadas no ensaio SPT

Schmertmann (1978) propõe uma correlação para obtenção de ϕ' a partir do valor da densidade relativa de areias proposto por Burmister (1948), conforme a equação (2.11):

$$Dr = 100 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{(60 + 25 \cdot \log D_{50})}} \quad (\text{densidade relativa}) \quad (2.11)$$

onde:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (\text{eficiência padrão de 60\%}) \quad (2.12)$$

$$C_N = \frac{2}{\left(1 + \frac{\sigma'_{v0}}{Pa}\right)} \quad (\text{coeficiente de correção da energia do ensaio SPT}) \quad (2.13)$$

D_{50} = diâmetro efetivo médio, correspondente ao diâmetro da peneira em que 50% do solo passam na análise granulométrica;

$N_{60} = 1,3 N_{SPT.}$, considerado como o valor médio para este fator, com base na tabela apresentada por Décourt (1989), com a energia média (por país) e o fator de correção, que segue na Tabela 2.14 abaixo.

Tabela 2.14. Energia média (por país) e o fator de correção – adaptado de Décourt (1989)

País	martelo		E (%)	C	referência
	tipo	sistema de levantar/soltar			
Argentina	donut	cabo, tambor	45	0.75	Seed et al (1985)
Brasil	pinweight	manual	72	1.2	Décourt (1989)
UK	donut	queda livre	60	1.0	Skempton (1986)
	donut	cabo, tambor	50	0.83	
USA	donut	cabo, tambor	45	0.75	Seed et al (1985)
	safety	cabo, tambor	60	1.0	Seed et al (1985)
	safety	queda livre	85	1.4	Riggs (1986)

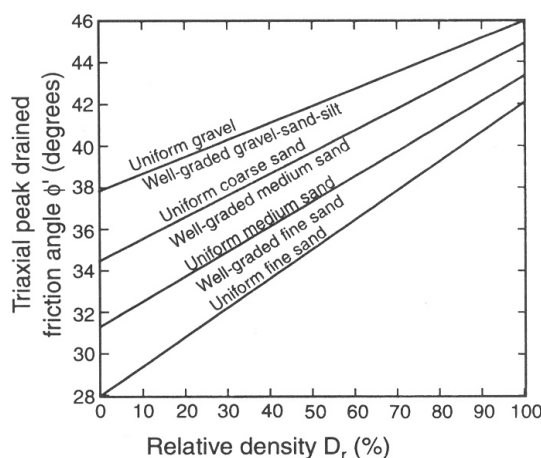


Figura 2.26 - Ângulo de atrito versus densidade relativa, adaptado por Schmertmann (1978) de Burmister (1948).

Ainda versando sobre correlações do ângulo de atrito via densidade relativa, Schnaid e Odebretch (2012) apresentam duas propostas de correlação: Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986), que seguem nas equações (2.14) e (2.15) abaixo, respectivamente:

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,23 \cdot \sigma'_{v0} + 16} \right)^{0,5} \quad \text{Gibbs e Holtz (1957)} \quad (2.14)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27} \right)^{0,5} \quad \text{Skempton (1986)} \quad (2.15)$$

A partir das correlações acima, pode-se estimar o ângulo de atrito interno pelas seguintes propostas abaixo (SCHNAID E ODEBRETCH, 2012):

$$(1,49 - D_r) \cdot \text{tg } \phi' = 0,712 \quad \text{De Mello (1971)} \quad (2.16)$$

$$\phi' = 33 + \{3 \cdot [D_r (10 - \ln p') - 1]\} \quad \text{Bolton (1986)} \quad (2.17)$$

Teixeira (1996) propõe para a estimativa do ângulo de atrito interno de areias a seguinte correlação:

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (2.18)$$

Uma correlação similar é proposta por Godoy (1983):

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (2.19)$$

Hatanaka e Uchida (1996) propõem uma correlação empírica para estimativa do ângulo de atrito de pico baseada nos valores de ensaios SPT, a partir de amostras indeformadas congeladas, tomadas de campos locais no Japão. Os resultados foram baseados numa eficiência de 78% do ensaio SPT. Mayne (2001) ajustou a equação dos autores para uma eficiência de 60% obtendo uma nova equação (2.20) que segue abaixo:

$$\phi = \sqrt{15,4 \cdot (N_1)_{60}} + 20^\circ \quad (2.20)$$

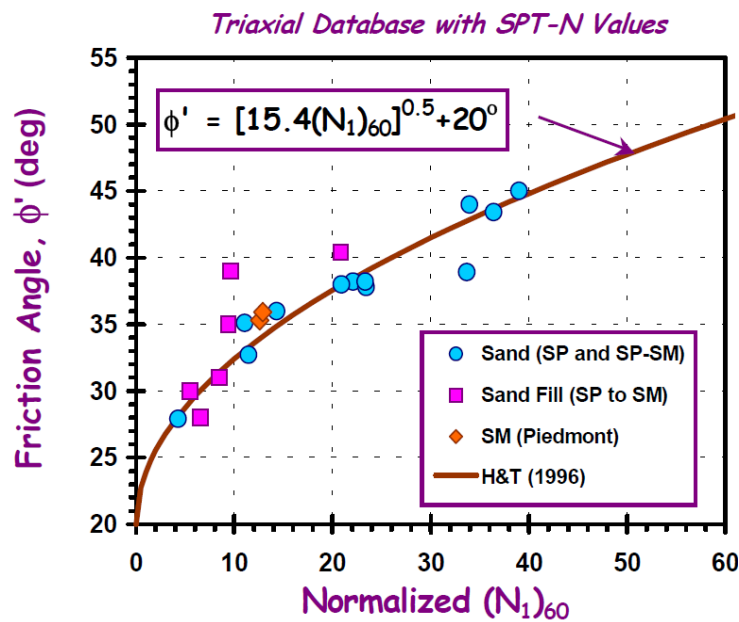


Figura 2.27 – Previsão do ângulo de atrito a partir do ensaio SPT – modificado por Mayne (2001) a partir de Hatanaka e Uchida (1996)

Schnaid *et al.* (2009) propõem a obtenção do ângulo de atrito com base no conceito de energia necessária para cravação do amostrador padrão. O desenvolvimento do conceito, a partir da teoria de capacidade de carga de estacas, resulta numa metodologia interativa, que segundo os autores, pode ser implementada facilmente com planilhas eletrônicas. No entanto, os autores apresentam o ábaco da Figura 2.28, que pode ser utilizado para equipamentos de sondagem que seguem os padrões estabelecidos pela norma NBR 6484 (2001), que confere com a eficiência considerada pelos autores. Neste caso, a estimativa do parâmetro desejado é conforme a expressão (2.21):

$$\phi' = 18 \left[(N_{SPT,1})_{en} \right]^{0,234} \quad (2.21)$$

Nos casos de equipamentos padronizados, o valor de $(N_{SPT,1})_{en}$ é obtido diretamente pela expressão $N_{SPT} \times C_N$.

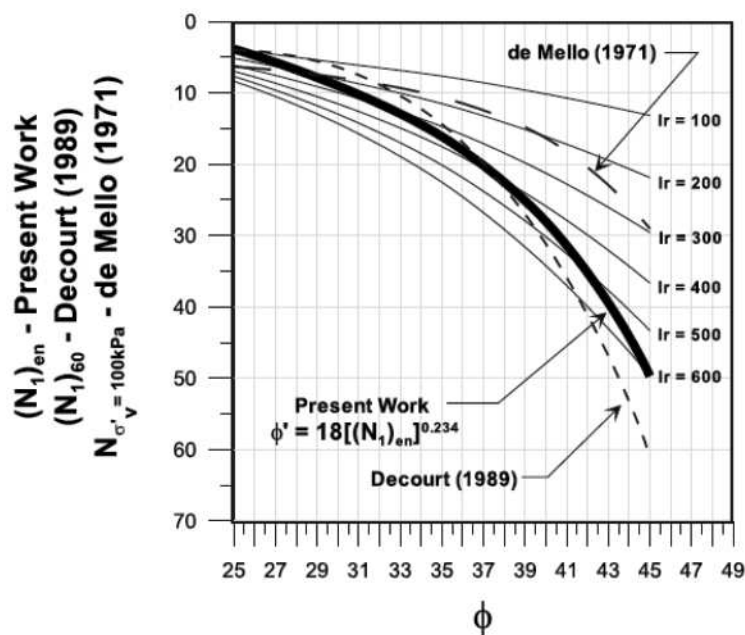


Figura 2.28 – Previsão do ângulo de atrito a partir do ensaio SPT - Schnaid et al. (2009)

Correlações baseadas no ensaio CPT

Mayne (2007) cita a proposta de Robertson e Campanella (1983) para a estimativa do ângulo de atrito de pico de areias quartzosas puras ($c' = 0$), conforme a seguinte correlação:

$$\phi' = \arctan[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_t / \sigma'_{v0})] \quad (2.22)$$

Mayne (2007), citando Kulhawy e Mayne (1990), apresenta uma expressão alternativa proposta por estes autores, que foi tomada a partir de uma série muito maior de ensaios em câmara de calibração (24 unidades), com ajuste da tensão de ponta do cone para o tamanho relativo da câmara versus o diâmetro do cone:

$$\phi' = 17.6 + 11.0^\circ \cdot \log(q_{t1}) \quad (2.23)$$

onde:

$$q_{t1} = (q_t / \sigma_{atm}) / (\sigma'_{v0} / \sigma_{atm})^{0.5} \quad (2.24)$$

A expressão (2.24), segundo Jamiolkowski *et al.* (2001), por exemplo, é a maneira mais adequada de se normalizar o resultado do ensaio para o nível de tensões na profundidade do ensaio, para o caso de areias. A seguir, segue a Figura 2.29 com a relação entre ϕ' e q_{t1} :

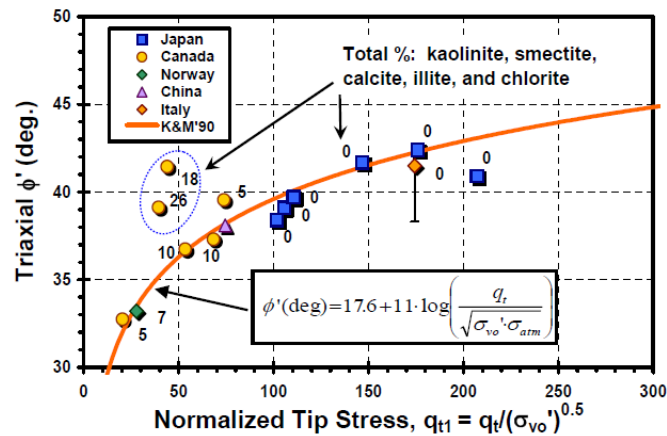


Figura 2.29 - Ângulo de atrito de pico versus resistência de ponta normalizada – Mayne (2007) citando Kulhawy e Mayne (1990)

Mayne (2007) apresenta para a correlação de ângulo de atrito efetivo de areias a abordagem proposta por Senneset *et al.* (1988, 1989), chamada de método NTNU (Norwegian University of Science & Technology), a partir do ábaco da Figura 2.30 a abaixo:

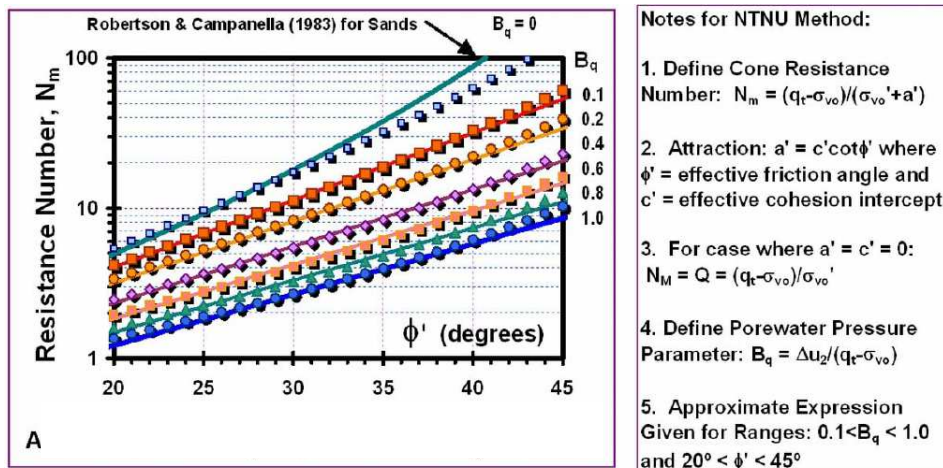


Figura 2.30 - Ângulo de atrito efetivo segundo método NTNU para areias, siltes e argilas – Mayne (2007) citando Senneset *et al.* (1988, 1989)

Mayne e Campanella (2005) apresentam a expressão (2.25), aproximada para estimativa do ângulo de atrito para qualquer tipo de solo, a partir da proposta dos autores acima:

$$\phi' = 29,5^\circ B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log Q] \quad (2.25)$$

onde:

$$Q = (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma_{v0}' \quad (2.26)$$

$$B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.27)$$

Os autores ressaltam que a expressão é aplicável quando $0,1 < B_q < 1,0$, sendo a faixa dos ângulos previstos variando entre $20^\circ < \phi' < 45^\circ$.

Jamiolkowski *et al.* (2001) propõem a seguinte correlação para a densidade relativa:

$$D_R = 100 \cdot [0,268 \cdot \ln(q_t / \sigma_{atm} / (\sigma_{v0}' / \sigma_{atm})^{0,5}) - 0,675] \quad (2.28)$$

A proposta acima foi baseada em uma série de testes em câmaras de calibração de grande diâmetro, levando em consideração a correção de q_t para os efeitos de fronteira em câmaras de paredes flexíveis (MAYNE, 2007).

2.3 MODELOS DE REPRESENTAÇÃO DO SOLO E MÉTODOS DE CÁLCULO

O solo é um material cujo comportamento pode ser descrito como elasto-plástico não-linear, dado o fato dos seus parâmetros variarem com o nível de tensões.

Sabe-se também que, por menores que sejam os carregamentos aplicados a uma massa de solo onde são admitidas relações de proporcionalidade entre as tensões e as deformações, retirado o carregamento, as deformações correspondentes não retornam ao seu estado original antes do carregamento. Por conta disto tem-se empregado modernamente o conceito de módulo de deformabilidade para os solos, ao invés de módulo de elasticidade.

Para as análises de cortinas de cais o solo será representado por modelos que visam simular o seu comportamento. Dos modelos mais utilizados na prática da engenharia, destacam-se os seguintes:

- modelos baseados na Hipótese de Winkler;
- modelos baseados em meio contínuo;

Para cada tipo de modelo escolhido são necessários parâmetros específicos que o alimentam, a fim de traduzir o comportamento esperado para o solo naquele modelo. Ambos os modelos de representação tem sua faixa de aplicação bem definida. Velloso e Lopes (2002) apresentam a Tabela 2.15 abaixo com as vantagens e desvantagens dos modelos acima, segundo Prakash e Sharma (1990):

Tabela 2.15. Resumo das vantagens e desvantagens – Velloso e Lopes (2002)

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Winkler	1) É relativamente simples 2) Pode incorporar não linearidade; variação do coeficiente de reação com a profundidade; 3) É utilizado na prática há muito tempo.	1) Ignora a continuidade do solo; 2) O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da cortina e do seu deslocamento.
Meio contínuo elástico	1) É uma hipótese mais realista; 2) Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	1) É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo que a elas corresponde; 2) Requer mais experiência de campo.

2.3.1 Modelos Baseados na Hipótese de Winkler

A proposta de Winkler de representar o solo como molas, independentes entre si (daí o nome comumente utilizado "modelo de molas"), é o método mais comumente empregado na solução de problemas que envolvem cortinas de cais, sobretudo pela facilidade na modelagem e na dependência de um único parâmetro para representar o solo: o coeficiente de reação horizontal (k_h).

A utilização do denominado "modelo de molas" ganha força principalmente entre os engenheiros estruturais, pois pode ser aplicado com ferramentas simples de análise estrutural, quando se deseja calcular os esforços solicitantes na estrutura para seu posterior dimensionamento.

Desde o trabalho pioneiro de Terzaghi (1955), muito se tem estudado sobre o assunto, com o intuito de avaliar de maneira mais precisa o coeficiente de reação horizontal sob a ótica de várias abordagens, que levam em conta vários aspectos significativos e que influenciam o coeficiente de reação horizontal, dentre os quais se cita:

- rigidez relativa entre a estrutura de contenção e o solo;
- interação solo-estrutura de contenção;
- resposta não linear do solo, ou seja, aumento de rigidez do solo com o aumento da profundidade;
- degradação do coeficiente de reação horizontal com o nível de tensão (profundidade);
- influência dos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ);

Existem diversas propostas na literatura para a avaliação do coeficiente de reação horizontal do solo. Seguem abaixo alguns dos métodos existentes, com vias de aplicação específica para estudo de cortinas de cais:

- o método de Terzaghi (1955)
- o Método de Monnet (1994)
- proposta da norma CUR 166 (2005)
- o método de Schmitt (1995)

2.3.2 Modelos Baseados em Meio Contínuo

Para os modelos baseados em meio contínuo o solo é representado, nos modelos mais básicos, assumindo-se um comportamento elástico linear, ou seja, baseado em parâmetros de deformabilidade constantes, quais sejam o módulo de elasticidade (E) e o Coeficiente de Poisson (ν).

Comportamento linear significa que o solo obedece à lei de Hooke, ou seja, que as deformações são diretamente proporcionais às tensões aplicadas. Comportamento elástico significa que todas as deformações sofridas são recuperadas quando o carregamento é removido.

No entanto, sabe-se que o solo é um material cujo comportamento é caracterizado por ser elasto-plástico não-linear, aliando-se também a isto o fato de que os seus parâmetros, utilizados como dado de entrada para os principais modelos citados acima, em sua grande maioria, variam com o nível de tensões.

Sob esta ótica, saindo dos modelos mais básicos de representação do solo, fazem-se necessárias considerações adicionais aos modelos, para que os mesmos reflitam de maneira mais realista o comportamento esperado dos solos. Assim, surgiram modelos mais sofisticados, que levam em conta a variação dos parâmetros do solo, sobretudo com o nível de tensões.

Segundo Lopes (2006) dentre os modelos de comportamento mais consagrados na prática da mecânica dos solos, incluem-se:

- Modelos elásticos lineares

- com E , ν ;
- com G , K .

- Modelos elásticos não-lineares

- considerando a não-linearidade do módulo de Elasticidade;
- considerando a não-linearidade do coeficiente de Poisson.

- Modelos elasto plásticos

- baseados no critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- baseados em superfícies de escoamento - Cam-Clay e Cam-Clay modificado.

2.3.3 Métodos Semi-empíricos

Método do apoio livre (Free earth Support)

Segundo Tschebotarioff (1978) este método de cálculo é o mais antigo e mais conservador dos utilizados para a solução deste tipo de problema.

Clayton e Milititsky (1986) comentam que este método ainda é utilizado no Reino Unido, Europa e Brasil para estudos preliminares.

Segundo Tsinker (1983), este método baseia-se na consideração de que o solo abaixo da ficha (trecho da cortina embutido no solo) não é capaz de fornecer uma restrição efetiva a partir da resistência passiva do solo, para então promover um engastamento nesta região e assim absorver momentos negativos. O comprimento da ficha somente é necessário para garantir a estabilidade da obra, considerando que a parcela de empuxo passivo é totalmente mobilizada.

A Figura 2.31 a seguir mostra o esquema com as hipóteses do método e os dados necessários para o cálculo, aplicado ao caso de uma cortina ancorada (Clayton e Milititsky, 1986):

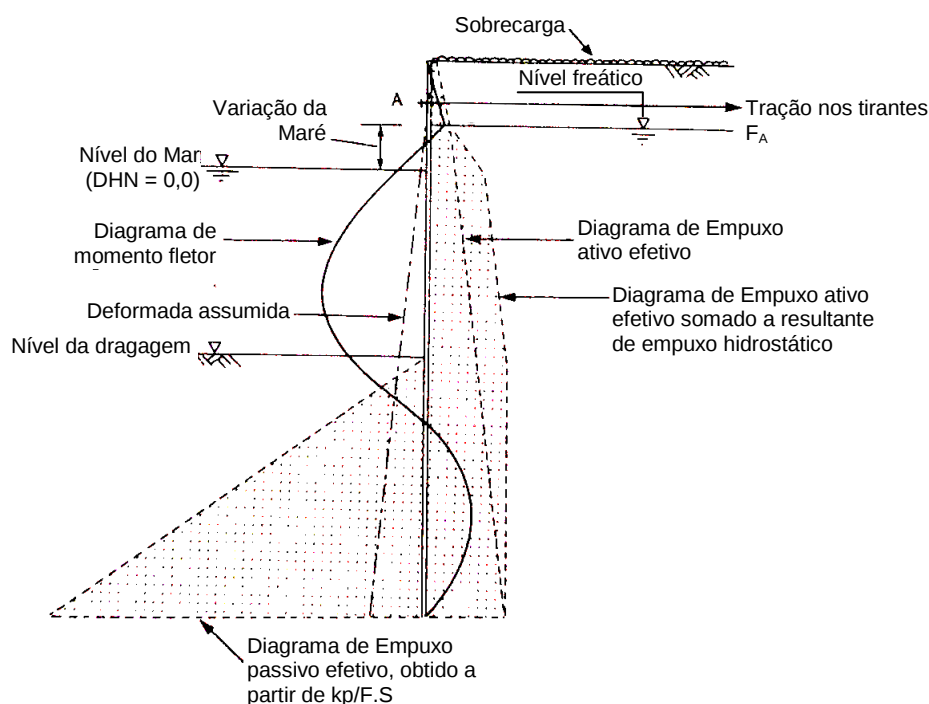


Figura 2.31 – Esquema do método de apoio livre (Free earth Support) – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)

Geralmente adota-se um coeficiente de segurança para cobrir as eventuais incertezas quanto da mobilização de resistência passiva a frente da contenção. Existem diversas abordagens sobre este assunto, sendo que um resumo das principais encontra-se em Clayton e Milititsky (1986).

Método do apoio fixo (Fixed earth support)

Segundo Tsinker (1983), este método tem por base considerar que o solo abaixo da linha de dragagem, portanto na região da ficha da cortina, tem condições de prover resistência adequada para que a deformada da contenção sofra uma reversão em sua curvatura num ponto de inflexão, ou seja, ocorre o engastamento da cortina, passando esta a funcionar como uma viga, com momentos positivos e negativos.

A Figura 2.32 a seguir mostra o esquema com as hipóteses do método e os dados necessários para o cálculo, aplicado ao caso de uma cortina ancorada (Clayton e Milititsky, 1986):

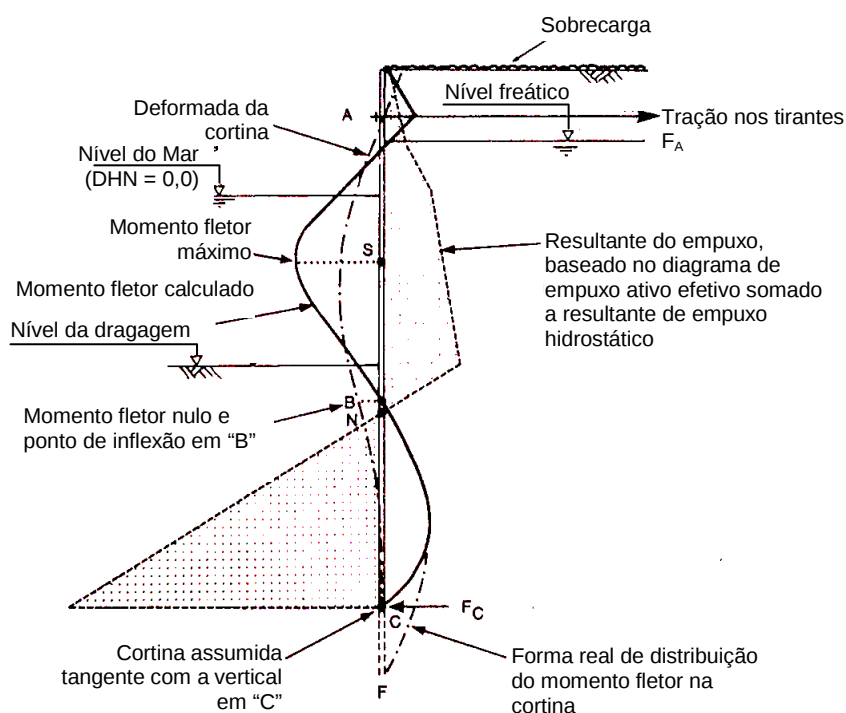


Figura 2.32 – Esquema do método *Free earth Support* – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)

2.3.4 Métodos Numéricos

Método Unidimensional

O método unidimensional recebe esta designação, uma vez que tanto o carregamento quanto a reação do solo na região da ficha da parede são função dos deslocamentos horizontais a que a parede está submetida.

O solo é modelado com base na Hipótese de Winkler, sendo que nos modelos mais simplistas, considera-se o comportamento elasto-plástico linear, adotando-se como parâmetro de deformabilidade o coeficiente de reação horizontal (k_h).

O problema consiste na solução da viga sobre base elástica na vertical, com o solo sendo modelado por inúmeras molas independentes entre si. O comportamento destas molas é elasto-plástico, sendo associadas aos valores limites de empuxos ativos e passivos dos solos. Para a implementação numérica e solução da equação da viga sobre base elástica, geralmente recorre-se ao Método dos Elementos Finitos (MEF) ou Método das Diferenças Finitas (MDF).

Assim, quando se chega ao valor limite para uma das molas, simula-se a plastificação do solo, onde as deformações não são mais recuperadas, ou seja, a mola continua a se deslocar sem variação da força que ela aplica ou resiste.

Diferentemente dos métodos clássicos de cálculo, tanto o carregamento quanto os deslocamentos em cada fase simulada no modelo consideram os deslocamentos ocorridos na fase anterior de cálculo. Dai o método receber também a designação de evolutivo.

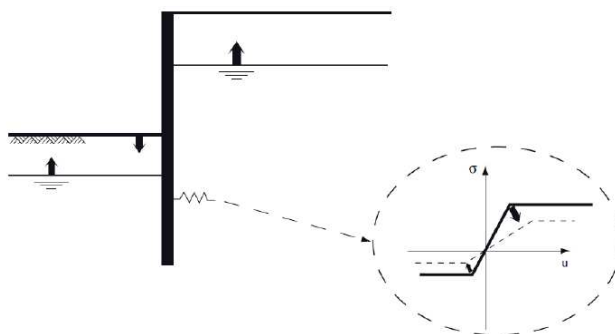


Figura 2.33 – Esquema do modelo unidimensional numa fase genérica

Método Bidimensional

Nos métodos ditos bidimensionais o solo é modelado baseado na hipótese do meio contínuo, a partir de seus parâmetros de deformabilidade (E e ν).

Os modelos mais básicos para a simulação dos solos são os que admitem um comportamento elasto-plástico linear perfeito, geralmente associado a um critério de ruptura, como por exemplo, o de Mohr-Coulomb, que a partir da violação da envoltória de resistência do solo, permite-se avaliar o nível de sollicitação dos solos em termos de sua resistência ao cisalhamento, visando aproximar do real comportamento dos solos, dependente das tensões e deformações.

Os modelos ditos mais complexos admitem o comportamento não linear do solo, dependente, sobretudo do nível de tensões. Existem outros ainda, mais sofisticados, onde se aplica a teoria da plasticidade. Quanto maior a sofisticação da abordagem a ser utilizada, mais complexa fica a análise, bem como dependente de um número maior de parâmetros que a alimentam, que são de difícil obtenção.

A modelagem considera um comportamento integrado do solo e dos elementos nele inseridos. Além disto, o modelo prevê os deslocamentos e tensões nas duas direções consideradas, tanto para os elementos estruturais, como para o solo, tornando a análise mais abrangente e atrativa, no âmbito da aplicação em projetos geotécnicos.

Assim como nos métodos unidimensionais evolutivos, tanto o carregamento quanto os deslocamentos em cada fase simulada no modelo, consideram os deslocamentos ocorridos na fase anterior de cálculo.

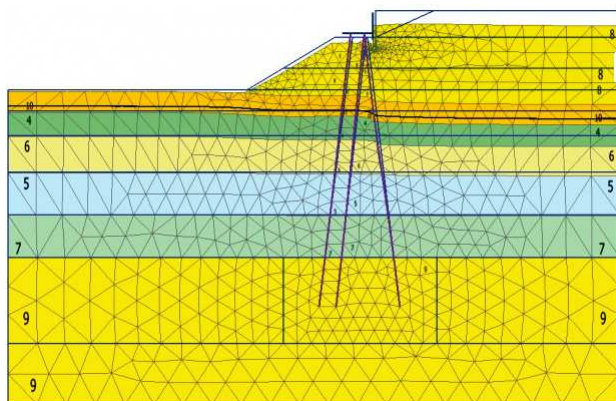


Figura 2.34 – Esquema de modelo bidimensional

3 REVISÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO

O projeto de uma cortina de cais envolve conhecimentos de diversos ramos da engenharia civil, sobretudo dos condicionantes geotécnicos do solo que se pretende conter para a implantação da referida obra.

Este capítulo discute de maneira sucinta alguns dos critérios de projeto aplicados às cortinas de cais.

3.1 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

O programa de investigações geotécnicas no âmbito do projeto de estruturas de contenção de obras portuárias visa entre outros:

- a) Conhecimento da natureza do subsolo no local da implantação da obra, e verificação da existência de condicionantes geotécnicas especiais;
- b) Resistência dos materiais atravessados e estimativas de parâmetros através de ensaios de laboratório ou a partir de correlações com base nos ensaios de campo;
- c) Estado inicial de tensões (traduzido pelo coeficiente de empuxo no repouso - k_0);
- d) Identificação de horizontes rochosos ou presença de blocos intemperizados (matacões);
- e) Outros.

- Ensaios de Campo

Não obstante, o programa de investigações de campo deve abranger:

- 1- A região de implantação (ou o alinhamento) dos elementos frontais, ou seja, da contenção propriamente dita;
- 2- A região de implantação (ou o alinhamento) dos elementos de apoio, quais sejam, mortos de amarração, cortina da retroárea, tirantes (sobretudo região dos bulbos de ancoragem), lajes de atrito, etc.;
- 3- A região a frente da contenção, com complementação durante ou após a operação de dragagem para avaliação do efeito do alívio de tensões no solo, e suas consequências nas estimativas de parâmetros para uso no projeto.

Com relação ao *layout* de locação das sondagens, Clayton e Milititsky (1986) comentam que este deve ser feito de maneira que cubra toda a extensão longitudinal e transversal da área de implantação da obra, bem como a região de solo que será influenciado por ela. Assim, para o caso de um cais, por exemplo, as investigações devem ser realizadas com espaçamentos em intervalos ao longo do lado mar da estrutura e, adicionalmente, ser complementada na direção ortogonal à mesma, para investigação da região de mobilização de empuxo passivo, das áreas de instalação das ancoragens, e também para a pesquisa da estabilidade global da cortina.

A Figura 3.1 abaixo (EAU, 1975 *apud* Clayton e Milititsky, 1986) apresenta a disposição em planta da recomendação de locação das sondagens no *layout* de implantação da cortina de cais e a Figura 3.2 da página seguinte mostra em elevação o que foi citado no parágrafo acima.

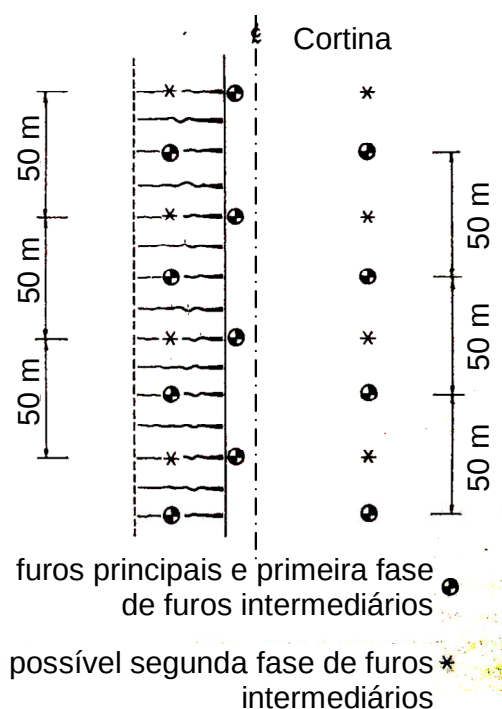


Figura 3.1 – Esquema da locação em planta para a locação das investigações – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)

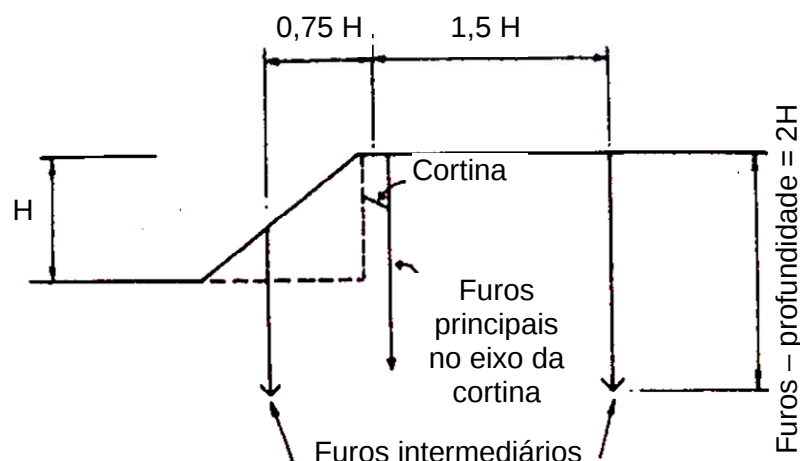


Figura 3.2 – Esquema em elevação para a localização dos furos de sondagem – adaptado de Clayton e Milititsky (1986)

Outro ponto que merece destaque é a profundidade adequada que as investigações devem atingir, para cobrir de maneira satisfatória o reconhecimento do subsolo nas regiões mais importantes da obra, quais sejam:

- região de mobilização de empuxo passivo;
- região de implantação da estrutura de contenção propriamente dita;
- região de implantação dos elementos de apoio, quer sejam tirantes, cavaletes de estacas, lajes de atrito ou outra solução de função similar;
- a região de implantação das estruturas adjacentes e ou base de equipamentos portuários, quando aplicável.

Ressalta-se que através das investigações e do reconhecimento do subsolo local são definidas o tipo de solução da contenção, bem como o método de execução da obra. Portanto, este fato apoia decisões importantes, tanto para o projeto quanto para o executor da obra.

A Figura 3.3 a seguir, adaptada do código inglês BS 6349-1 (2000), preconiza os valores indicados por esta norma para a profundidade adequada das sondagens, para o caso de um cais contínuo sobre estacas. Este exemplo também pode ser aplicado ao caso de uma cortina de cais, por exemplo, em estacas prancha, ou de estrutura de contenção portuária similar função.

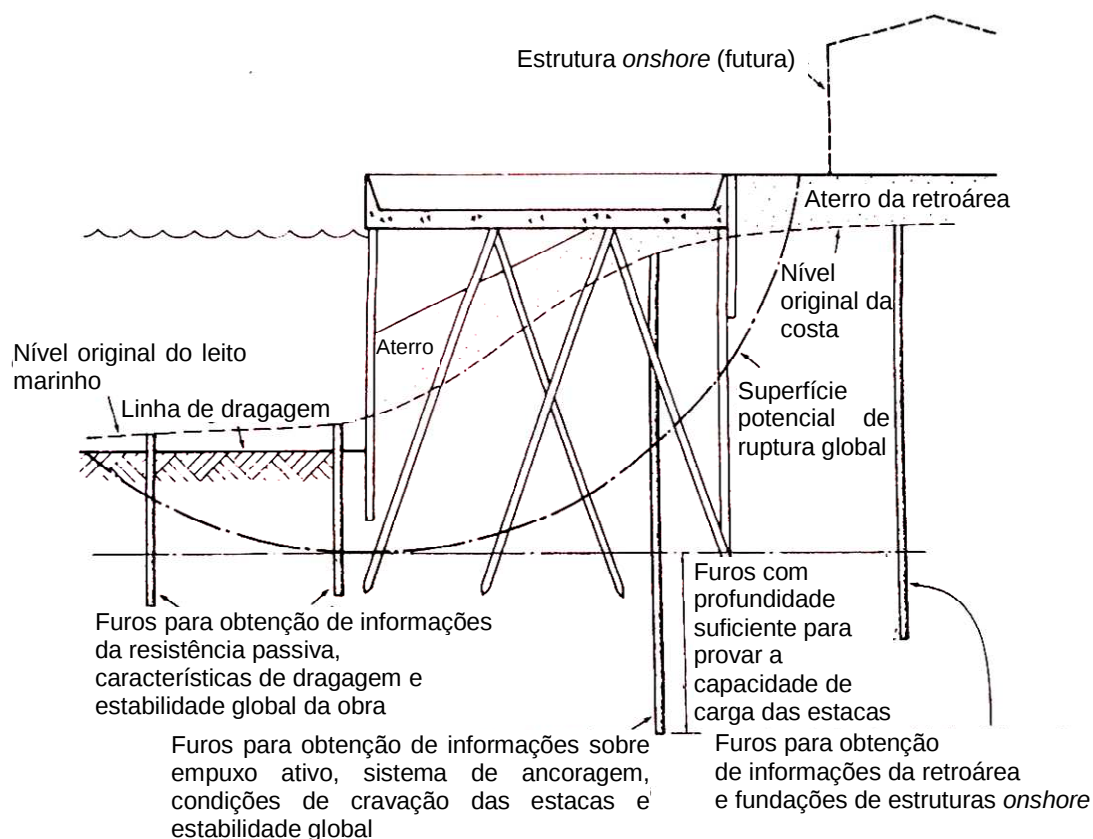


Figura 3.3 – Localização e profundidade dos furos – adaptado de BS 6349-1 (2000)

Ensaios de Laboratório

Definição de parâmetros geotécnicos

Para a definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, a prática de laboratório conta, sobretudo, com os ensaios triaxiais convencionais (CD, CU e UU) e sua posterior avaliação através dos caminhos de tensões.

Assim, a partir das possíveis superfícies hipotéticas de ruptura do solo no entorno da cortina pode-se definir o tipo de ensaio mais adequado, conforme mostra a Figura 3.4.

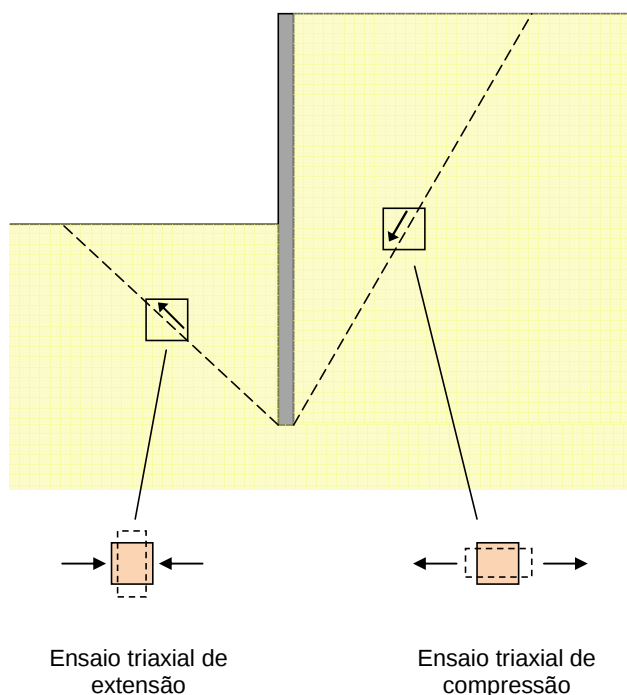


Figura 3.4 – Superfícies hipotéticas potenciais de ruptura do solo no entorno de uma cortina de cais e ensaios triaxiais adequados

Para o caso de formações com predominância arenosa, sabe-se da dificuldade de se tomarem amostras indeformadas para posterior análise em laboratório. No entanto, a estimativa do ângulo de atrito efetivo pode ser realizada via ensaio de cisalhamento direto, a partir da moldagem de corpos de prova na caixa do ensaio, com pluviação no índice de vazios desejado, visando refletir a compactidade da areia “in situ”, de maneira análoga ao procedimento realizado para o ensaio triaxial.

Ressalta-se que por conta das dificuldades citadas acima, a estimativa dos parâmetros geralmente se faz a partir de correlações baseadas nos resultados de ensaios de campo, sobretudo os do ensaio SPT, visando sua aplicação posterior nos projetos.

Para o caso dos solos argilosos, a prática de laboratório conta com os ensaios de adensamento unidimensional (oedométricos), para a estimativa dos parâmetros relacionados ao estudo do adensamento das camadas, além de contar também com os ensaios triaxiais, já mencionados.

3.2 CORTINA DE CAIS E SISTEMA DE ANCORAGEM

a) Elementos frontais - cortina de estacas prancha

A escolha das dimensões dos elementos estruturais que irão compor a estrutura frontal é fruto da solução de um complexo problema de engenharia, que é função, sobretudo, do comportamento dos solos suportados, frente a uma série de variáveis. Rowe (1952) *apud* Lazebnik (1986) menciona que este autor numera ao menos 15 variáveis diretamente ligadas ou que influenciam o projeto de cortinas de cais. Dentre elas, destacam-se as abaixo, com sua relevância não necessariamente nesta ordem:

- Condição natural e tipo de solo;
- Parâmetros geotécnicos do solo;
- A variação do nível d'água local;
- O tempo de execução da obra;
- Métodos de construção - se *onshore* ou *offshore* - no caso de *offshore*, o tempo de duração da execução do aterro hidráulico;
- tempo de instalação do sistema de ancoragem (tirantes);
- flexibilidade da contenção propriamente dita;
- sobrecargas de equipamentos, cargas estocadas ou edificações;
- atrito mobilizado na interface solo- estrutura;
- movimentações da estrutura;

O autor acrescenta à lista acima os possíveis efeitos referentes ao alívio de tensões nos solos à frente da cortina, provocado pela operação de dragagem (escavação).

Terzaghi (1954) cita que, independentemente das condições do maciço terroso, deve ser previsto um acréscimo na profundidade da ficha, para cobrir incertezas tais como excesso de dragagem não intencional, erosão do pé da cortina não previsto antecipadamente e a presença de bolsões de solos não competentes situados à frente da cortina, na região de mobilização de empuxo passivo, que pode não ter sido detectada pela campanha de investigações geotécnicas realizadas para subsídio ao projeto.

Deve ser considerado também o efeito das correntes e a consequente possibilidade de erosão na região da ficha das cortinas, ocasionando assim um aumento considerável da altura livre da contenção e consequentemente aumento nos esforços solicitantes e deformações impostas ao maciço terroso, bem como a cortina (TERZAGHI, 1954).

Para o caso de obras que demandem perfis de grandes capacidades, atualmente conta-se com soluções a partir da combinação de perfis de estaca prancha com perfis laminados ou perfis tubulares circulares. As Figura 3.5 e Figura 3.6 abaixo são apresentadas algumas destas possíveis variantes (ArcelorMittal, 2010):

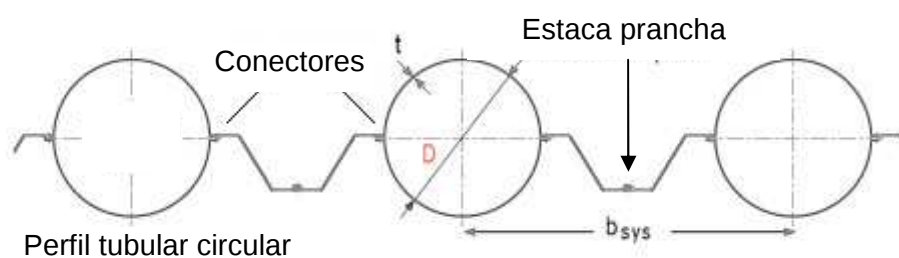


Figura 3.5 – Detalhe de cortina com perfis de estaca prancha combinados com perfis tubulares circulares – adaptado de ArcelorMittal (2010)

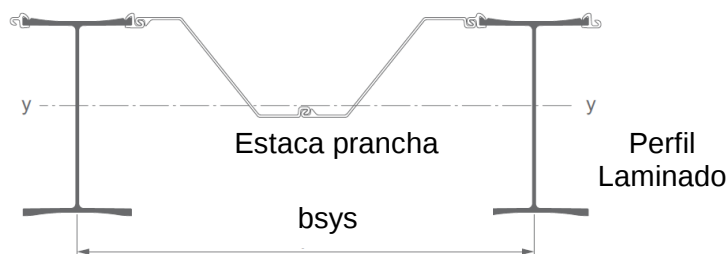


Figura 3.6 – Detalhe de cortina com perfis de estaca prancha combinados com perfis laminados – adaptado de ArcelorMittal (2010)

b) Elementos de apoio – sistema de ancoragem (mortos de amarração)

As consequências de uma possível falha no sistema de ancoragem devem ser levadas em conta nos projetos, pois este tipo de situação pode levar a uma condição muito desfavorável de comportamento da obra, muito mais grave, por exemplo, do que nos casos de ocorrência de flambagem dos perfis da cortina frontal ou de aumento de sobrecargas na retroárea (THORESEN, 2003).

Em se tratando do caso das cortinas com apenas uma linha de tirantes, para elementos que não admitem escoamento, admite-se uma redistribuição das pressões de solo nesta região, por conta do efeito do arqueamento do solo, atrás da cortina. Como consequência, ocorre um acréscimo de carga nos tirantes, que por sua difícil determinação, leva a um critério geral de reserva nos projetos, em se considerar um acréscimo de 20 % a 50% nestas cargas (THORESEN, 2003).

LaGatta e Shields (1984) apresentam a Tabela 3.1 abaixo, com algumas recomendações presentes na literatura para a majoração das cargas nos tirantes:

Tabela 3.1. Fatores de majoração das cargas nos tirantes presentes na literatura - adaptado de LaGatta e Shields (1984)

Referências (autores)	Fator de majoração das cargas
Terzaghi (1954)	20 % para as conexões
Tschebotarioff (1962)	25 % para sistema de ancoragens convencional (80 % de redução da tensão admissível) Recomenda uso de diagramas aparentes de empuxo (<i>braced excavations</i>) e redução da tensão admissível para tirantes de comportamento dito “indeslocável”
NAFAC DM-7 (1971)	Não há recomendação
L. Casagrande (1973)	100%
USS Steel Sheet Piling Design Manual (1974)	30% para os tirantes; 50% a 100% para as junções e conexões
Peck et al. (1974)	20 % para sistema de ancoragens convencional Recomenda uso de diagramas aparentes de empuxo (<i>braced excavations</i>) para tirantes de comportamento dito “indeslocável”
Tsinker (1983)	40% a 70% para os tirantes

No caso de cortinas classificadas como aterradas, onde o material abaixo do aterro contenha camadas de argila ou silte (muito compressível), é recomendado encapsular os tirantes em tubos, para que os mesmos se acomodem aos recalques do solo no tardo da cortina, sem que estas movimentações induzam aos tirantes esforços verticais. Como opção, podem-se prever apoios por estacas ao longo do comprimento dos tirantes, limitando-se, no entanto, as tensões admissíveis nos trechos entre os apoios, pois estes podem vir a suportar parte do peso do aterro e sobrecargas. Neste caso, ocorre um aumento significativo nas tensões solicitantes, e isto deve ser levado em conta no dimensionamento (TERZAGHI, 1954).

Tsinker (1983) recomenda a adoção de contra flechas nos tirantes, normalmente da ordem de 10,0 cm, visando compatibilizar os deslocamentos esperados no aterro, bem como a proteção contra o efeito de sobrecargas adicionais e peso próprio do aterro.

Ainda como alternativa indica-se a utilização de tubos de proteção, com diâmetros adequados para os recalques esperados para o aterro. De toda a maneira, como as ancoragens se ajustam sem romper, por deformação plástica do aço, é comum realizar alguma protensão nos tirantes, que por menor que seja, visa uniformizar suas tensões iniciais (TSINKER, 1983).

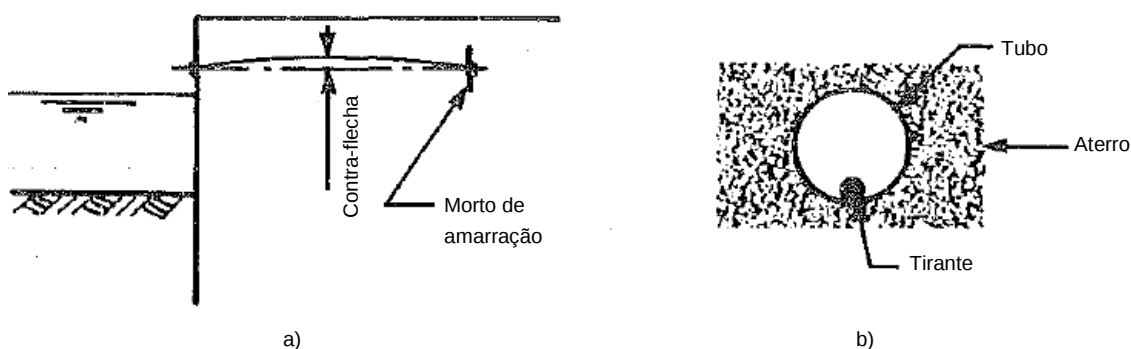


Figura 3.7 – Recomendações de projeto para os tirantes: a) contra flecha; b) proteção com tubo - adaptado de Tsinker (1983)

A seguir, procura-se apresentar de forma bastante resumida, algumas recomendações pertinentes aos tipos de sistema de ancoragem apresentados no capítulo 2, disponíveis na literatura técnica, que visam nortear a prática de projeto.

Cortina simplesmente ancorada

Nestes casos os mortos podem ser dispostos de forma contínua, formando uma viga ou cortina, que dependendo da aplicação, podem ser de concreto ou aço.

Como recomendação, ressalta-se que os mortos devem ser posicionados a uma distância tal do paramento frontal, de modo que a cunha de empuxo passivo mobilizado a frente destes dispositivos, que garante sua estabilidade, não se sobreponha a cunha de empuxo ativo atrás da contenção.

Ancoragens múltiplas

Tsinker (1983) cita que o desempenho desta solução é dependente do comportamento ou funcionamento dos tirantes, já que o escoamento (deformação plástica) de um tirante é independente do escoamento dos outros, sendo esta sua principal desvantagem. Assim, como o escoamento dos tirantes está relacionado principalmente com a deformação elástica destes, bem como com a densidade relativa dos solos a frente da ancoragem, o autor recomenda a adoção das seguintes soluções apresentadas na Figura 3.8 abaixo:

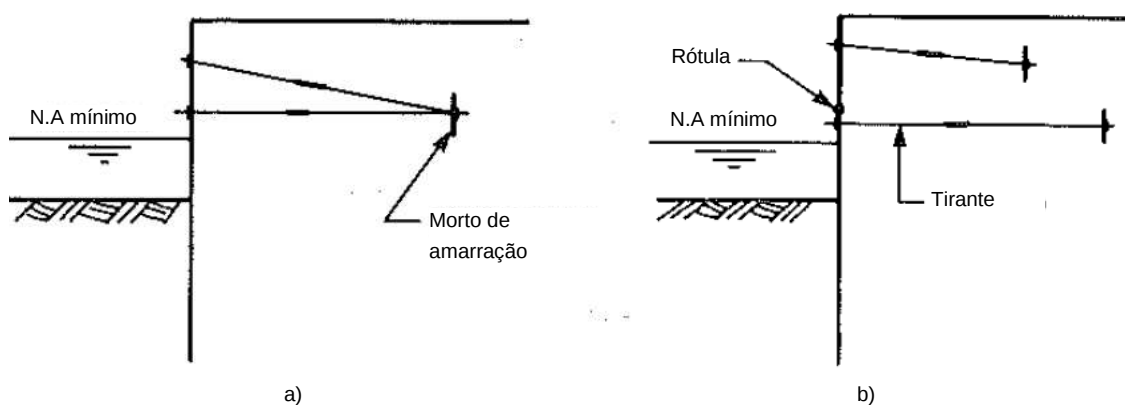


Figura 3.8 – Alternativas para o caso de duas linhas de tirantes: a) Ancoragem única para os tirantes; b) Ancoragens distintas, porém em posições diferentes - adaptado de Tsinker (1983)

Em locais onde existe grande variação do nível das marés, pode-se aproveitar este fato para lançar mão desta solução, que levará a menores esforços na estrutura de contenção, viabilizando perfis mais leves.

Quadro de estacas (“cavalete”)

Para estes casos, recomenda-se o uso de estacas longas e de diâmetros suficientes, tais que possibilitem a adequada mobilização de atrito ao longo do seu fuste, preferindo-se adotar seu posicionamento atrás da cunha de empuxo ativo, para melhor proveito deste efeito ao longo do fuste (THORESEN, 2003).

Tsinker (1983) recomenda para este sistema de ancoragem a adoção de duas estacas de tração para cada uma de compressão, haja vista que na maioria dos casos, estacas de mesmo comprimento e seção, têm capacidade de carga à compressão cerca de duas vezes da capacidade de carga à tração.

Clayton e Milititsky (1986) citando Tschebotarioff (1973) comentam que este autor recomenda o uso deste tipo de ancoragem em solos moles que não podem ser removidos por dragagem, seja por estarem contaminados, seja por não poderem ser depositados em outro lugar.

Estacas Inclínadas (*batter piles*)

Tsinker (1983) cita como vantagem básica desta solução a facilidade de construção.

O mesmo autor levou a termo uma série de testes que comprovaram a influência positiva das estacas inclinadas, quando ligadas rigidamente à cortina de estacas prancha. Deste modo, o sistema funciona como um quadro rígido, contribuindo para a redução dos momentos fletores atuantes na cortina. Segundo o autor, esta redução depende do fator $n = (IE)_b / (IE)_p$ onde:

$(IE)_p$ = rigidez das estacas por metro linear;

$(IE)_b$ = rigidez da cortina por metro linear.

Para $n \leq 10$ a redução no momento fletor nas cortinas é desprezível e o efeito de pórtico pode ser desconsiderado.

Adicionalmente, o autor alerta para a consideração neste tipo de solução, da parcela de esforço normal que é transmitida para a cortina.

Esta solução também se aplica para o caso de grandes esforços verticais nas cortinas frontais, pois por possuírem maior rigidez axial que os perfis da cortina, parte dos esforços é transmitido por estas ao solo, evitando assim possíveis recalques da cortina frontal e suas consequências à operação portuária. (THORESEN, 2003).

Tirantes ancorados em solo ou rocha

Para os casos de aplicação desta solução, os tirantes, por conta do método executivo e viabilidade de sua concretagem, demanda execução com certa inclinação.

Não obstante, esta inclinação também se faz necessária nos casos onde existe a presença de solos moles na superfície do local de implantação da obra, nos seus metros iniciais, fazendo com que o tirante necessite mergulhar com fortes inclinações, visando buscar solos mais profundos e competentes.

Geralmente, as inclinações podem ser em ângulos de até 45 graus, o que possibilita que uma componente do esforço de tração seja absorvida pela cortina de estacas (frontal), aliviando assim a parcela de carga sob a responsabilidade do tirante e do bulbo de ancoragem.

Segundo Tsinker (1983), para o caso de aplicações em solo são esperados movimentos da ancoragem bem como dos tirantes, no entanto, para os casos de fixação em rocha, somente a parcela de deformação elástica do tirante ocorre e como é bastante pequena, pode ser desconsiderada. Assim, esta última solução pode ser considerado como "rígida".

Ressalta-se ainda que a locação dos bulbos de ancoragem deva ser muito bem estudada, para que estes não fiquem situados dentro da superfície potencial de ruptura global da estrutura, sendo assim de fator decisivo para sua estabilidade, como também para os casos de outros tipos de soluções.

Laje de atrito

Neste caso, para a correta transmissão do esforço de tração para as camadas subjacentes de solo, é necessário que a largura da placa seja suficientemente maior que a espessura de solo sobre esta (THORESEN, 2003).

Os ábacos que seguem apresentados na Figura 3.9 abaixo foram calculados com base na publicação número 16 do *Norwegian Geotechnical institute* (Janbu, et al. 1956 apud Thoresen, 2003).

O cálculo foi realizado com base em teoria clássica de empuxos nos solos. Os ábacos destacam os resultados de momento fletor, altura da cortina, carga e comprimento nos tirantes e comprimento da laje de atrito, para uma cortina com altura da linha d'água de 8,0 m solicitada por uma sobrecarga de 50 kN/m².

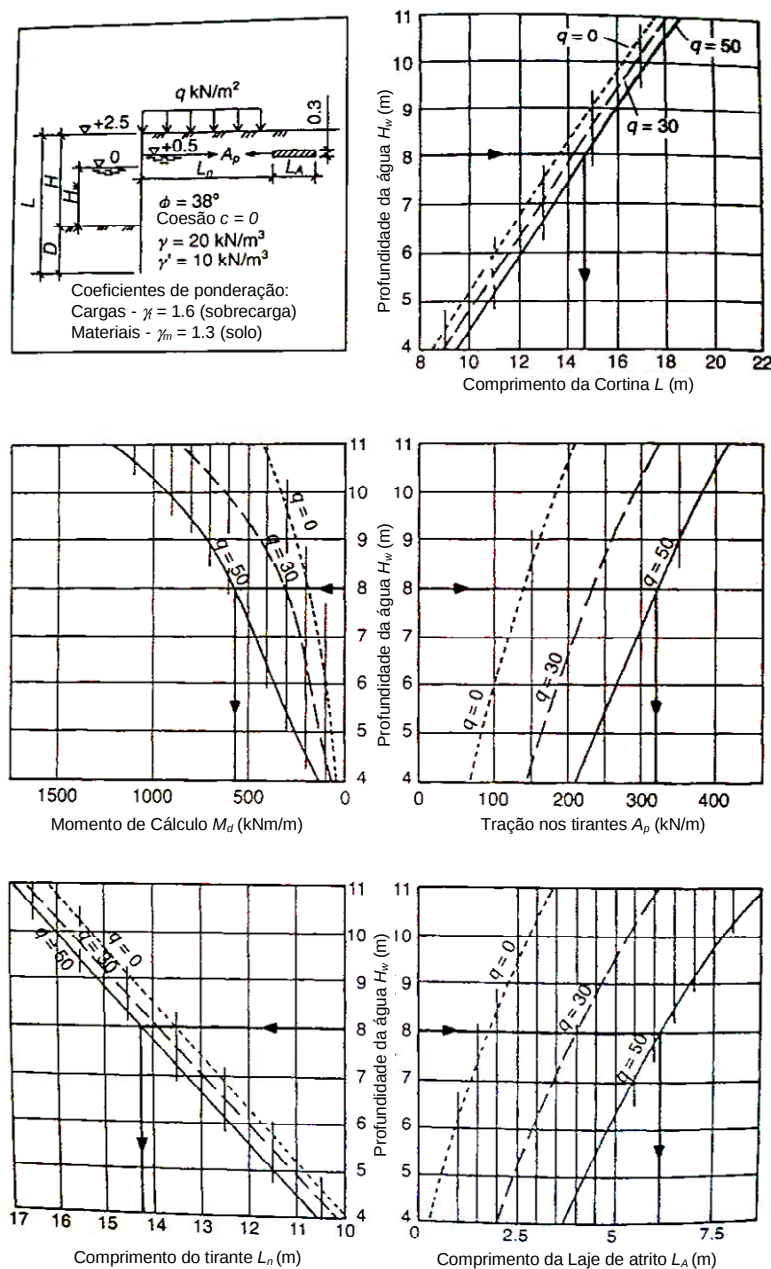


Figura 3.9 – Ábaco para cálculo de cortina de cais com sistema de ancoragem em laje de atrito - adaptado de Thoresen (2003)

3.3 CARREGAMENTOS

3.3.1 Empuxo do Solo

Para o cálculo dos empuxos para aplicação em projetos de cortinas de cais, lança-se mão das teorias clássicas da mecânica dos solos, sobretudo no caso dos programas baseados na Hipótese de Winkler, que a partir dos valores definidos para os coeficientes de empuxo do solo, gera o carregamento *input* destes modelos.

Para tabelas de cálculo de coeficientes de empuxo baseadas em diversas teorias o autor se refere a Clayton e Milititsky (1986).

Estes programas trazem as suas próprias formulações, geralmente baseadas na experiência de autores locais, ou seja, do país de origem da ferramenta.

Destaca-se a importância do conhecimento do estado de tensões inicial dos solos, expresso pelo coeficiente de empuxo no repouso e suas implicações nos problemas.

Outro parâmetro que afeta os valores de empuxos nas cortinas é o atrito mobilizado na interface solo-cortina. Existem várias proposições na literatura (Rowe, 1951; EAU, 2004). Não será dada atenção a este assunto nesta dissertação.

Ressalta-se que os carregamentos verticais podem afetar o sentido do atrito mobilizado na interface solo-cortina, e consequentemente afetar o cálculo do empuxo ativo e passivo. O atrito mobilizado se mostra mais relevante sobre a condição passiva, tendo pouco efeito sobre o empuxo ativo

As componentes oriundas do atrito são verticais, e portanto absorvidas pela resistência de ponta da cortina. Para condições razoáveis de subsolo, esta condição é atendida, ou seja, o solo possui capacidade de carga aceitável a compressão, tanto para transferir as cargas verticais oriundas da estrutura, bem como limitar recalques que impediram a operação de equipamentos de manuseio portuários (AGERSCHOU *et al.*, 1984).

3.3.2 Empuxo Hidrostático

Para as obras a beira- mar o regime de variação do nível d'água é controlado pela regime local de marés, sendo muito importante para o projeto, o conhecimento, sobretudo, do valor da maré mínima possível (provável) na região. A combinação da maré mínima com um nível d'água extremo no tardo da cortina, adicionados ao valor da sobrecarga máxima de utilização e as cargas provenientes dos sistemas de atracação (defensas) e amarração (cabeços), resultará na máxima solicitação horizontal a que a cortina será submetida.

Como para efeitos de cálculo de empuxos as cortinas são estanques e assim não permitem a condição de fluxo através delas, e como a diferença de nível d'água entre a parte externa e interna pode ser significativa, o equilíbrio hidrostático pode levar certo tempo para ocorrer, aumentando a possibilidade de ocorrência desta extrema solicitação.

O manual do EAU (2004) traz como recomendação, para estes casos, a consideração de um desnível entre o nível d'água externo e interno à cortina, ocasionado pelo regime das marés locais (*tidal leg*), pela seguinte relação abaixo:

$$\Delta h = \alpha + 0,30 \text{ m}$$

onde:

$$\Delta h = \text{tidal leg}$$

$$\alpha = \frac{N_{\max} - N_{\min}}{2} :$$

onde:

$N_{\max}$ = nível máximo de maré local;

$N_{\min}$ = nível mínimo da maré local;

Sendo a considerado acima do nível de maré mínimo.

Para minimizar este efeito é prática comum na engenharia prover furos ao longo da extensão da cortina, para acelerar o equilíbrio hidrostático, e assim reduzir o efeito do empuxo hidrostático. Thoresen (2003) recomenda que os furos, quando possível, sejam previstos abaixo do nível d'água principal e logo acima do nível mínimo de marés, para possibilitar sua manutenção.

Além dos drenos, o autor recomenda a instalação de filtros, numa faixa de aproximadamente 1,0 m atrás da cortina para evitar assim a perda de finos e para prover a adequada proteção contra o efeito de *piping*, colaborando assim também para o não surgimento de problemas desta natureza na retroárea portuária (recalques e impossibilidade de operação de equipamentos, etc.).

Outros tipos de ocorrência de regimes de águas subterrâneas são citados por Clayton e Milititsky (1986), porém sua ocorrência se aplica para os casos de contenções em grandes centros urbanos, onde o regime de águas tem outros tipos de fatores que o determinam e o controlam, como por exemplo, o regime de chuvas e a proximidade de rios e aquíferos subterrâneos.

3.3.3 Sobrecargas

Juntamente com o empuxo dos solos e da água, os empuxos devidos às sobrecargas representam uma das solicitações mais relevantes de um cais e estão relacionadas com a finalidade da instalação portuária. Para a definição da sobrecarga pode-se recorrer aos valores preconizados pela norma brasileira NBR 9782 (1987) apresentados em sua tabela 1, que é reproduzida na Tabela 3.2 abaixo:

Tabela 3.2. Sobrecargas conforme NBR 9782 (1987)

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

Ressalta-se a importância dos casos de terminais adjacentes com sobrecargas diferentes, já que geralmente as cortinas são projetadas para as cargas específicas atuantes em suas retroárea, da avaliação da sobreposição das sobrecargas e da influência na cortina de cais, tornando-se indispensável à definição de um *load plan*, com as posições de carregamentos característicos do terminal.

Não obstante, refere-se aqui também às sobrecargas aplicadas por equipamentos de manuseio de materiais ou contêineres, que no caso de terminais de paramento fechado, a linha de atuação da carga geralmente se dá sobre a cortinas de cais, traduzindo-se numa solicitação normal nesta estrutura.

3.3.4 Esforços de Atracção e Amarração

A estrutura é verificada então para os carregamentos característicos deste tipo de obra, e para o caso de aplicações em cais, estes são descritos brevemente abaixo.

Esforço de atracção

Este tipo de carregamento não representa um problema para as cortinas, pois atuam aliviando a carga nos tirantes e mobilizando certa parcela de empuxo passivo local na região superior do tardo da cortina. Portanto, o projeto deve prever elementos capazes de transferir adequadamente estes esforços da cortina para o solo, numa certa faixa, o que se faz geralmente através de uma viga de coroamento de elevada rigidez (AGERSCHOU *et al.*, 2004).

Esforço de amarração

Este tipo de solicitação pode ser considerado tanto como atuando de forma distribuída a certa distância da cortina, quanto como uma força concentrada no ponto de atuação. Uma alternativa de tratamento deste esforço é considerá-lo sendo absorvido individualmente por uma estaca inclinada ou por um tirante, portanto prevendo no projeto um elemento dedicado para este fim (AGERSCHOU *et al.*, 2004).

3.3.5 Outros

Ação de ondas

Para os casos de cortinas implantadas pelo método *offshore* de construção, deve-se avaliar o regime de ondas local e a sua ação como carregamento sobre os perfis que formarão a cortina, durante a fase de construção.

Este tema não será abordado nesta dissertação, porém para informações complementares, consultar Tsinker (2004).

Carregamentos dinâmicos induzidos por terremotos (sismos)

Por estar situado no interior da placa tectônica da América do Sul, sendo uma região continental estável, o Brasil apresenta uma sismicidade bem inferior aquela observada nas bordas de placas, onde os sismos são mais frequentes e de maiores magnitudes. Além disso, a sismicidade observada no Brasil é menor do que em outras regiões intraplacas semelhantes (JOHNSTON, 1989 *apud* OBSIS, 2014).

Contudo, para os projetos devem ser observadas as recomendações da norma brasileira NBR 15421 (2006). Para uma abordagem mais profunda do assunto, o autor se refere a Tsinker (2004).

3.4 MODOS DE COLAPSO GEOTÉCNICO

3.4.1 Condicionantes Geotécnicas

Segundo Terzaghi (1954) algumas das falhas em cortinas de cais por ele relatadas se deram, sobretudo, pelo não conhecimento do projetista da existência de camadas de baixa competência abaixo do pé destas. Nestes casos, os aterros foram construídos sobre camada de argila mole, e apresentaram, juntamente com a cortina, movimentos significativos que levaram a falha da obra. Para o caso de uma cortina de cais ancorada, os possíveis modos de colapso geotécnico são apresentados na Figura 3.10 abaixo (ROM 0.5, 2005):

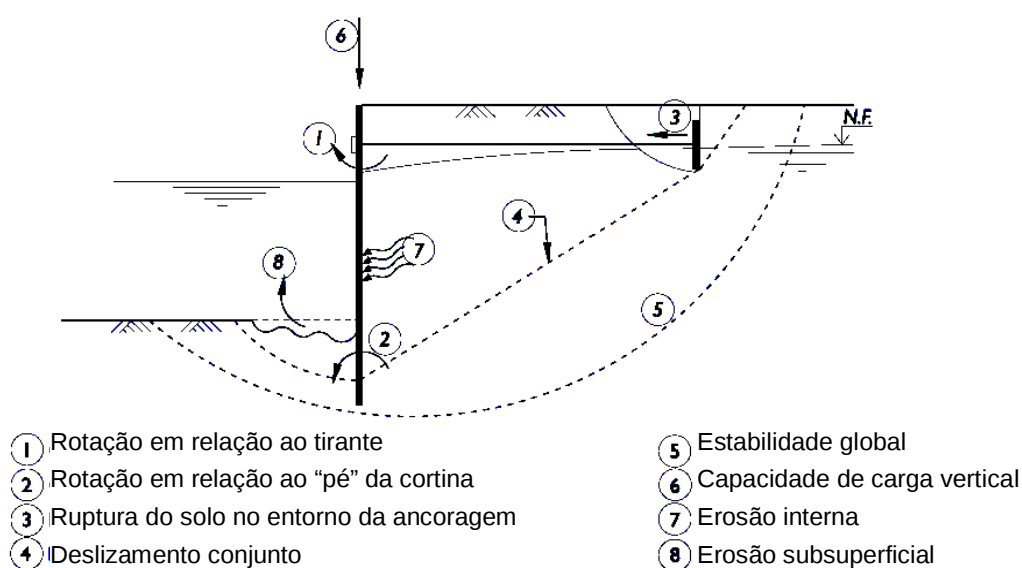


Figura 3.10 – Modos de colapso geotécnico - adaptado de ROM 0.5 (2005)

Considerações adicionais sobre estes possíveis modos de colapso da cortina seguem descritos a seguir, conforme indicados na Figura 3.10 acima:

a) Movimento do pé da cortina para fora abaixo do nível da cota nominal da dragagem

Este tipo de colapso é provocado pela penetração insuficiente da cortina na região da ficha. Também pode ser causada pela redução, não intencional, do comprimento da ficha, por exemplo, pela erosão devida à ação dos propulsores dos navios, pela ação de ondas e correntes, ou ainda pelo abaixamento da cota nominal da dragagem (*overdredging*).

b) Colapso global da obra como um todo numa superfície potencial de deslizamento

Segundo Terzaghi (1954) cuidados devem ser tomados para os casos em que o nível do leito marinho a frente da cortina se desenvolve em profundidade na forma de talude, pois este pode vir a romper ao longo de uma superfície de deslizamento que passa abaixo das ancoragens e do pé da cortina.

Não menos importantes, Agerschou *et al.* (2004) cita outros tipos de colapso, como por exemplo, o deslizamento do conjunto como um bloco, nos casos em que ocorre camada de solo mole abaixo de aterro hidráulico executado para construção da obra, conforme segue na Figura 3.11 abaixo:

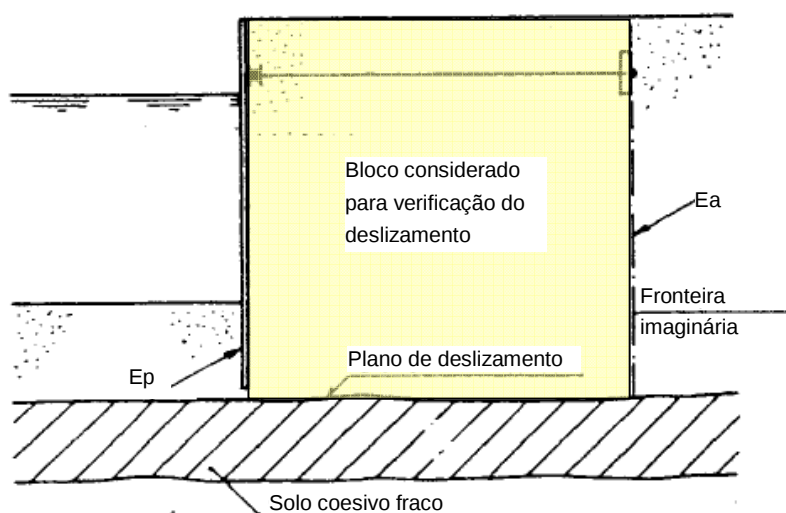


Figura 3.11 – Colapso por deslizamento em bloco - adaptado de Agerschou *et al.* (2004)

c) Colapso da cortina por falta de capacidade de carga à compressão

No caso em que a cortina, além de suportar os empuxos de solo, água e sobrecargas, suporta as cargas oriundas de equipamentos portuários, como por exemplo, guindastes ou pórticos, deve-se realizar uma verificação para assegurar a capacidade de carga vertical, bem como para avaliação dos recalques, que se forem excessivos, podem dificultar ou até impedir a operação dos equipamentos.

d) Colapso devido ao efeito da erosão interna (*piping*)

e) Recalques excessivos do aterro na retroárea do porto

f) Colapso por falta de resistência do solo a frente do morto de amarração

3.4.2 Condicionantes Estruturais

Além dos aspectos geotécnicos e não menos importantes, anotam-se aqui as possíveis condicionantes estruturais, como segue abaixo:

a) Colapso do sistema de ancoragem

Este colapso se dá pela ruptura do tirante, por falta de capacidade da seção de aço frente aos esforços atuantes, mas na maioria dos casos históricos relatados, a ruptura é condicionada pelo mau dimensionamento das ligações do tirante com a cortina e o morto de amarração, como é descrito no caso histórico de falha de uma cortina, apresentado no apêndice III.

b) Colapso da cortina frontal à flexão

Este tipo de colapso ocorre pela escolha inadequada da seção dos perfis de estaca prancha, através de cálculo dos esforços a partir de empuxos de solo e água incorretamente estimados. Nos casos de atuação de sobrecarga excessiva na retroárea do porto ou nos casos onde a cota da dragagem é abaixada não intencionalmente por erosão ou *overdredging*, este colapso também pode vir a ocorrer.

3.5 CONDICIONANTES EXECUTIVAS E DE MANUTENÇÃO

3.5.1 Overdredging

A operação de dragagem recorre às dragas para a escavação submersa, viabilizando a remoção do material do fundo dos estuários e possibilitando assim a conformação da cota de projeto para o leito marinho nos canais de acesso e berços de atracação. No entanto, nem sempre a cota de dragagem definida em projeto é obedecida, e eventualmente, por descuido ou falta de rigor no controle da operação de dragagem, ocorre um abaixamento na cota nominal de dragagem definida em projeto (*overdredging*).

Esta eventual redução implica na diminuição do trecho da ficha da cortina e consequentemente, na diminuição da resistência passiva mobilizada nesta região. Isto pode ocasionar o colapso da obra, seja por aumento nos esforços solicitantes da cortina, seja por aumento na carga nos tirantes, seja por ruptura do solo a frente da cortina.

Para este caso Tschebotarioff (1978) recomenda um aumento na ficha de 1,2 m no caso de águas com profundidade entre 4,6 a 7,7 m e de 90 cm para águas mais profundas. Como prática de projeto, pode-se recorrer ao esquema mostrado na Figura 3.12 abaixo, retirada da norma BS 6349-2 (2010) e também sugerido por Tschebotarioff (1978), com exemplo de aplicação relatada pelo autor em um projeto de cais na Suécia.

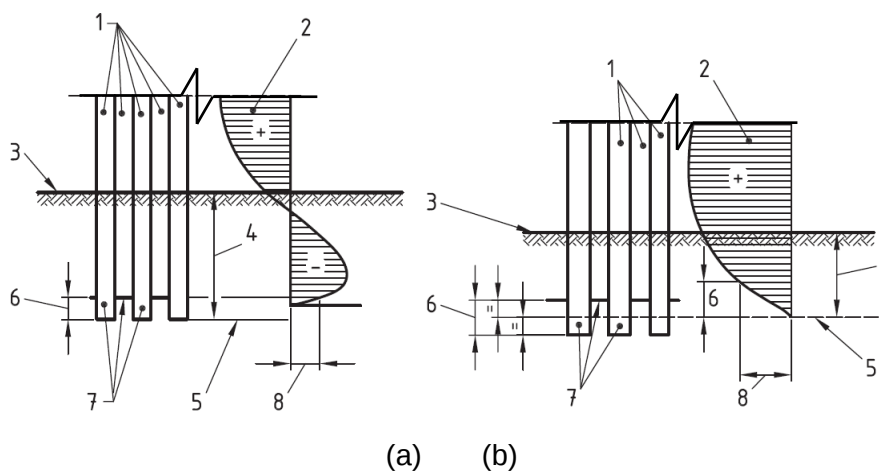


Figura 3.12 –Esquema de cortina com estacas “escalonadas”: (a) condição de apoio fixo; (b) condição de apoio livre – adaptado de BS 6349-2 (2010)

da Figura 3.12 acima, tem-se:

- 1- Estaca prancha;
- 2- Diagrama de momento fletor;
- 3- Cota do leito marinho;
- 4- Ficha de projeto;
- 5- Cota de pé de projeto (teórica);
- 6- Altura de escalonamento (valor típico de 1,0 m);
- 7- Pé das estacas escalonadas;
- 8- Reserva de momento das estacas longas.

O esquema da Figura 3.12 acima mostra as estacas cravadas aos pares com os seus "pés" situados em cotas diferentes. Segundo o autor este procedimento não incorre na perda de resistência passiva do conjunto das estacas que formam a cortina, já que se desenvolve o efeito de arco no solo que as envolve.

O manual do *Water Front Comittee* (EAU, 2004) recomenda que no projeto de cortinas portuárias deve-se considerar um desvio construtivo mínimo de 50 cm da cota nominal de dragagem adotada no projeto.

Outros fatores, como a ação de correntezas e ondas, bem como a ação de propulsores das embarcações, também podem causar a erosão do solo à frente da cortina, também ocasionando um abaixamento da cota definida em projeto para o leito marinho nos berços de atracação.

Tsinker (2004) ressalta os efeitos do *overdredging* numa cortina de estacas prancha e a perda significativa da restrição horizontal e redução do empuxo passivo mobilizado nesta região. O autor propõem alternativas para a manutenção do solo a frente do paramento, e mostra que as deformações percebidas pela estrutura são irreversíveis, sendo que este problema é de difícil solução. Portanto, o projeto deve considerar uma folga no dimensionamento para levar em conta esta possibilidade.

3.5.2 Erosão

Segundo Whitehouse (1998) muitos acidentes e colapsos de estruturas marítimas, tanto *offshore*, como é caso de plataformas fixas, quanto dos quebra-mares, píeres e cais contínuos, são ocasionados pelo efeito deletério da ação das correntezas sobre os "pés" das estruturas, ocasionando erosão, onde se enquadram, como descrito anteriormente, as cortinas de cais.

Existem diversas propostas na literatura visando à avaliação da altura de erosão do solo a frente da contenção por conta do efeito das correntes com o tempo. Pela abrangência do tema e por se distanciar do objetivo central da dissertação, não será dada atenção maior para o assunto. Para maiores detalhes, o autor se refere a Whitehouse (1998), (THORESEN, 2003) e ROM 0.5 (2005).

Visando a proteção das cortinas de cais contra os efeitos deletérios das correntezas, pode-se lançar mão de várias soluções. Segundo Thoresen (2003) são utilizados na prática os seguintes sistemas de proteção:

- a) Enchimento de pedras soltas com graute;
- b) Blocos de rocha ou pedras e "rip-rap" sobre camada de cascalho ou geotêxtil;
- c) Lajes de concreto armado (a concretagem submersa se mostra um desafio para esta solução);
- d) Geotêxtil.

Das soluções citadas acima, o "rip-rap" a mais difundida na prática, pode ser visualizada na Figura 3.13 abaixo (ROM 0.5, 2005):

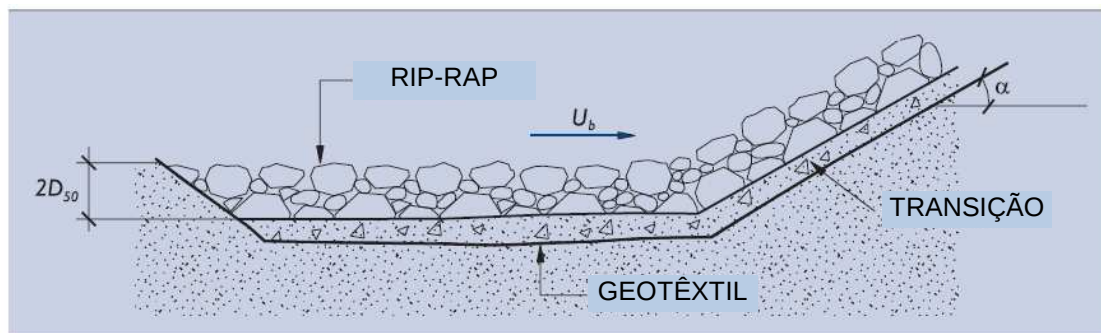


Figura 3.13 – Esquema de proteção contra erosão - ROM 0.5 (2005)

Tsinker (2004) ressalta que a profundidade média da erosão promovida pelos propulsores de embarcações atuando contra as estruturas de cais pode chegar a 50 cm ou mais por mês. Assim, este fator tem se demonstrado relevante e deve ser considerado em projeto de novas estruturas de área portuária. Exemplos deste efeito sobre algumas estruturas de cais seguem mostrados na Figura 3.14 abaixo:

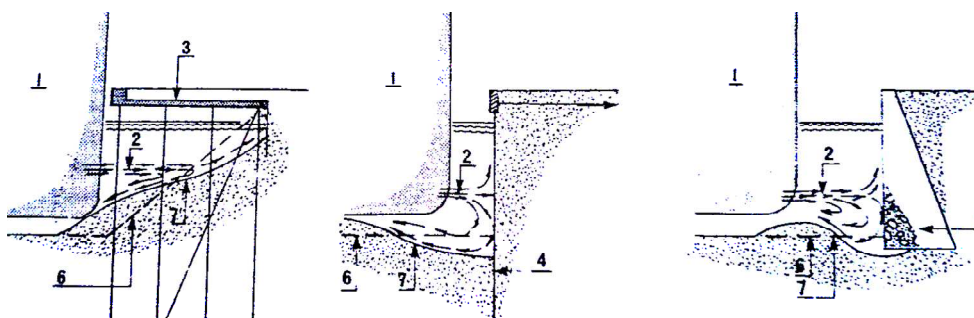


Figura 3.14 – Erosão induzida por propulsores: 1) Navio; 2) jato de água do propulsor (lado “unrusted”; 3) Cais sobre estacas; 4) Cais contínuo em cortina de estacas prancha; 5) Cais de gravidade; 6) Perfil original do leito marinho; 7) erosão induzida pelo jato dos propulsores – adaptado de Tsinker (2004)

A Figura 3.15 abaixo, retirada de Tsinker (2004), apresenta as mudanças nos empuxos de solo na região da ficha de uma cortina e as implicações observadas na estrutura por conta do efeito da erosão nesta região.

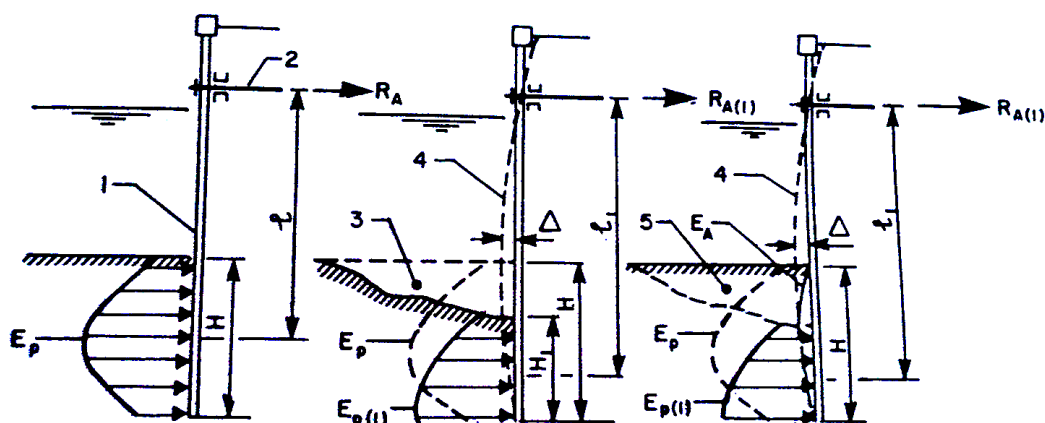


Figura 3.15 – Mudanças nos empuxos de solo na região da ficha da cortina por conta do efeito da erosão: 1) Cortina de cais; 2) sistema de ancoragem; 3) erosão; 4) deformada; 5) “Recuperação” do solo na ficha; 6) – Tsinker (1989) apud Tsinker (2004)

da Figura 3.15 acima, tem-se:

E_P = empuxo passivo antes da erosão;

$E_{P(1)}$ = empuxo passivo após a erosão ($E_{P(1)} + E_A < E_P$);

E_A = empuxo ativo devido a “recuperação” do solo na ficha

R_A = força no tirante antes da erosão;

$R_{A(1)}$ = força no tirante após a erosão ($R_{A(1)} < R_A$);

Δ = deformação induzida pelo efeito da erosão;

l = vão efetivo antes da erosão;

l_1 = vão efetivo após da erosão ($l_1 < l$).

4 FERRAMENTAS DISPONÍVEIS PARA ANÁLISE DE CORTINAS DE CAIS E ESTUDO DE UM CASO HIPOTÉTICO

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresenta algumas das ferramentas de análise utilizadas na prática da engenharia, aplicadas à cortina de cais, e propõe sua comparação através do estudo de um caso hipotético.

As Tabela 4.1 a Tabela 4.4 apresentam os principais programas comerciais e gratuitos disponíveis e difundidos na prática da engenharia nacional e internacional, agrupados por suas características quanto ao modelo de representação do solo e métodos de cálculo. Adicionalmente, são indicados alguns projetos de referência no Brasil em que foram empregados e os respectivos usuários.

Nas tabelas, o termo “método de cálculo” refere-se à maneira pela qual os esforços e deslocamentos da contenção e elementos de apoio (tirantes, estroncas ou escoramentos) são calculados, bem como, quando aplicável, o estado de tensões e deformações nos solos.

Métodos Analíticos ou Numéricos

Tabela 4.1. Ferramentas para modelagem – Grupo 1

Grupo 1 - Modelo de representação do solo: Hipótese de Winkler				
Programa	Método de cálculo	Desenvolvedor	Usuário no Brasil	Obra de Referência
SPW 2006	Unidimensional Evolutivo	Arnold Verruijt (Universidade de Delft - Holanda)	Promon Engenharia	Estruturas de contenção (Projeto Básico VALE)
D-Sheet	Unidimensional Evolutivo	Deltares Inc.	Promon Engenharia	Metrô-RJ
DEEP	Unidimensional Evolutivo	Promon Engenharia Ltda	Promon Engenharia	Metrô-SP /Metrô-RJ
RIDO	Unidimensional Evolutivo	Robert Fages (França)	RAM Engenharia	Cais de Apoio Offshore - Porto do Açu

Tabela 4.2. Ferramentas para modelagem – Grupo 2

Grupo 2 - Modelo de representação do solo: Meio contínuo				
Programa	Método de cálculo	Desenvolvedor	Usuário no Brasil	Obra de Referência
PLAXIS 2D	Bidimensional Evolutivo	Deltares Inc.	Promon Engenharia	Metrô-RJ

Métodos semi-empíricos

Tabela 4.3. Ferramentas para modelagem – Grupo 3

Grupo 3 - Modelo de representação do solo: Método do equilíbrio limite				
Programa	Método de cálculo	Desenvolvedor	Usuário no Brasil	Obra de Referência
ProSheet	Teoria de Blum	ArcelorMittal	N/A	N/A

O programa ProSheet foi utilizado para a validação dos cálculos realizados pelo método de apoio livre (apêndice I).

Ainda neste grupo se encontram os métodos de apoio livre (*Free earth support*) e o de apoio fixo (*Fixed earth support*). Estes métodos podem ser utilizados lançando mão do uso de planilhas eletrônicas.

Métodos Empíricos

Tabela 4.4. Ferramentas para modelagem – Grupo 4

Grupo 4 – Modelo de representação do solo: Hipótese de Winkler (simplificado)				
Programa	Método de cálculo	Desenvolvedor	Usuário no Brasil	Obra de Referência
FTOOL	Unidimensional não evolutivo	PUC-Rio	Vários Usuários	N/A
SAP 2000	Unidimensional não evolutivo	SCI	Vários Usuários	N/A

Pode-se lançar mão destas ferramentas para a solução de cortinas de cais a partir de diagramas de empuxos prescritos, como por exemplo, envoltórias aparentes de empuxos (Terzaghi e Peck, 1967). Estes programas e a abordagem acima não foram empregados no estudo de caso proposto, sobretudo porque não levam em consideração a iteração solo-estrutura, bem como os carregamentos e os deslocamentos de cada fase de construção da obra em etapas, caso dos programas dos grupos 1 e 2. No entanto, figuram na pesquisa como possibilidades na avaliação de estruturas de contenção mais simples.

4.2 FERRAMENTAS DE MODELAGEM

4.2.1 Ferramentas Baseadas em Meio Contínuo

a) PLAXIS 2D

O PLAXIS 2D é um dos programas comerciais de elementos finitos mais utilizados atualmente na avaliação de problemas geotécnicos. Foi desenvolvido na Holanda pela empresa Deltares Inc, a partir de estudos iniciados na universidade de Delft.

O programa conta com uma interface amigável com o usuário, facilitando a construção do modelo (geometria) e a entrada de dados (parâmetros do solo e dos elementos estruturais), bem como o processamento e a visualização dos resultados.

4.2.2 Ferramentas Baseadas na Hipótese de Winkler

a) DEEP

O programa DEEP (Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes) foi criado por pela Promon Engenharia em meados da década de 70. Segundo os autores o programa era à época uma opção intermediária entre os métodos convencionais de cálculo e os programas baseados no Método dos Elementos Finitos. (DEEP, 1979)

Teve como objetivo inicial a aplicação nos projetos das paredes diafragmas para implantação das primeiras linhas de metrô de São Paulo e também foi largamente utilizado no desenvolvimento dos projetos do Metrô do Rio de Janeiro.

Como é um programa de propriedade da Promon Engenharia, o mesmo não é de domínio público e não pode ser comercializado.

Para cada fase de simulação da implantação de uma cortina o programa (DEEP) apresenta os seguintes resultados:

- Deslocamentos e rotações (na fase atual e os totais acumulados nas demais fases);
- Esforços cortantes e momentos fletores (na fase atual);
- Envoltória de esforços cortantes e momentos fletores na fase atual;
- Carga nos tirantes (por fase);
- Forças nas molas que simulam a interação solo-estrutura, tensão no solo e o estado atual do solo em ambos os lados da cortina;
- Verificação do equilíbrio da estrutura (a partir do somatório das forças).

O programa parte da entrada de dados (pontos) representativos ao longo da cortina, nos níveis que a definem, entre outros os citados abaixo por Maffei *et al* (1977b):

- Ponto de início ou final da cortina;
- Ponto de início ou final de uma camada de solo;
- Ponto de instalação de tirantes;
- Final de uma fase de escavação, reaterro, etc;
- Elevação do lençol freático.

Para maiores detalhes sobre a ferramenta DEEP o autor se refere à Tacitano (2006).

b) SPW

O programa SPW (*Sheet Pile Wall*) foi desenvolvido por Arnold Verruijt, professor da Universidade de Delft, Holanda, sendo sua última versão de 2006. Perfila na lista das ferramentas como a única gratuita e desenvolvida para fins acadêmicos, podendo ser obtido no site <http://geo.verruijt.net/software.html>.

Alternativamente em relação aos outros programas baseados no “modelo de molas”, Verruijt (1995) define como parâmetro de deformabilidade do solo “Dw” (*Stroke*), que corresponde ao deslocamento necessário para levar o solo do estado ativo para o estado passivo. A relação entre “Dw” e o coeficiente de reação horizontal do solo se dá pela seguinte expressão:

$$k_h = \frac{\sigma'_p - \sigma'_a}{Dw} \quad (4.1)$$

Segundo o autor, como para os solos em geral as tensões efetivas crescem linearmente com a profundidade, adotando-se um valor constante para Dw corresponde a um k_h crescente com a profundidade. Como a maioria dos solos apresenta rigidez crescente com a profundidade, o autor conclui que o valor Dw se mostra uma maneira melhor de representação do comportamento do solo, ao invés da comumente utilizada por outros programas, baseados na definição de um valor para k_h .

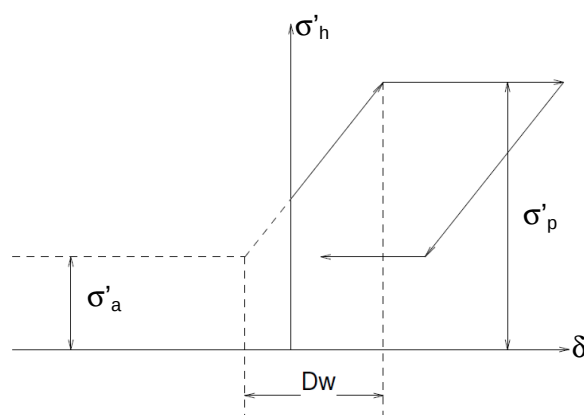


Figura 4.1 – Esquema de modelagem do solo e o parâmetro “Dw” – adaptado de SPW (2006)

c) D-Sheet

O D-Sheet é um programa desenvolvido pela Deltares Inc., empresa Holandesa. As análises de estabilidade da maior parte das estruturas de contenção holandesas foram verificadas através de métodos e ferramentas desenvolvidos pela Deltares Inc.

O programa conta com duas abordagens que permitem uma modelo não linear do comportamento do solo a partir da definição de valores de k_h : secante e tangente, em relação às curvas que o definem. As Figuras 4.2 e 4.3 mostram cada caso.

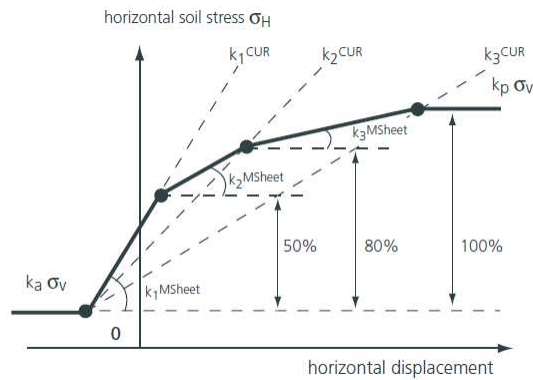


Figura 4.2 – Curva tensão – deslocamento com k_h secante com trechos – a partir da norma CUR 166 (2005)

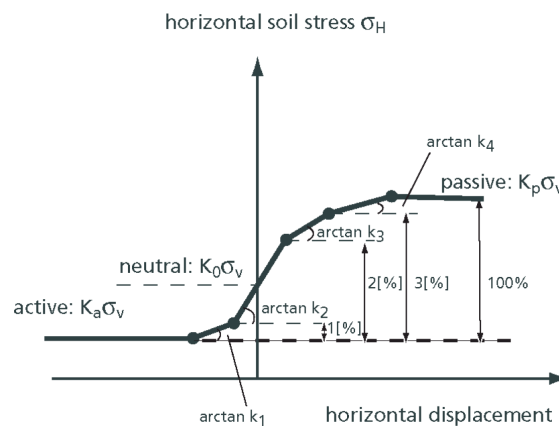


Figura 4.3 – Curva tensão –deslocamento com k_h tangente – “D-Sheet Classic”

O programa conta com módulos que permitem as seguintes verificações adicionais:

- verificação da estabilidade, através da do método de Bishop;
- verificação dos perfis que compõem a cortina de cais, para diversas normas;
- verificação da capacidade de carga vertical da cortina como estaca;
- Solução pelo método “ c, ϕ, δ ” (CULMANN, 1866).

d) RIDO

O programa RIDO foi desenvolvido inicialmente para a análise das contenções que viabilizaram o metrô de Paris, em meados da década de 50. O programa RIDO foi desenvolvido por Robert Fages especialmente para aplicação no projeto da primeira linha do metrô da França. Atualmente, o programa vem sendo bastante utilizado na Europa, sobretudo na França, país de origem do programa.

4.3 ESTUDO DE UM CASO HIPOTÉTICO: COMPARAÇÃO DAS FERRAMENTAS

Com o intuito de apresentar as ferramentas disponíveis para a solução de cortinas de cais, bem como com o propósito de identificar as que melhor se aplicam ao estudo de caso proposto neste trabalho, será realizado o estudo de um caso hipotético, com análises quantitativas dos resultados dos programas e comparações de desempenho. Os resultados a serem pesquisados são:

- Esforços solicitantes na cortina – momento fletor e esforço cortante;
- Deslocamentos horizontais na cortina;
- Tensões e deformações no terrapleno;
- Carga nos tirantes – sistema de ancoragem;

4.3.1 Caso Estudado

Parâmetros de entrada

Para o estudo foi considerado o caso de uma cortina simplesmente apoiada, em condição de suporte em perfil geotécnico hipotético em solo arenoso, homogêneo, onde são propostos dois cenários de condições locais do cais, quanto à altura livre da cortina, conforme indicado na Figura 4.4.

Condição 1 - $H = 10$ m

Condição 2 - $H = 15$ m

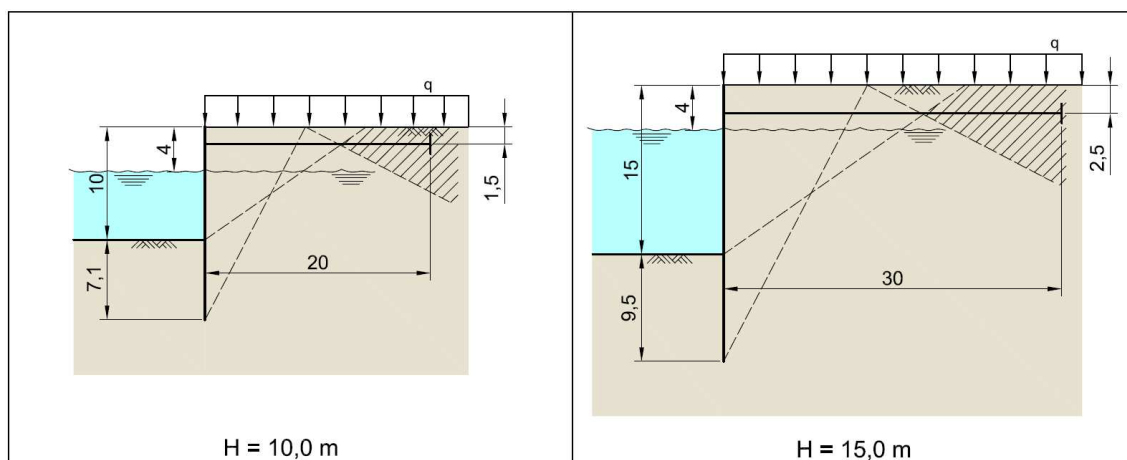


Figura 4.4 – Cenários de cortinas de cais estudadas (dimensões em metro)

O perfil geotécnico considerado é de um depósito sedimentar arenoso e homogêneo, com as seguintes características:

Parâmetros de resistência: $\phi = 35^\circ$; $c = 0$

Peso específico: $\gamma_{NAT} = 17 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{SAT} = 19 \text{ kN/m}^3$

Parâmetros de deformabilidade: $E' = 50 \text{ MPa}$; $\nu' = 0,35$

O estudo parte da definição da ficha necessária às cortinas, através do cálculo pelo método de apoio livre. Os resultados estão incluídos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5. Fichas necessárias para cada condição de cortina de cais

Condição	Ficha (m)
H = 10 m	7,1
H = 15 m	9,5

O cálculo pelo método de apoio livre encontra-se no apêndice I.

A partir dos momentos solicitantes e carga nos tirantes obtidos a partir do método da extremidade livre, foi realizado o pré-dimensionamento para a definição das seções que compõem a cortina frontal e o diâmetro dos tirantes do sistema de ancoragem.

Os elementos de escoramento frontal apresentam as propriedades incluídas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6. Propriedades dos elementos frontais da cortina de cais

Cortina	D (mm)	t (mm)	Bsys (m)	Isys (cm ⁴ /m)	Asys (cm ² /m)	Elsys (kNm ² /m)	EAsys (kN/m)
H = 10 m	914	12	2,23	149180,0	237,5	3,13E+05	4,99E+06
H = 15 m	1219	18	2,54	499372,0	342,0	1,05E+06	7,18E+06

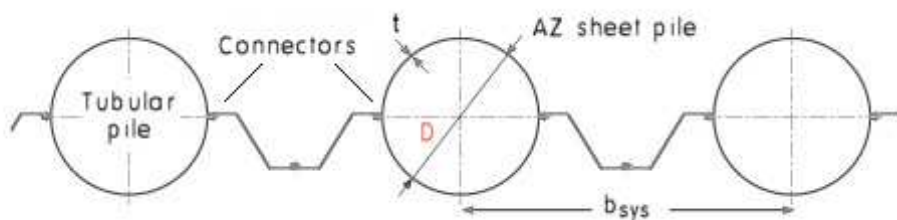


Figura 4.5 – Detalhe do sistema “CombiWall” dos perfis tubulares circulares e estacas prancha – ArcelorMittal (2010)

Material: Aço: $E = 210 \text{ GPa}$; $\nu = 0,3$; $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$

Os elementos de apoio apresentam as seguintes propriedades, que seguem na Tabela 4.7 abaixo:

Tabela 4.7. Propriedades dos tirantes das cortinas de cais

Cortina	T (kN/m)	Bsys (m)	Anec (cm ²)	Tirante – $\varnothing$ (mm) adotado
H=10 m	206,7	2,23	20,7	60,0
H=15 m	374,8	2,54	42,7	80,0

Material: Aço: $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$, $f_{yk} = 520 \text{ MPa}$

Análises

Para as análises foram considerados seguintes etapas, a fim de simular os eventos que envolvem a implantação e utilização da obra:

- 1) Instalação dos tirantes;
- 2) Dragagem;
- 3) Sobrecarga na retroárea.

- a) Ferramentas baseadas em meio contínuo

A Figura 4.6 abaixo mostra o modelo do programa Plaxis 2D considerado no estudo.

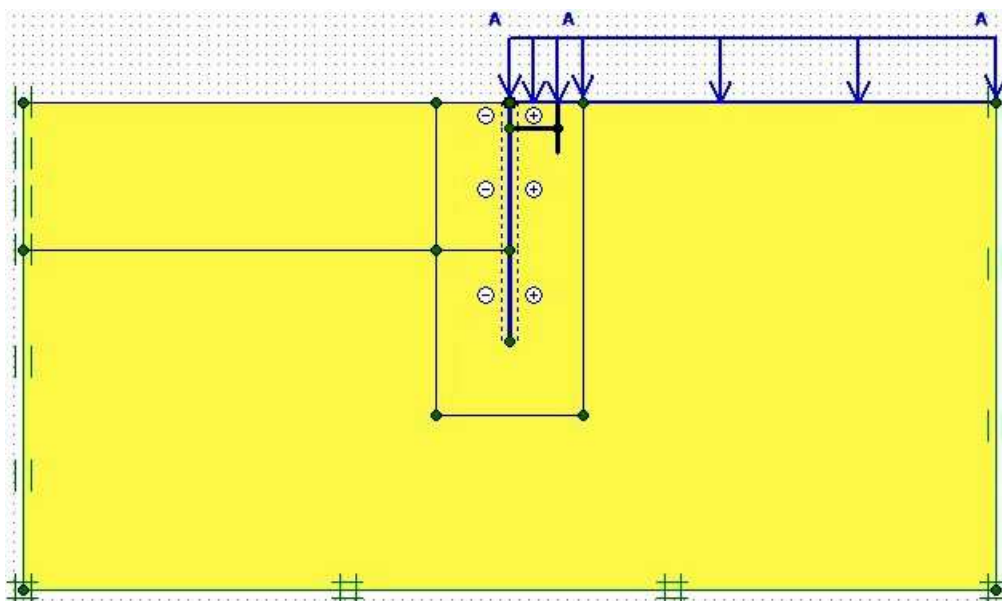


Figura 4.6 - Modelo com os elementos considerados para as duas condições

Os tirantes foram modelados com elementos *fixed-end anchors* e as barras como elementos *plate*, com as rizezas apresentadas anteriormente. O solo foi simulado considerando o comportamento elasto-plástico perfeito com critério de ruptura de Mohr-Coulomb associado. Para uma melhor representação da região da ficha, lançou-se mão da utilização de interfaces e do refinamento da malha, como pode ser observado na Figura 4.7.

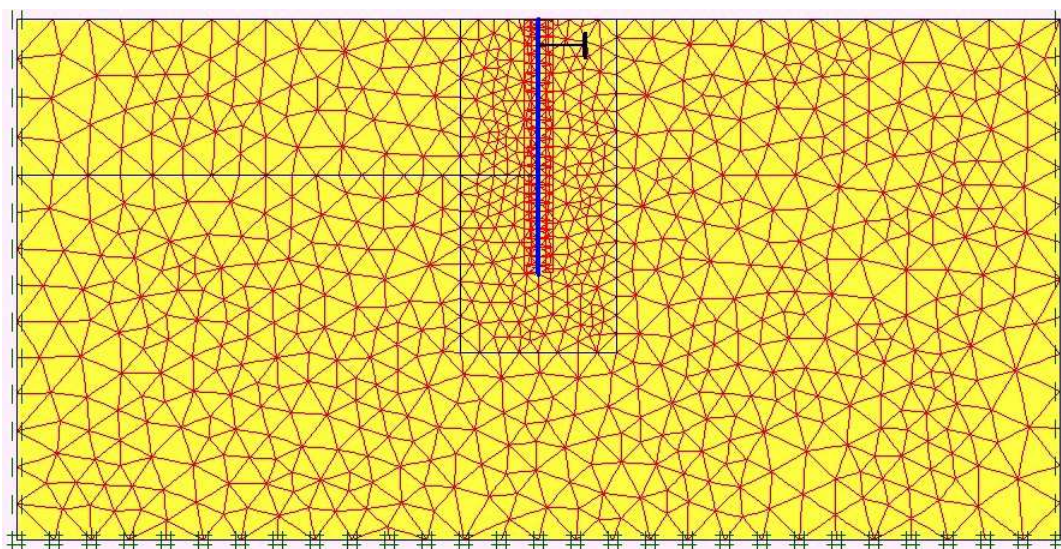


Figura 4.7 - Topologia da malha de elementos finitos do modelo

Metodologia para avaliação do coeficiente de reação horizontal via MEF

Para o estudo de comparação entre as ferramentas, faz-se necessária uma correlação entre as mesmas em termos do parâmetro de deformabilidade adotado, que depende do modelo constitutivo do solo considerado no estudo. Como nas ferramentas baseadas na Hipótese de Winkler adota-se como parâmetro de deformabilidade o coeficiente de reação horizontal (k_h), procura-se obtê-lo do modelo baseado em meio contínuo, através das relações tensão-deformação obtidas nas análises com o programa Plaxis 2D.

Como proposta para a obtenção do coeficiente de reação horizontal do solo, assume-se para o presente estudo o critério arbitrário de que a tensão efetiva horizontal atuante no solo à frente da cortina, após a operação de dragagem, corresponde a um estado de tensões similar ao geostático. Este critério visa à obtenção do coeficiente diretamente dos resultados da análise via MEF, considerando o seu valor como a razão entre a tensão horizontal efetiva média e o deslocamento horizontal médio observado ao longo da ficha da cortina. Assim tem-se:

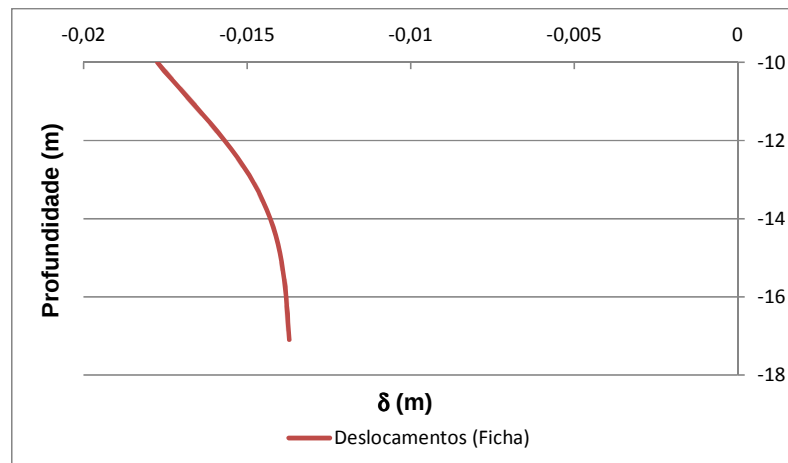
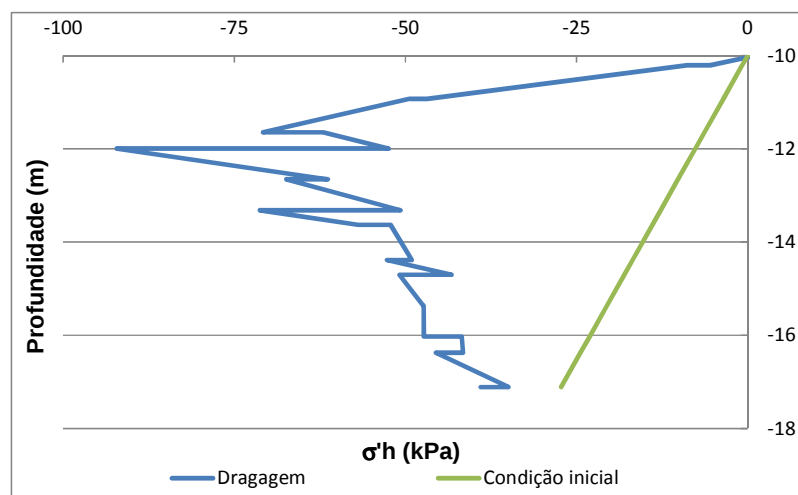
$$\overline{k_h} = \frac{\overline{\Delta\sigma_h}}{\overline{\delta h}} \quad (4.2)$$

Como o coeficiente de reação horizontal (k_h) não é um parâmetro geotécnico, ou seja, que depende exclusivamente das propriedades do solo, sendo, portanto, uma resposta do solo a uma estrutura com certa rigidez e solicitada por um dado carregamento, faz-se necessária sua avaliação pela proposta acima nas fases de carregamento da cortina de cais, quase sejam a dragagem e a atuação da sobrecarga na retroárea.

H=10 m

A seguir serão apresentados os gráficos com os deslocamentos e as tensões horizontais consideradas na interpretação e obtenção de k_h a partir dos modelos.

Condição: Dragagem

Figura 4.8 – Deslocamentos na ficha – Dragagem ($H = 10$ m)Figura 4.9 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Dragagem ($H = 10$ m)

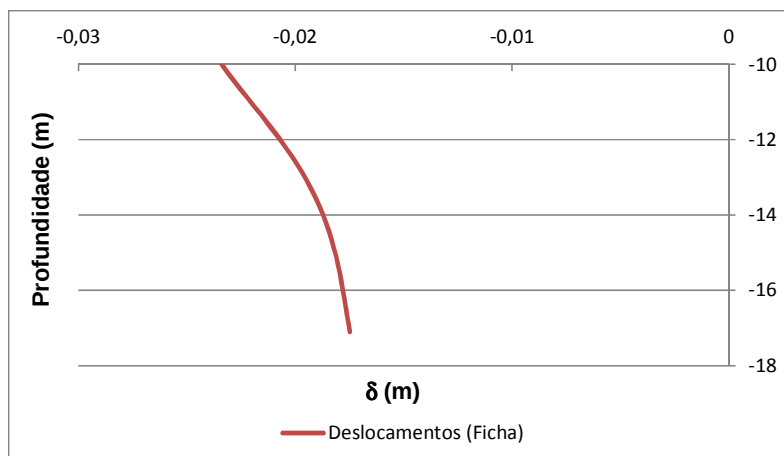
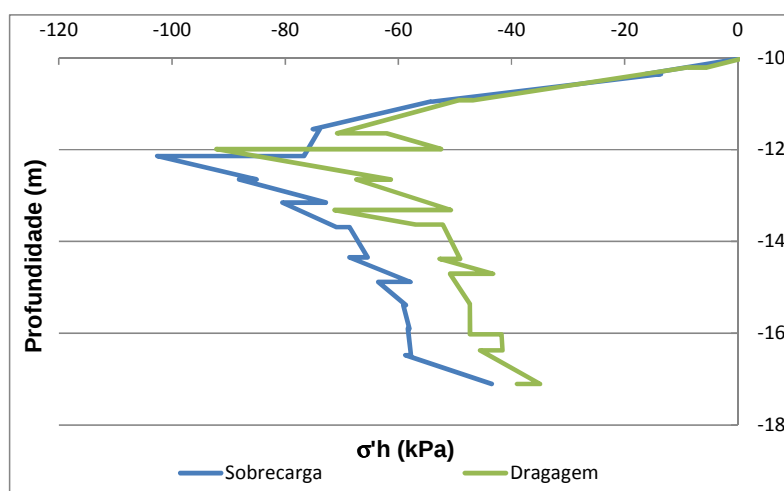
Para este caso, tem-se:

$$\overline{\Delta\sigma_h} = -31,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{\delta_h} = -0,014 \text{ m}$$

$$\overline{k_h} = 2232 \text{ kN/m}^3$$

Condição: Atuação da sobrecarga

Figura 4.10 – Deslocamentos na ficha – Sobrecarga ($H = 10$ m)Figura 4.11 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Sobrecarga ($H = 10$ m)

Para este caso, tem-se:

$$\overline{\Delta\sigma_h} = -13,9 \text{ kN/m}^2$$

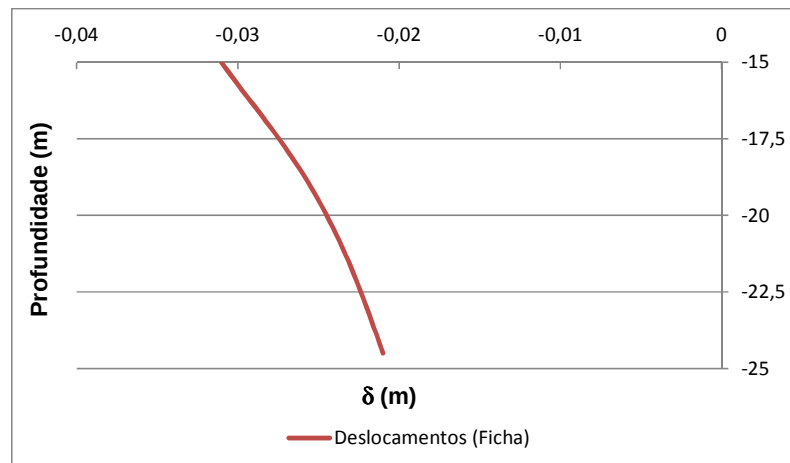
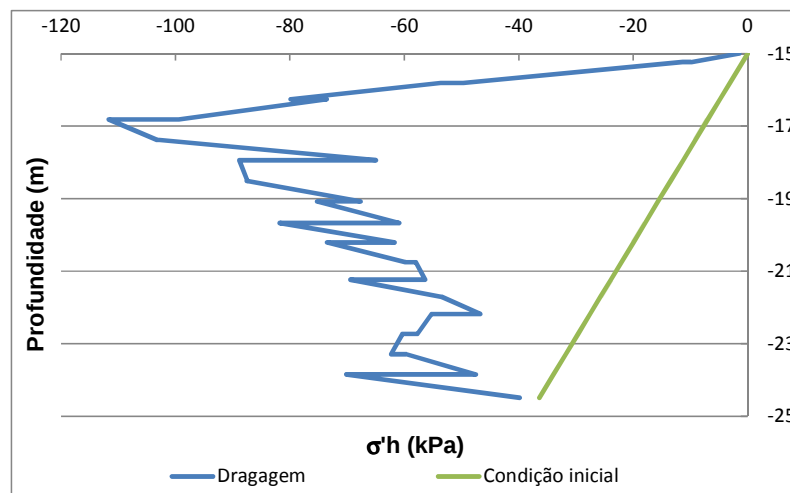
$$\overline{\delta h} = -0,006 \text{ m}$$

$$\overline{k_h} = 2494 \text{ kN/m}^3$$

H=15 m

A seguir serão apresentados os gráficos com os deslocamentos e as tensões horizontais consideradas na obtenção de k_h .

Condição: Dragagem

Figura 4.12 – Deslocamentos na ficha – Dragagem ($H = 15$ m)Figura 4.13 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Dragagem ($H = 15$ m)

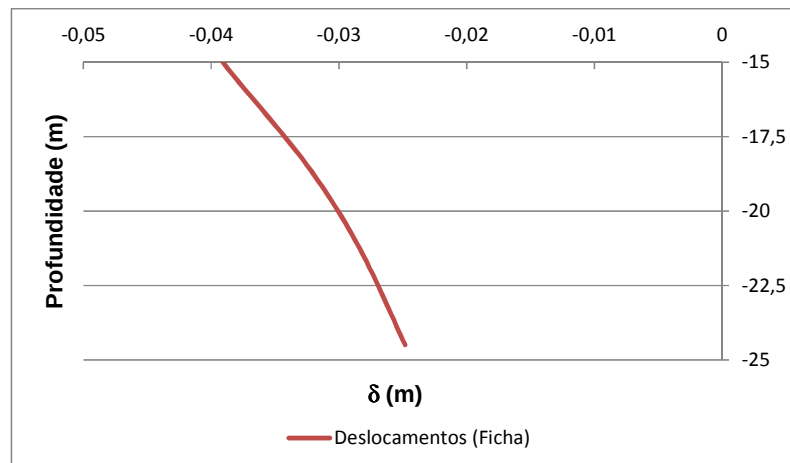
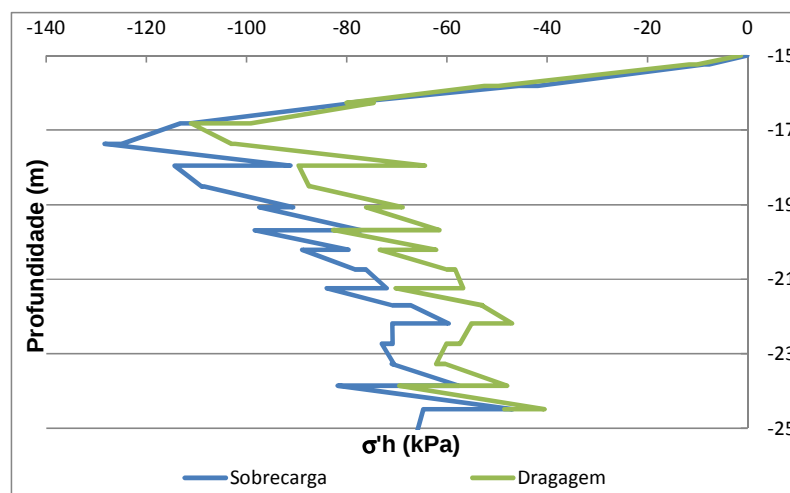
Para este caso, tem-se:

$$\overline{\Delta\sigma_h} = -39,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{\delta_h} = -0,024 \text{ m}$$

$$\overline{k_h} = 1664 \text{ kN/m}^3$$

Condição: Atuação da sobrecarga

Figura 4.14 – Deslocamentos na ficha – Sobrecarga ($H = 15$ m)Figura 4.15 – Tensões horizontais atuantes na ficha – Sobrecarga ($H = 15$ m)

Para este caso, tem-se:

$$\overline{\Delta\sigma'h} = -17 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{\delta'h} = -0,005 \text{ m}$$

$$\overline{k_h} = 3348 \text{ kN/m}^3$$

Definição da faixa de valores de k_h para as análises com as ferramentas baseadas na Hipótese de Winkler

A fim de se obter uma faixa de amplitude dos esforços e deslocamentos na cortina de cais por conta da variação do coeficiente de reação horizontal como parâmetro de deformabilidade, optou-se por realizar inicialmente, análises em cada programa adotando valores máximos e mínimos indicados no item anterior para k_h , quais sejam:

$$k_{hMIN} = 500 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{hMAX} = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Posteriormente, as análises para comparação qualitativa dos resultados das ferramentas será realizada para a média dos valores acima. Assim:

$$k_h = 2750 \text{ kN/m}^3$$

O valor acima, quando comparado com o valor médio mínimo e o médio máximo obtido anteriormente, corresponde a aproximadamente 65 % e 22 %, destes valores, respectivamente. Posteriormente será visto que esta faixa de variação é considerada pequena para o valor de k_h como parâmetro nas análises, e assim justificado o porquê da escolha deste valor.

b) Ferramentas baseadas na Hipótese de Winkler

Por conta do modelo adotado para modelar o solo no programa PLAXIS 2D considerar o módulo de elasticidade constante com a profundidade, adotou-se a mesma premissa para o k_h .

Para o caso específico do programa SPW 2006, onde ao invés de se definir um valor para o coeficiente horizontal, entra-se com o valor de " D_w ", foram considerados nas análises deste programa os seguintes valores:

$D_w = 0,02 \text{ m}$, como valor máximo;

$D_w = 0,20 \text{ m}$, como valor mínimo.

Para o estudo de comparação qualitativa dos resultados das ferramentas será adotado o valor médio, ou seja, $D_w = 0,11 \text{ m}$.

4.3.2 Resultados das Análises com Ferramentas Baseadas em Meio Contínuo

a) Esforços solicitantes da cortina de cais e sistema de ancoragens

H = 10 m

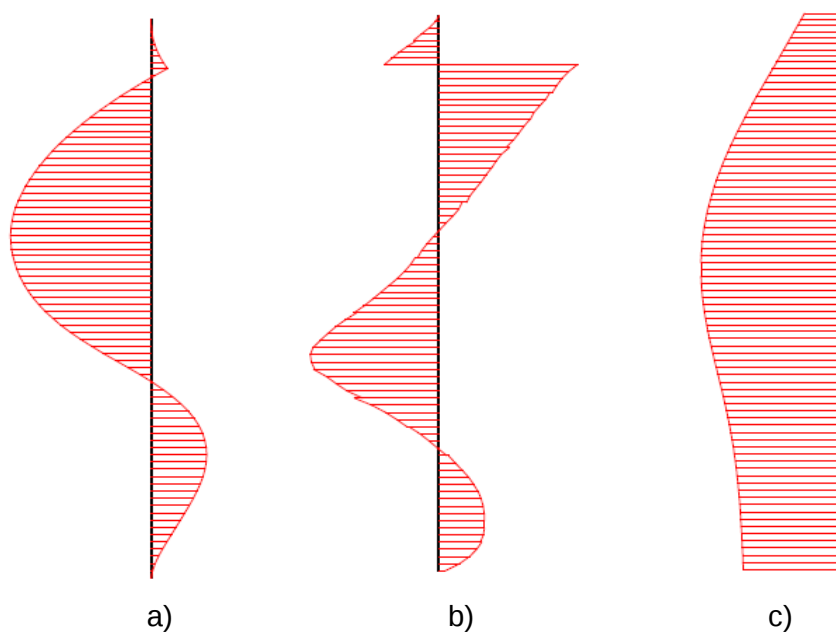


Figura 4.16 – Gráficos com os resultados da análise pelo programa PLAXIS 2D – H = 10 m: a) Momento fletor; b) Esforço cortante; c) Deslocamentos

Seguem na Tabela 4.8 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.8. Valores máximos obtidos nas análises – PLAXIS 2D – H = 10 m

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
N/A	256,5	113,0	24,9	156,7

A partir da Tabela 4.8 acima e nas que seguem adiante, considera-se a seguinte legenda para os resultados obtidos para a cortina de cais:

M = momento fletor;

Q = esforço cortante;

δ = deslocamento horizontal;

T = carga nos tirantes.

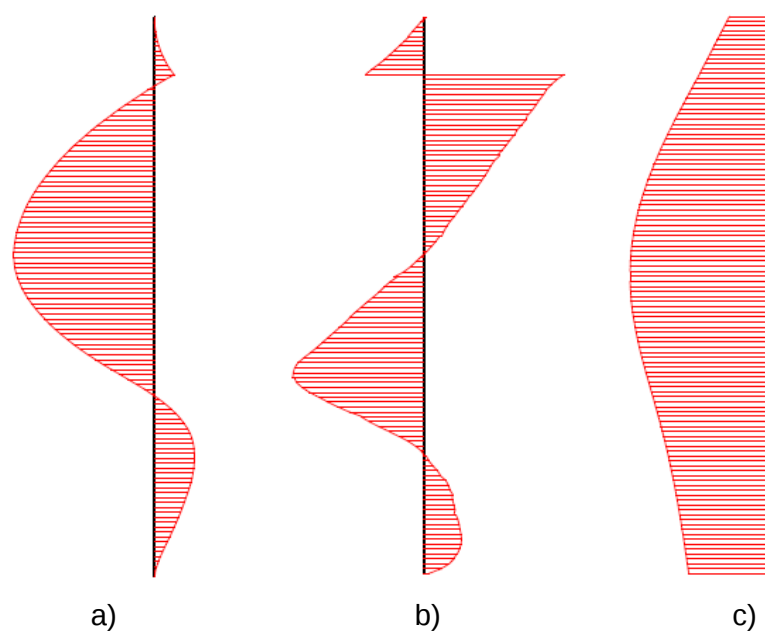
H = 15 m

Figura 4.17 – Gráficos com os resultados da análise pelo programa PLAXIS 2D – H = 15 m: a) Momento fletor; b) Esforço cortante; c) Deslocamentos

Seguem na Tabela 4.9 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.9. Valores máximos obtidos nas análises – PLAXIS 2D – H = 15 m

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
N/A	721,9	211,7	42,7	300,1

b) Resultados em termos de tensões e deformações no solo

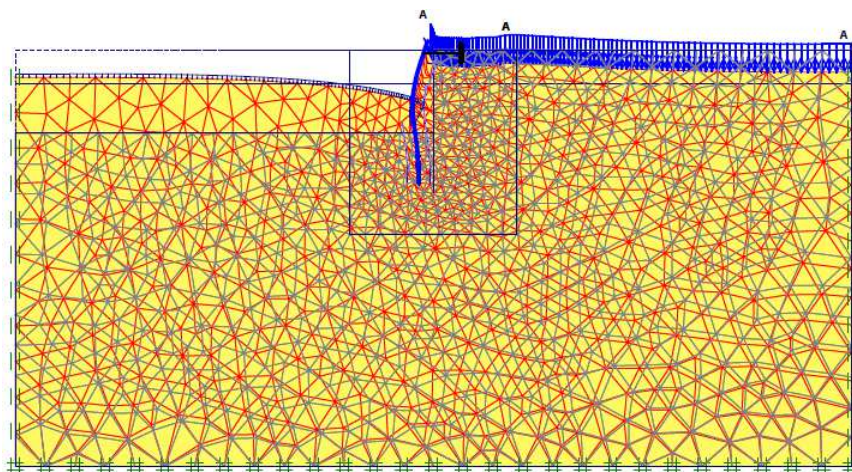
H = 10 m

Figura 4.18 - Malha deformada - atuação da sobrecarga - H = 10 m

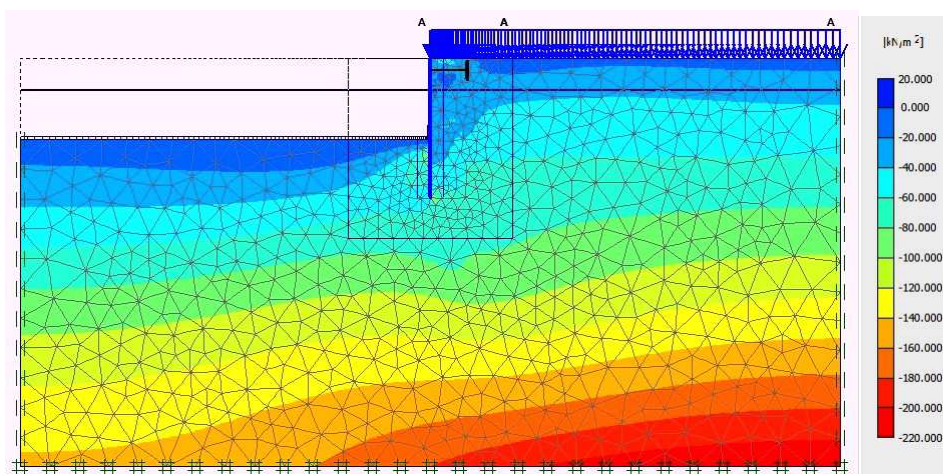


Figura 4.19 - Tensões horizontais efetivas - atuação da sobrecarga - H = 10 m

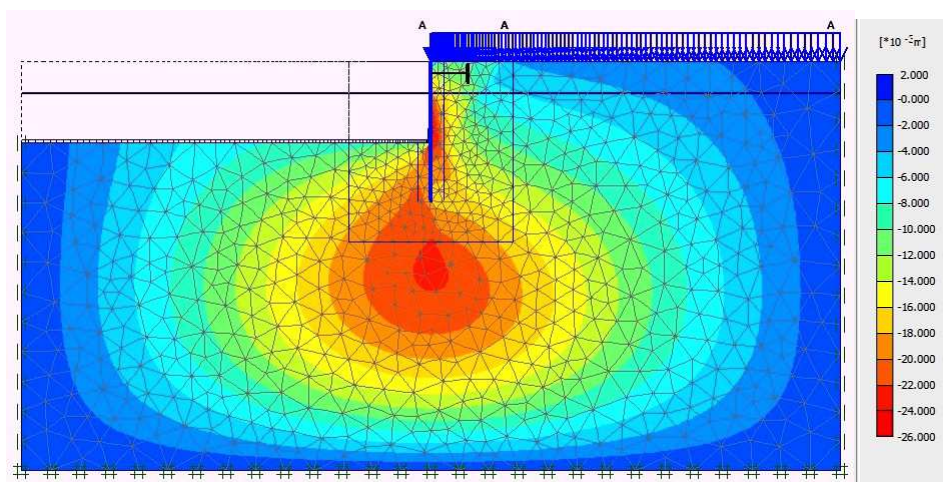


Figura 4.20 - Deslocamentos horizontais - atuação da sobrecarga - H = 10 m

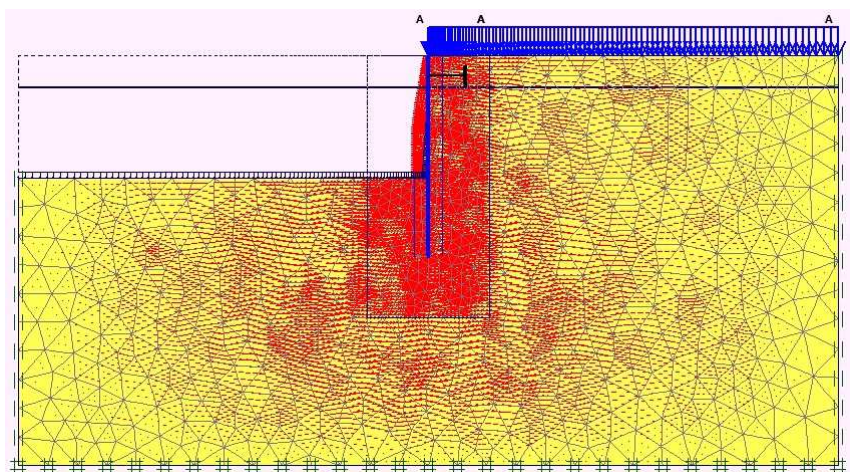


Figura 4.21 - Vetores de deslocamento horizontal - atuação da sobrecarga - $H = 10 \text{ m}$

$H = 15 \text{ m}$

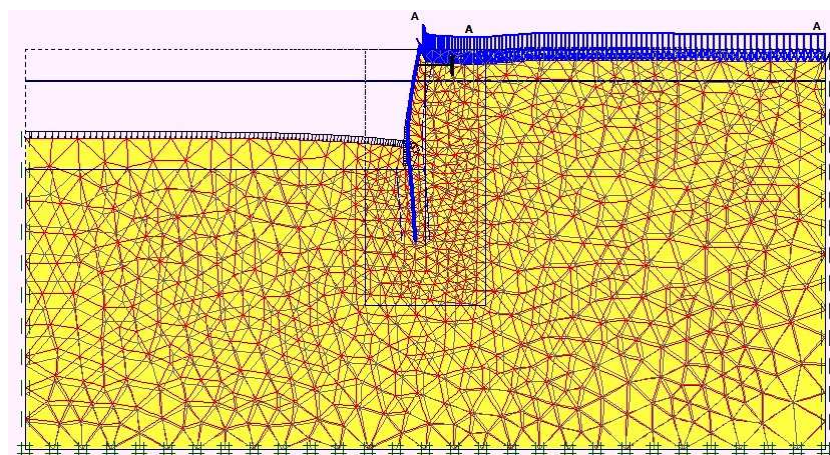


Figura 4.22 - Malha deformada - atuação da sobrecarga - $H = 15 \text{ m}$

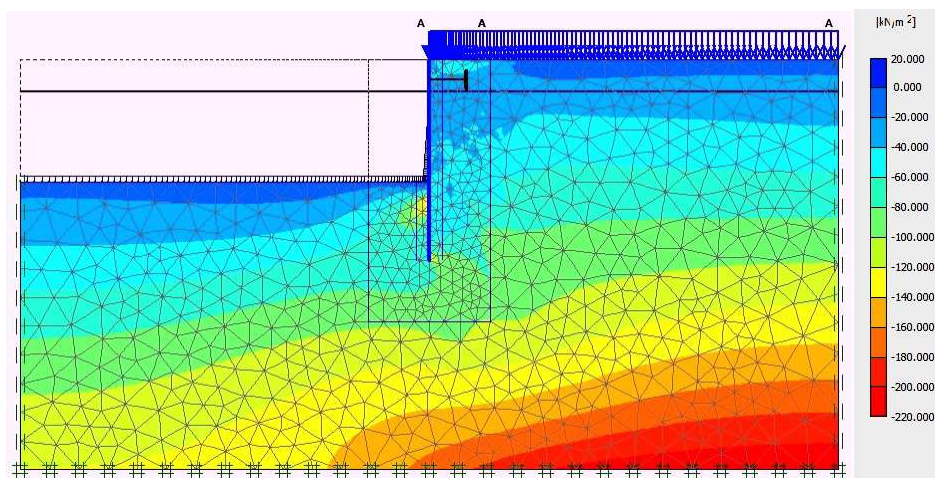


Figura 4.23 - Tensões horizontais efetivas - atuação da sobrecarga - $H = 15 \text{ m}$

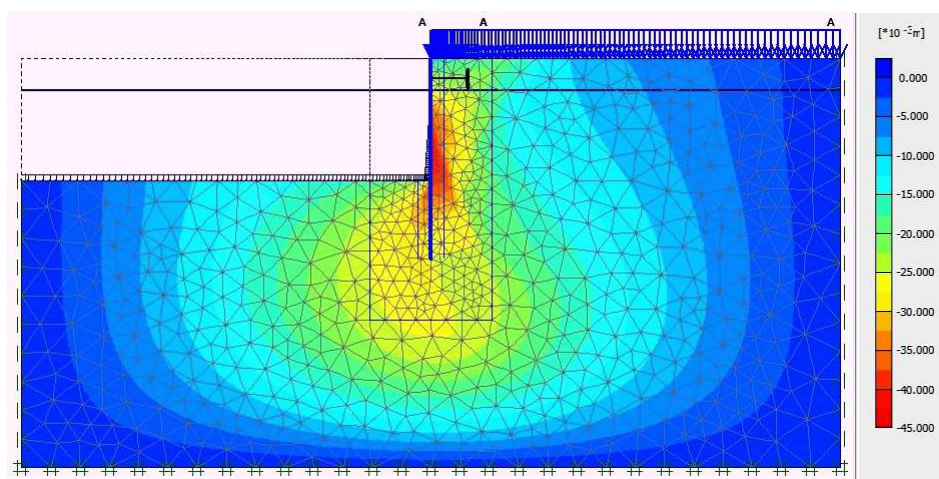


Figura 4.24 - Deslocamentos horizontais - atuação da sobrecarga - $H = 15\text{ m}$

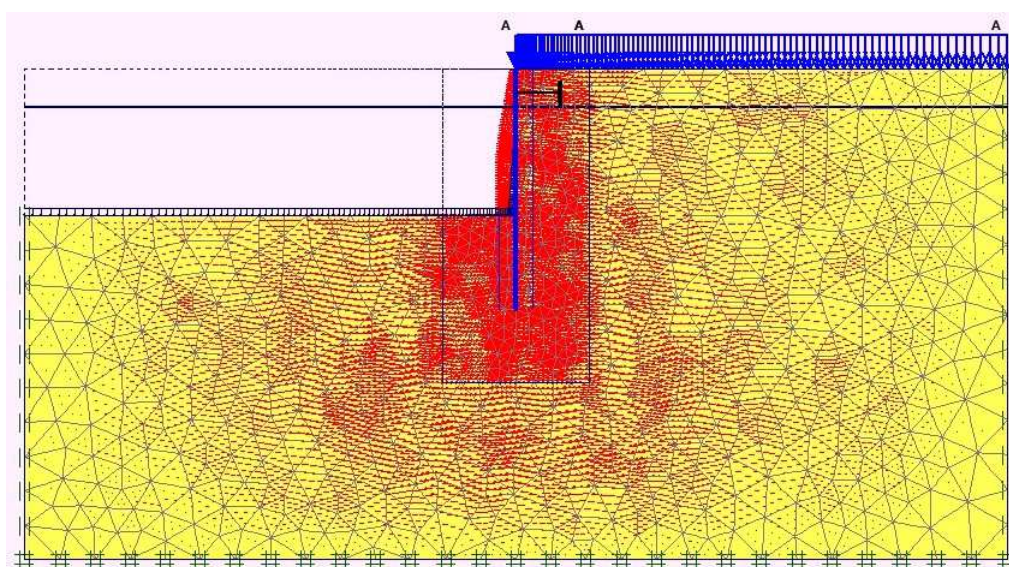


Figura 4.25 - Vetores de deslocamento horizontal - atuação da sobrecarga - $H = 15\text{ m}$

4.3.3 Resultados das Análises com Ferramentas Baseadas na Hipótese de Winkler

Neste item é feita uma comparação entre os resultados das análises realizadas com as ferramentas baseadas na Hipótese de Winkler, disponíveis e apresentadas na Tabela 4.1. As análises consideram a faixa de variação do valor de k_h , entre o valor mínimo ($k_h = 500\text{ kN/m}^3$ - [MÍN]) e máximo $k_h = 5000\text{ kN/m}^3$ - [MÁX]), conforme definido no item 4.3.1.

Os resultados são apresentados para as duas alturas de cais consideradas no estudo.

a) DEEP

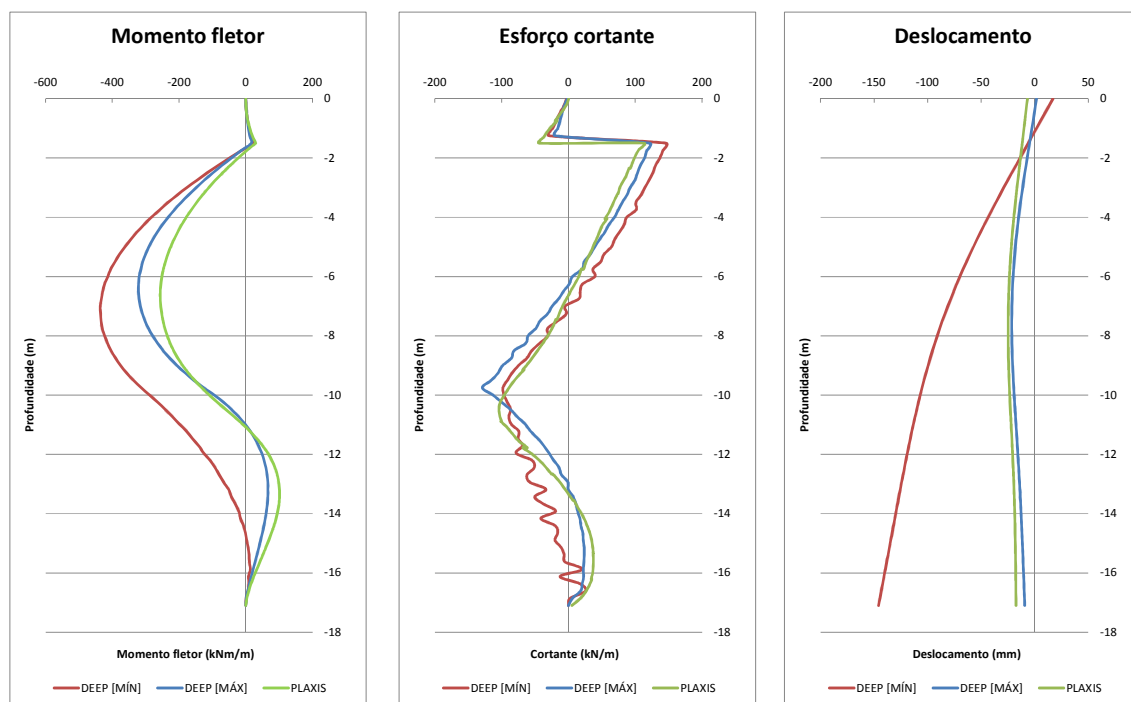
H = 10 m

Figura 4.26 – Gráficos com os resultados do programa DEEP – H = 10 m

Seguem na Tabela 4.10 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.10. Valores máximos obtidos nas análises – DEEP – H = 10 m

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	321,7	128,9	21,5	144,7
[MÍN]	436,5	145,9	145,8	180,0

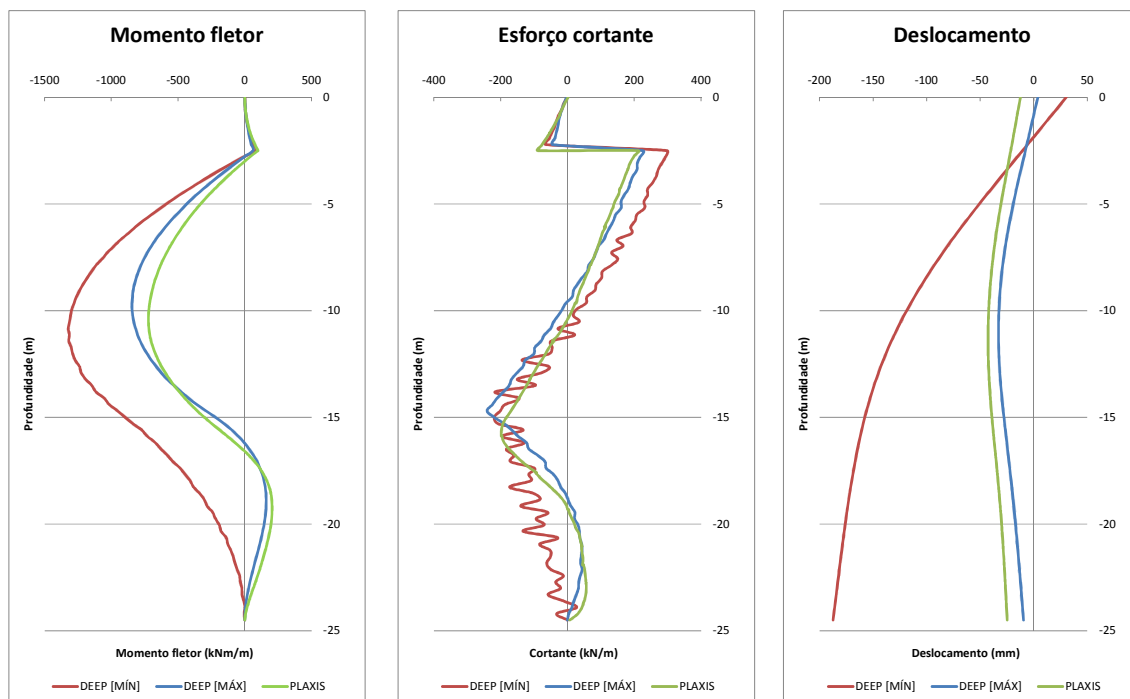
H = 15 m

Figura 4.27 – Gráficos com os resultados do programa DEEP – H = 15 m

Seguem na Tabela 4.11 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.11. Valores máximos obtidos nas análises – DEEP – H = 15 m

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	845,8	240,7	32,9	274,2
[MÍN]	1323,0	297,3	187,3	366,7

b) SPW 2006

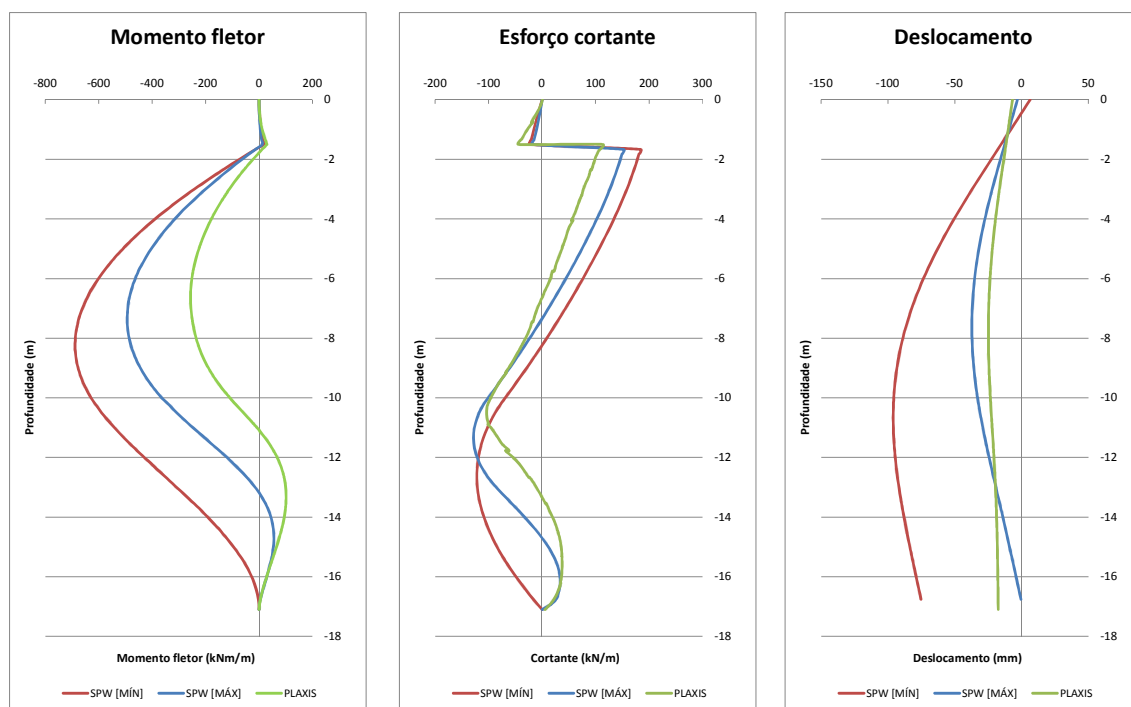
H = 10 m

Figura 4.28 – Gráficos com os resultados do programa SPW 2006 – H = 10 m

Seguem na Tabela 4.12 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.12. Valores máximos obtidos nas análises – SPW 2006 – H = 10 m

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	494,2	151,9	37,2	171,8
[MÍN]	689,0	183,7	96,0	208,7

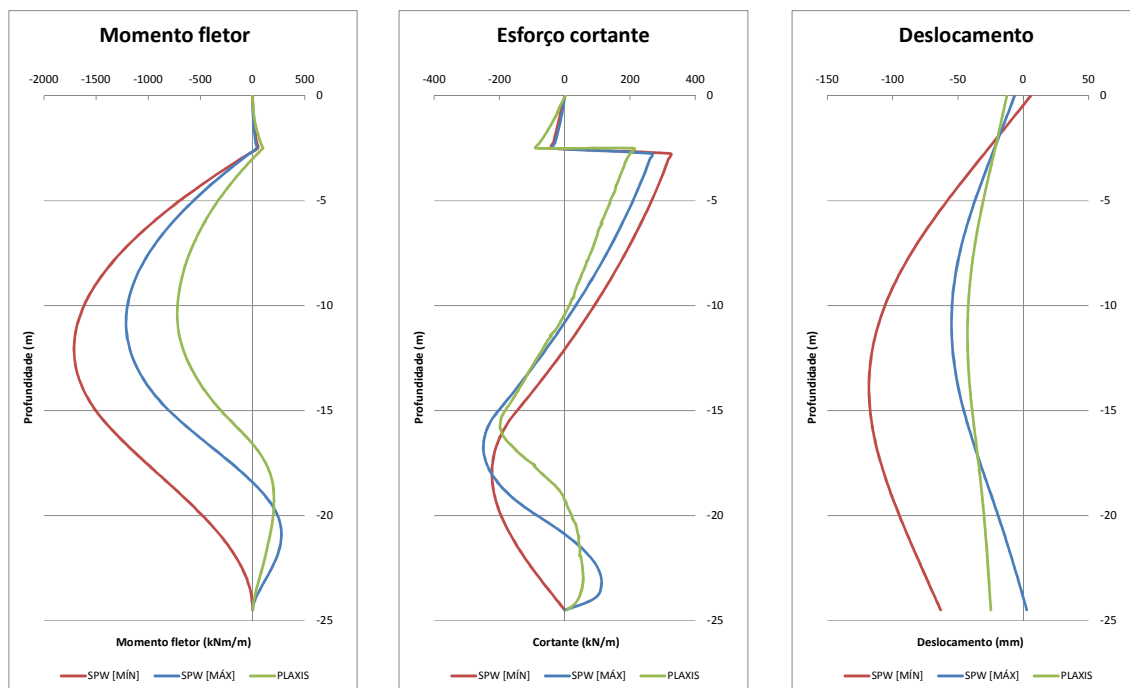
H = 15 m

Figura 4.29 – Gráficos com os resultados do programa SPW 2006 – H = 15 m

Seguem na Tabela 4.13 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.13. Valores máximos obtidos nas análises – SPW 2006 – H = 15 m

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	1212,9	266,4	54,9	306,1
[MÍN]	1711,0	323,3	118,1	368,4

c) D-Sheet

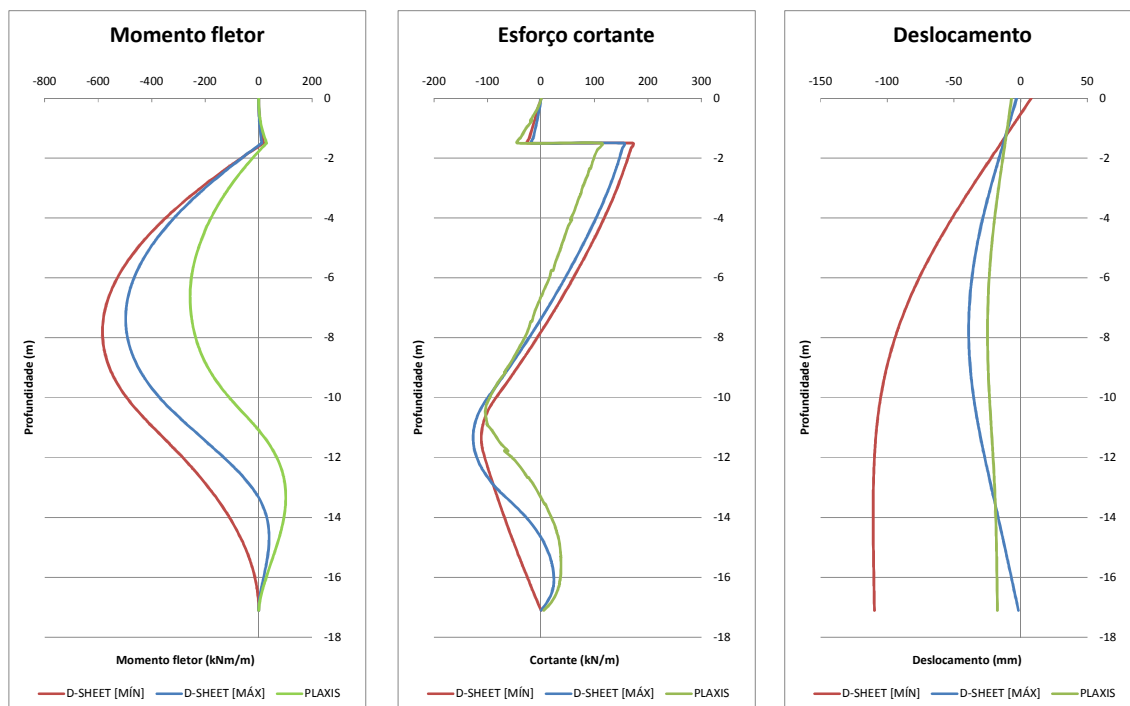
H = 10 m

Figura 4.30 – Gráficos com os resultados do programa D-SHEET– H = 10 m

Seguem na Tabela 4.14 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.14. Valores máximos obtidos nas análises – D-SHEET – H = 10 m

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	497,3	154,7	39,0	172,0
[MÍN]	583,9	171,3	110,6	196,1

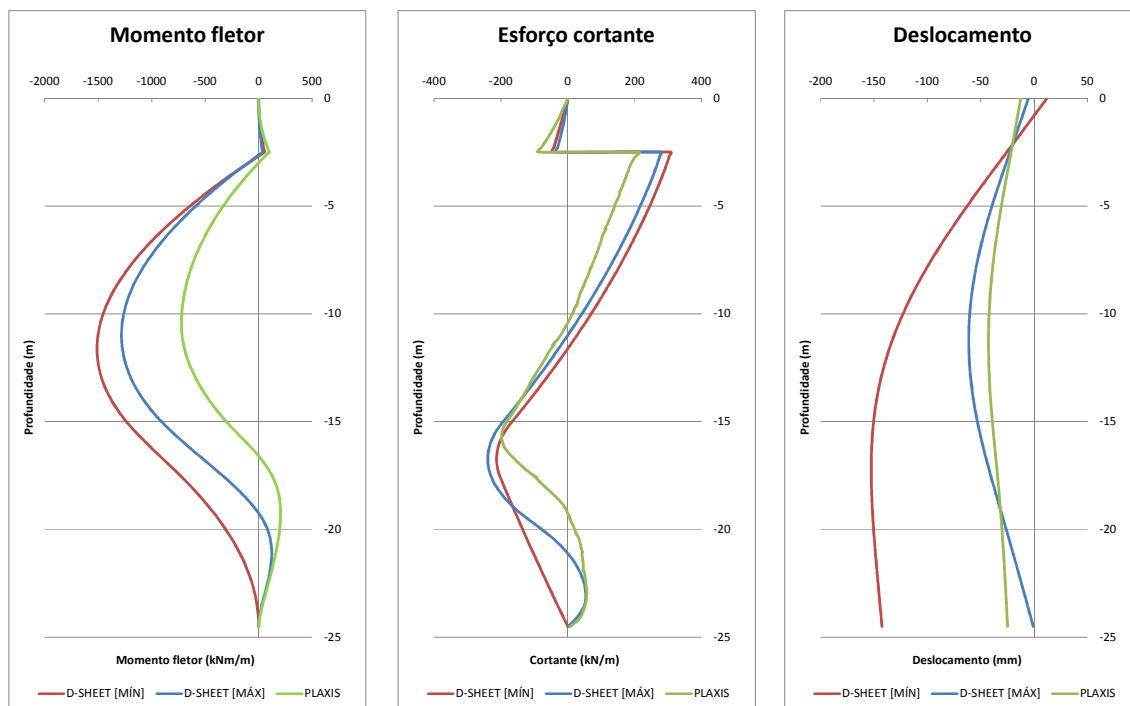
H = 15 m

Figura 4.31 – Gráficos com os resultados do programa D-SHEET – H = 15 m

Seguem na Tabela 4.15 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.15. Valores máximos obtidos nas análises – D-SHEET – H = 15 m

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	1282,1	279,2	61,2	313,8
[MÍN]	1510,8	308,0	152,5	353,9

d) RIDO

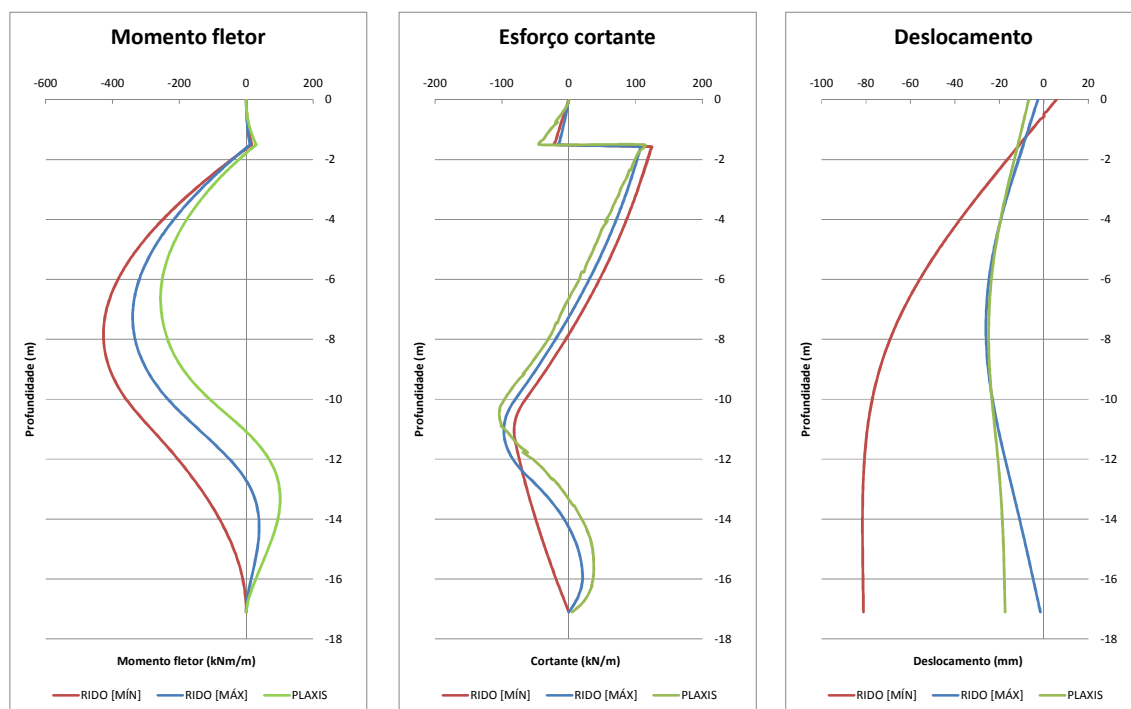
H = 10 m

Figura 4.32 – Gráficos com os resultados do programa RIDO – H = 10 m

Seguem na Tabela 4.16 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.16. Valores máximos obtidos nas análises – RIDO – H = 10 m

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	339,9	108,3	26,1	123,2
[MÍN]	427,2	124,9	81,6	146,4

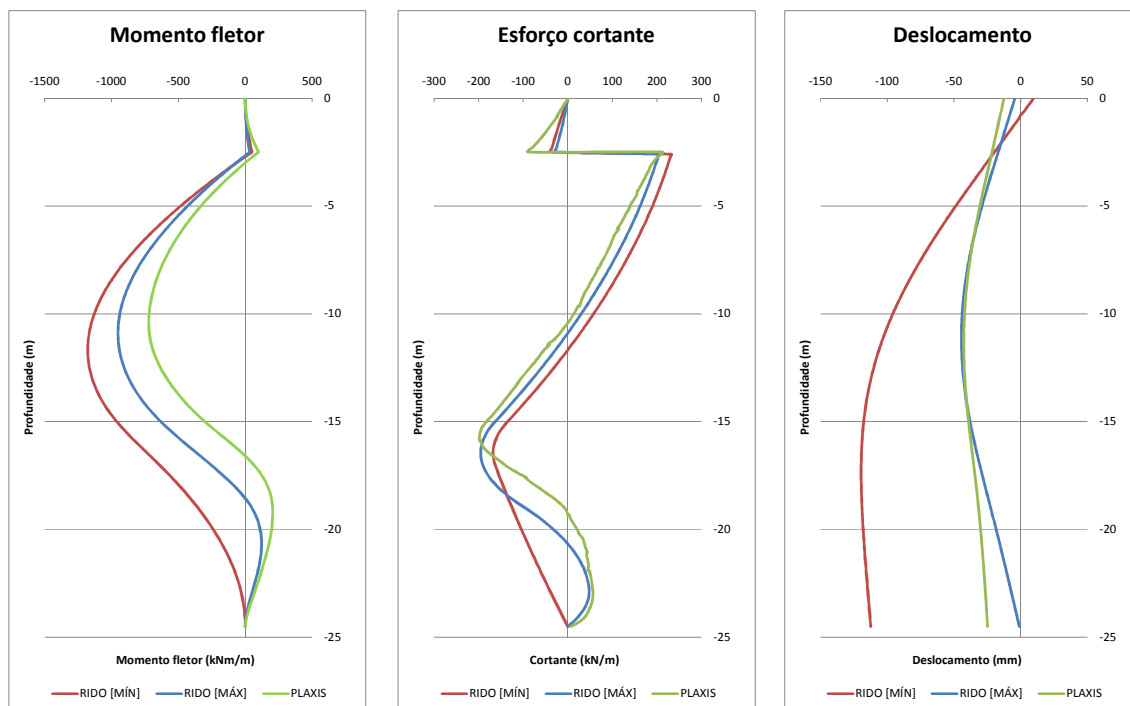
H = 15 m

Figura 4.33 – Gráficos com os resultados do programa RIDO – H = 15 m

Seguem na Tabela 4.17 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa, incluindo a carga nos tirantes:

Tabela 4.17. Valores máximos obtidos nas análises – RIDO – H = 15 m

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	951,8	205,5	44,4	233,4
[MÍN]	1178,3	233,7	119,6	272,2

Quadro resumo geral com os valores obtidos nas análises (Winkler)

A partir dos resultados apresentados pode-se montar a Tabela 4.18 abaixo com a variação percentual dos esforços e deslocamentos para os casos de cortina analisados pelos programas.

Tabela 4.18. Comparação entre os valores máximos obtidos nas análises com variação percentual

DEEP

H=10

H=15

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	321,7	128,9	21,5	144,7
[MÍN]	436,5	145,9	145,8	180

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	845,8	240,7	32,9	274,2
[MÍN]	1323	297,3	187,3	366,7

VAR %	35,7 %	13,2 %	578,1 %	24,4 %
-------	--------	--------	---------	--------

VAR %	56,4 %	23,5 %	469,3 %	33,7 %
-------	--------	--------	---------	--------

SPW

H=10

H=15

Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	494,2	151,9	37,2	171,8
[MÍN]	689	183,7	96,0	208,7

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	1212,9	266,4	54,9	306,1
[MÍN]	1711	323,3	118,1	368,4

VAR %	39,4 %	20,9 %	158,1 %	21,5 %
-------	--------	--------	---------	--------

VAR %	41,1 %	21,4 %	115,1 %	20,4 %
-------	--------	--------	---------	--------

D-SHEET

H=10

H=15

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	497,3	154,7	39,0	172,0
[MÍN]	583,9	171,3	110,6	196,1
VAR %	17,4 %	10,7 %	183,6 %	14 %

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	1282,1	279,2	61,2	313,8
[MÍN]	1510,8	308	152,5	353,9
VAR %	17,8 %	10,3 %	149,2 %	12,8 %

RIDO

H=10

H=15

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	339,9	108,3	26,1	123,2
[MÍN]	427,2	124,9	81,6	146,4

Condição	M (kN/m)	Q (m)	δ (mm)	T (kN/m)
[MÁX]	951,8	205,5	44,4	233,4
[MÍN]	1178,3	233,7	119,6	272,2

VAR %	25,7 %	15,3 %	212,6 %	18,8 %
-------	--------	--------	---------	--------

VAR %	23,8 %	13,7 %	169,4 %	16,6 %
-------	--------	--------	---------	--------

LEGENDA:

	Maior variação percentual observada para o momento fletor
	Maior variação percentual observada para o esforço cortante
	Maior variação percentual observada para o deslocamento
	Maior variação percentual observada para a carga no tirante

Conclusões a partir da observação da tabela com variação percentual

Para os valores de esforço cortante obtidos observa-se que o mesmo apresenta pequena sensibilidade à variação do coeficiente de reação horizontal. A máxima variação foi encontrada para o programa DEEP (24 %) e a mínima para o programa D-Sheet (10 %), ambas para a condição H = 15 m.

A influência da variação de k_h é mais pronunciada nos resultados de momentos fletores, embora também possa ser considerada pequena, ou seja, percentualmente menor se comparada com a faixa de variação do k_h adotado no estudo. A máxima variação foi de 56 % e a mínima de 17 %, para os programas DEEP (H= 15 m) e D-Sheet (H = 10 m), respectivamente.

Os deslocamentos obtidos nas análises foram os que apresentaram a maior dispersão e se mostraram muito dependentes da variação do valor de k_h . Para o valor mínimo adotado para k_h (500 kN/m³), através da observação dos gráficos, fica evidenciada a condição de extremidade livre, para todos os casos. No entanto, ressalta-se que esta condição é muito conservadora e foge da realidade, pois este valor de k_h é muito baixo para o solo considerado no estudo.

4.4 COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS

Neste item é feita uma comparação entre os resultados das análises realizadas com as ferramentas baseadas em meio contínuo e baseadas na Hipótese de Winkler, considerando para estas últimas, o valor médio de k_h , conforme definido no item 4.3.1.

Os resultados são apresentados para as duas alturas de cais consideradas no estudo.

H = 10 m

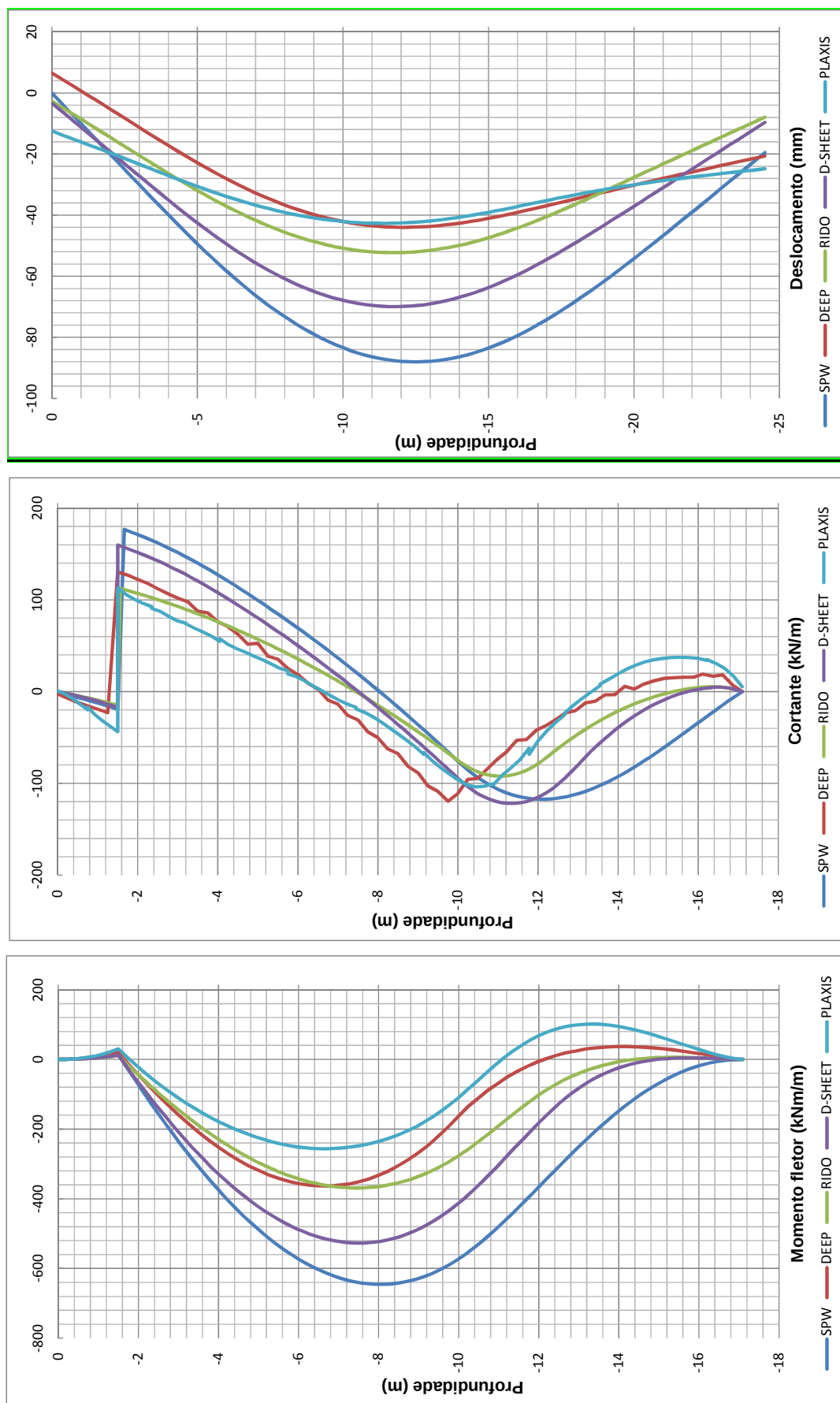


Figura 4.34 – Comparação entre os resultados para o valor médio de $k_h - H = 10 \text{ m}$

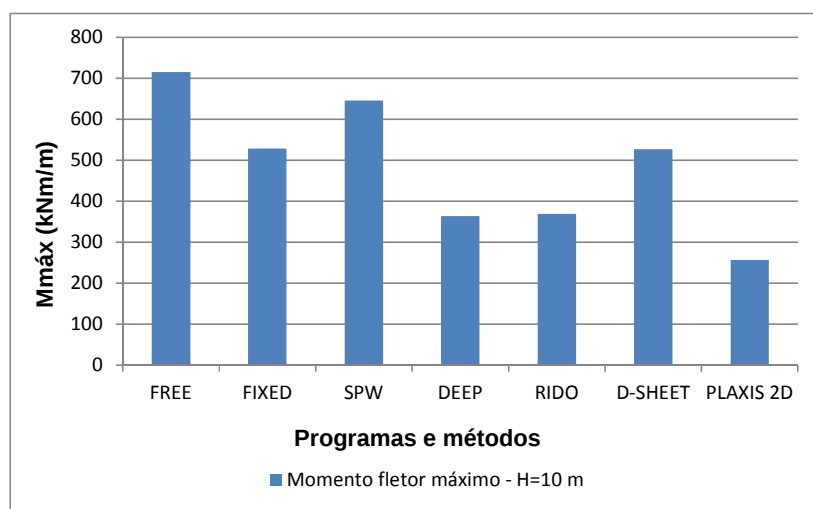


Figura 4.35 – Comparação entre os momentos fletores máximos – $H = 10$ m

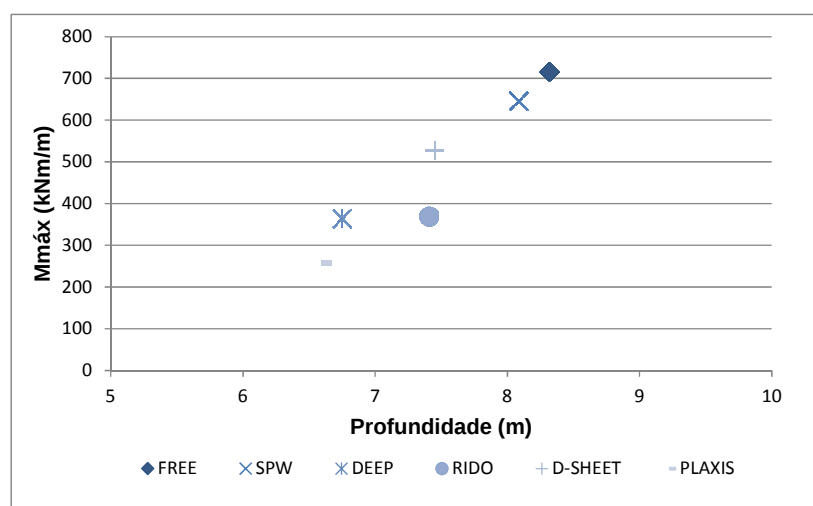


Figura 4.36 – Momentos fletores máximos e profundidades de ocorrência – $H = 10$ m

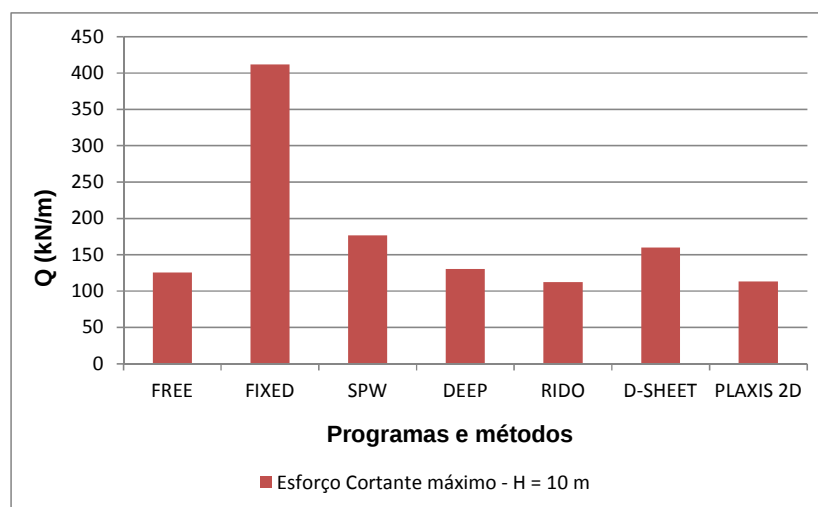


Figura 4.37 – Comparação entre os esforços cortantes máximos – $H = 10$ m

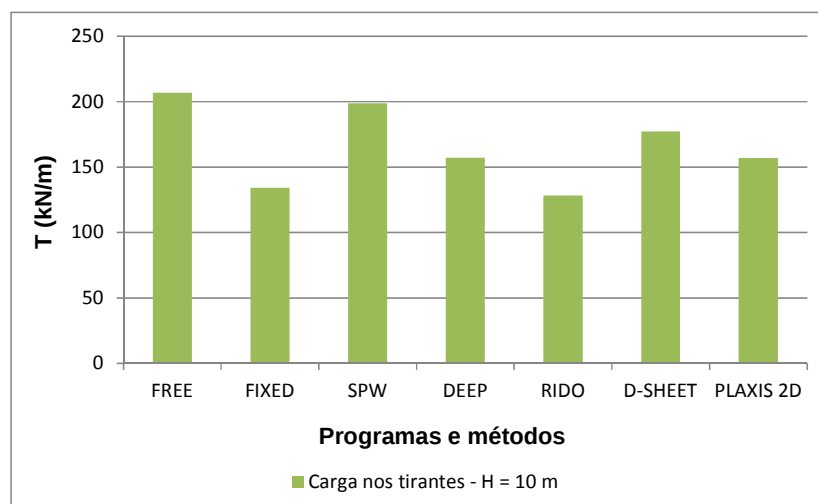


Figura 4.38 – Comparação entre as cargas nos tirantes – $H = 10\text{ m}$

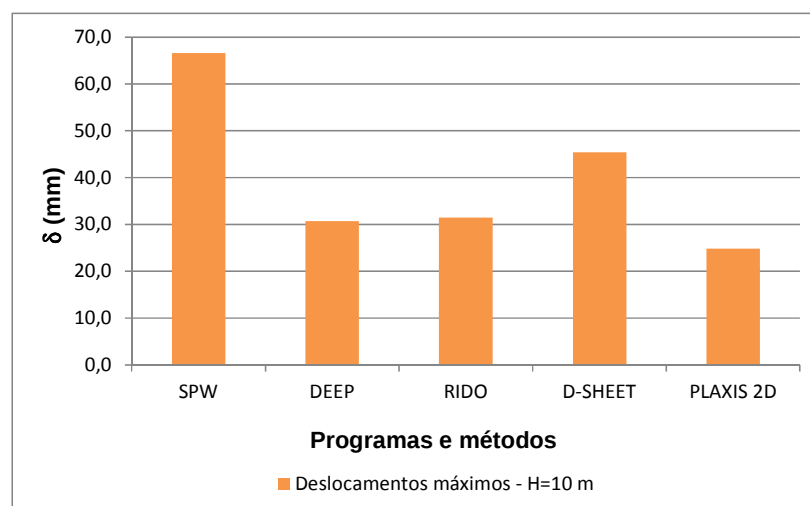


Figura 4.39 – Comparação entre os deslocamentos máximos – $H = 10\text{ m}$

H = 15

Momento fletor

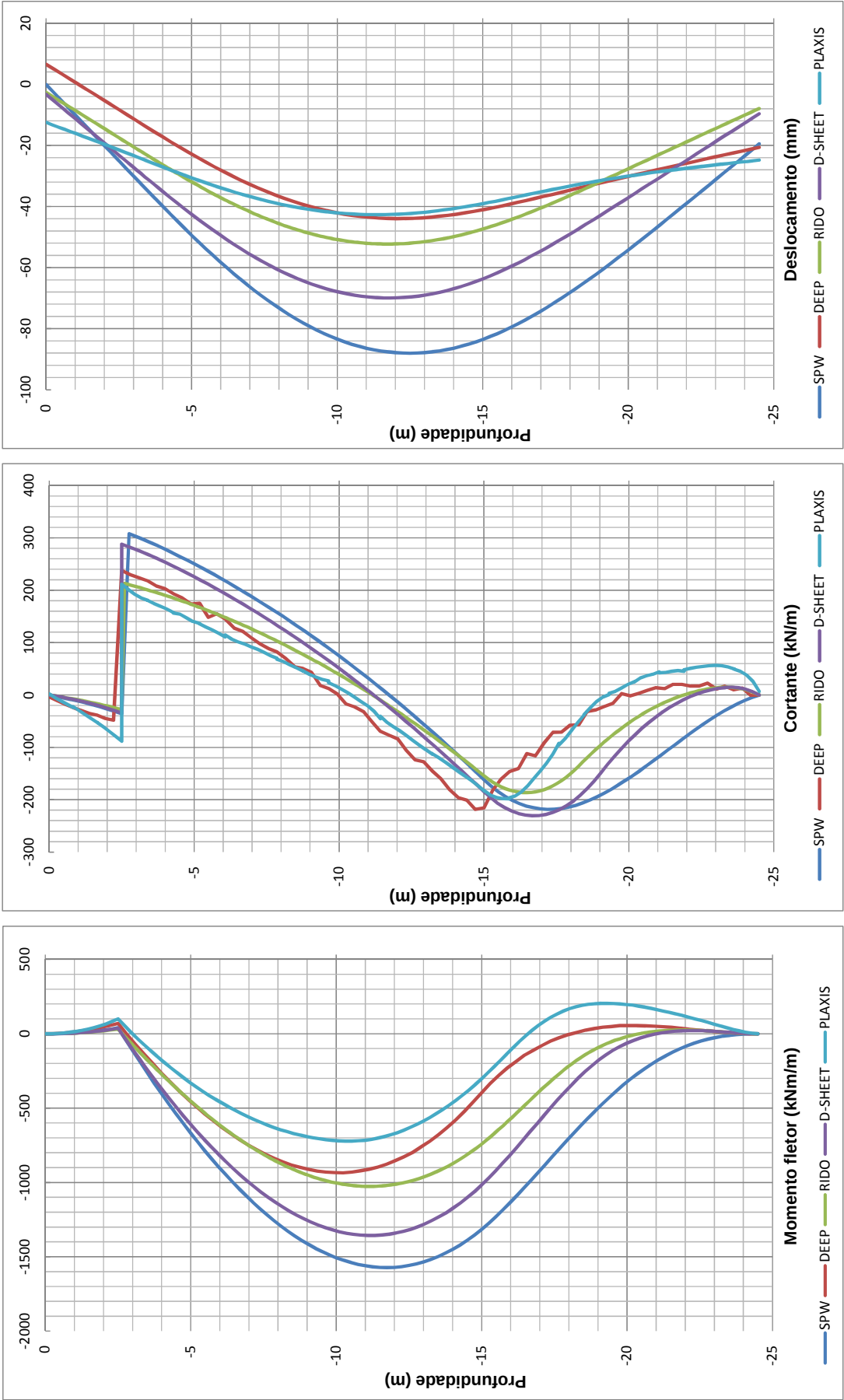


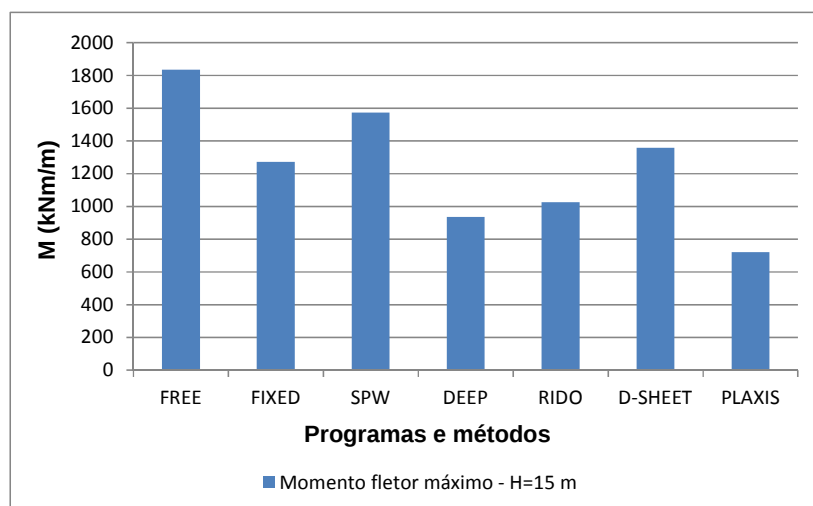
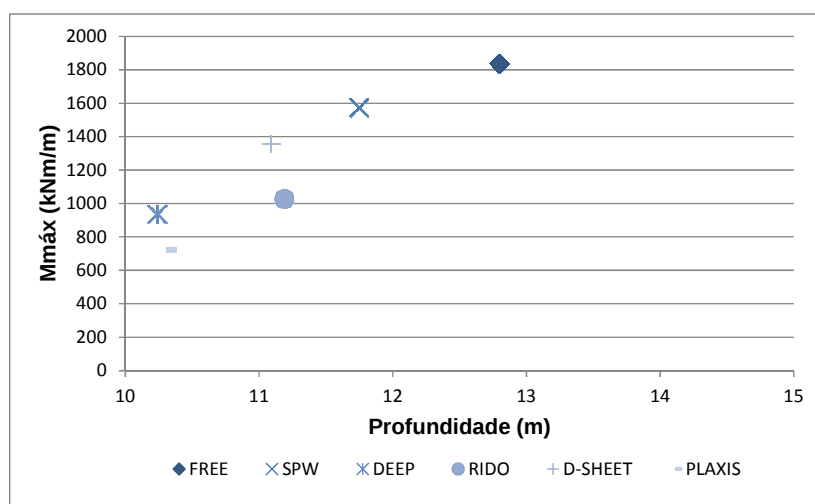
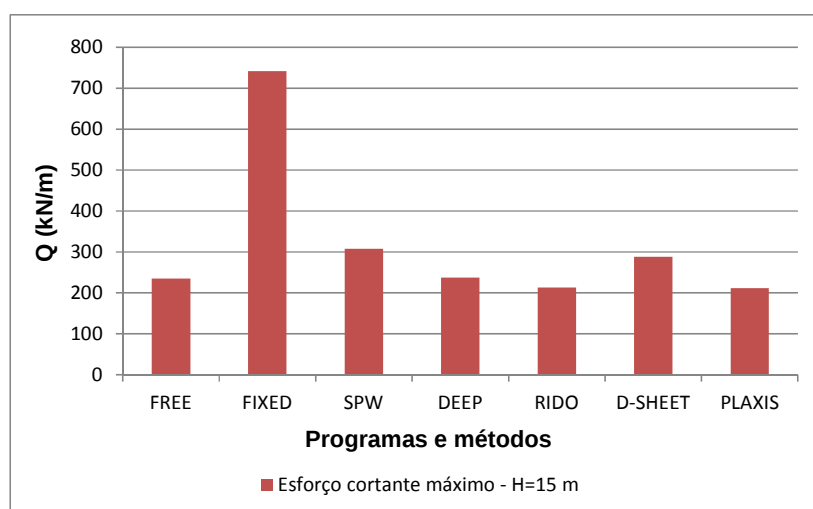
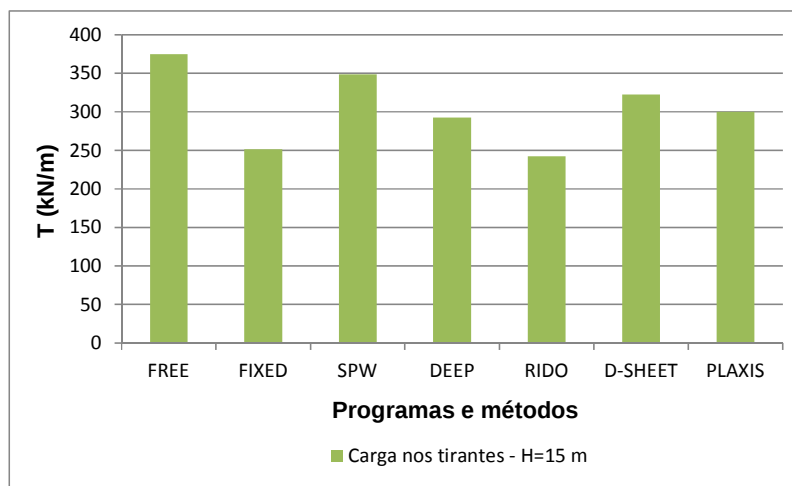
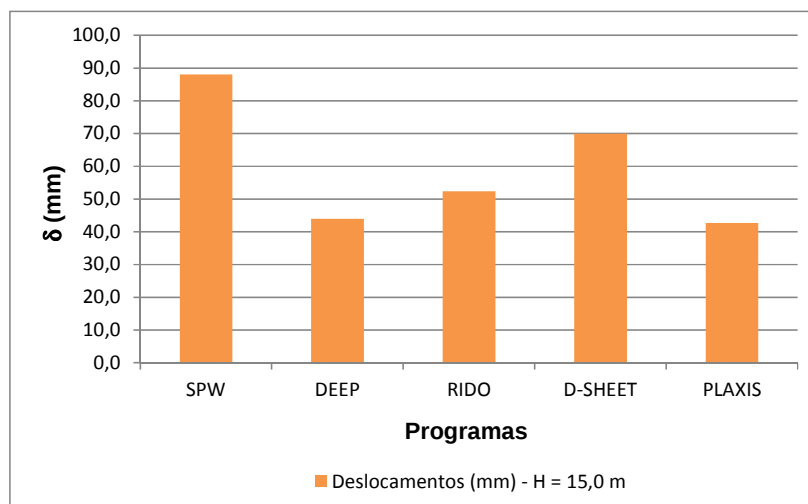
Figura 4.40 – Comparação entre os resultados para o valor médio de $k_h - H = 15 \text{ m}$ Figura 4.41 – Comparação entre os momentos fletores máximos – $H = 15 \text{ m}$ Figura 4.42 – Momentos fletores máximos e profundidades de ocorrência – $H = 15 \text{ m}$ 

Figura 4.43 – Comparação entre os esforços cortantes máximos – $H = 15\text{ m}$ Figura 4.44 – Comparação entre as cargas nos tirantes – $H = 15\text{ m}$ Figura 4.45 – Comparação entre os deslocamentos máximos – $H = 15\text{ m}$ Tabela 4.19. Variação percentual dos resultados dos programas (Winkler) comparados com Plaxis 2D para o valor médio de k_h – $H = 10\text{ m}$

PLAXIS 2D		H=10			
	Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)
	N/A	256,5	113	24,9	156,7
DEEP	VAR %	41,7 %	15,2 %	23,3 %	0,3 %
SPW	VAR %	151,6 %	56,4 %	167,6 %	26,8 %
D-SHEET	VAR %	105,4 %	41,3 %	82,5 %	13 %
RIDO	VAR %	43,8 %	-0,5 %	26,5 %	-18,2 %

Tabela 4.20. Variação percentual dos resultados dos programas (Winkler) comparados com Plaxis 2D para o valor médio de $k_h - H = 15$ m

PLAXIS 2D		H=15			
Condição	M (kN/m)	Q (kN/m)	δ (mm)	T (kN/m)	
N/A	721,9	211,7	42,7	300,1	
DEEP	VAR %	29,5 %	12,2 %	3 %	-2,6 %
SPW	VAR %	117,9 %	45,3 %	106,2 %	16,2 %
D-SHEET	VAR %	87,9 %	36 %	63,9 %	7,5 %
RIDO	VAR %	42,2 %	0,6 %	22,5 %	-19,3 %

Conclusões do estudo de comparação entre as ferramentas (abordagem de k_h médio)

Para o estudo considerado, de um modo geral, os resultados para os momentos fletores das análises do PLAXIS 2D se mostraram menores, se comparados aos resultados dos outros programas e métodos. O resultado que mais se aproxima do PLAXIS 2D é o do DEEP. As variações máximas e mínimas foram observadas nos programas SPW (152 %) e DEEP (30 %), para a condição $H = 10$ m e $H = 15$ m, respectivamente.

Para os valores obtidos para os esforços cortantes, nota-se que as diferenças são menores, sendo que o resultado que mais se aproxima do obtido no PLAXIS 2D é o do programa RIDO. As variações máximas e mínimas foram observadas nos programas SPW (56 %) e RIDO (- 0,5 %), respectivamente, ambas para a condição $H = 10$ m.

Para os deslocamentos, considerando o valor obtido para a condição $H = 10$ m no Plaxis 2D e a variação máxima deste parâmetro (SPW), o resultado é de aproximadamente $H/150$, o que é um valor aceitável para esta altura de cais.

O resultado que apresentou as menores dispersões foi para a carga nos tirantes, com uma variação máxima de 27 %.

4.5 UMA PROPOSTA PARA OBTENÇÃO DE k_h POR ANÁLISE DE UM MEIO CONTÍNUO (ANALOGIA COM O PROBLEMA DE FUNDAÇÃO RÍGIDA SOBRE MEIO CONTÍNUO)

Com o intuito de relacionar o coeficiente de reação horizontal para cortinas com as propriedades do solo, estudou-se o caso de uma ficha rígida. Partiu-se da analogia ao problema de uma fundação rígida apoiada sobre meio contínuo. Para o caso de uma fundação rígida apoiada sobre meio elástico linear, tem-se a seguinte equação da Teoria da Elasticidade (Velloso e Lopes, 2002):

$$k_v = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{I_s} \cdot \frac{1}{B} \quad (4.3)$$

onde:

k_v = coeficiente de reação vertical do solo;

E = módulo de elasticidade;

ν = Coeficiente de Poisson;

I_s = fator de forma da fundação

B = largura da fundação

Buscando estabelecer uma equação que possibilite obter o valor de k_h a partir das propriedades do meio contínuo e do comprimento da ficha, pode-se escrever:

$$k_h = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{I_F} \cdot \frac{1}{T} \quad (4.4)$$

onde:

k_h = coeficiente de reação horizontal do solo;

E = módulo de elasticidade;

ν = Coeficiente de Poisson;

I_F = fator de forma da ficha;

T = comprimento da ficha

Para esta equação busca-se um valor ou uma faixa de valores para o coeficiente de forma da ficha (I_F), já que os outros parâmetros da equação proposta são conhecidos. Assim, pode-se reescrever a equação (4.4) para o coeficiente de forma da ficha (I_F):

$$I_F = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{\frac{p}{\delta h}} \cdot \frac{1}{T} \quad (4.5)$$

Para a obtenção de I_F , foi elaborado um modelo no programa PLAXIS 2D, em que se obtém o deslocamento da ficha para uma pressão unitária (lembrando que k_h é a razão entre a pressão aplicada e o deslocamento horizontal médio). A ficha tem rigidez elevada e o solo é modelado como um material elástico-linear. O esquema do modelo considerado segue na figura Figura 4.46 abaixo:

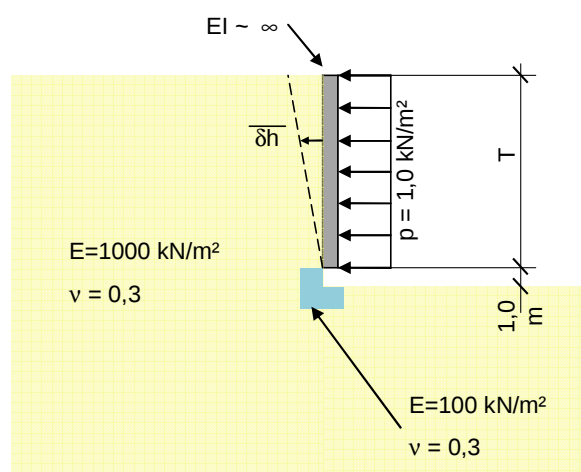


Figura 4.46 – Esquema do modelo para o estudo proposto

Em se tratando de um modelo elástico-linear, a região destacada na Figura 4.46 e com módulo menor, se justifica na modelagem, para evitar tensões de tração que possam vir a perturbar os resultados da análise proposta.

Para avaliar a sensibilidade do valor de k_h com o comprimento da ficha foram elaborados três modelos distintos para $T = 5$ m, $T = 10$ m e $T = 15$ m.

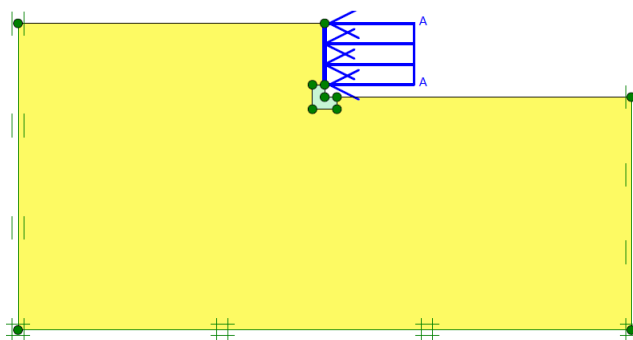


Figura 4.47 - Modelo com os elementos considerados para as três condições de ficha

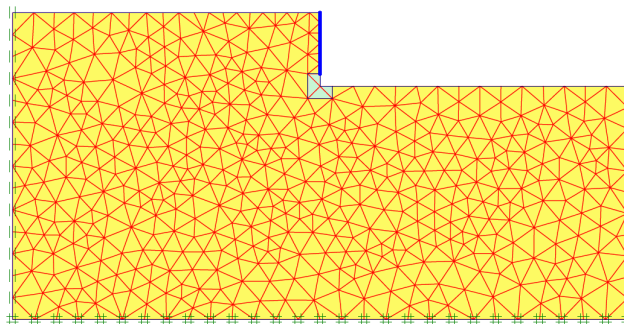


Figura 4.48 - Topologia da malha de elementos finitos do modelo

A partir dos resultados dos modelos, obtêm-se os gráficos das figuras 4.49, 4.50 e 4.51 abaixo:

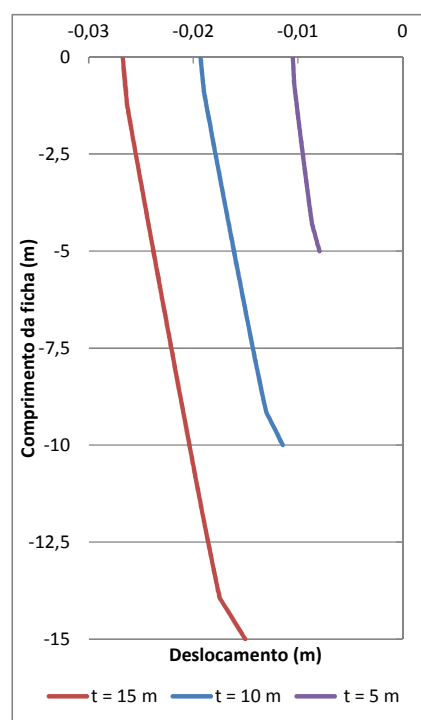


Figura 4.49 – Deslocamentos da ficha para os diferentes comprimentos

Tabela 4.21. Valores obtidos para k_h a partir dos modelos

T (m)	$\bar{k}_h$ (kN/m ³)
5,0	106,3
10,0	62,9
15,0	46,0

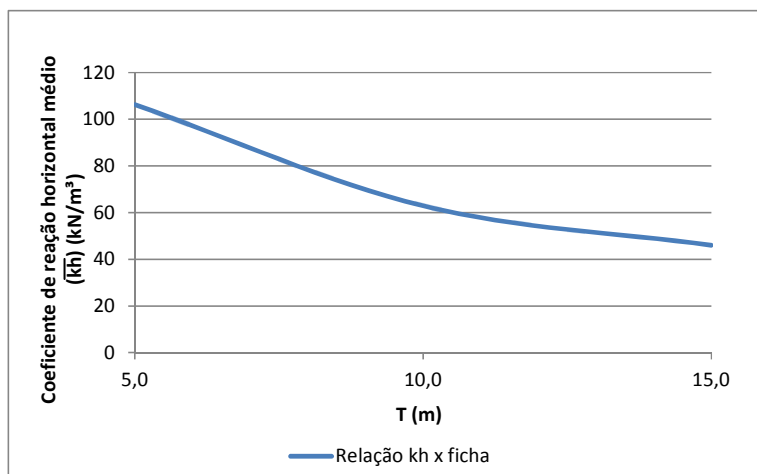


Figura 4.50 – Variação de $\overline{k_h}$ com o comprimento da ficha

Nota-se no gráfico acima que k_h é dependente do comprimento da ficha e decresce com o comprimento da ficha de maneira não linear. A partir da equação 4.5, pode-se obter o valor de I_F para os casos estudados e plotar o gráfico, que segue abaixo, mostrando a variação deste parâmetro para os comprimentos das fichas consideradas no estudo.

Tabela 4.22. Valores calculados para I_F

T (m)	I_F
5	2,07
10	1,75
15	1,59

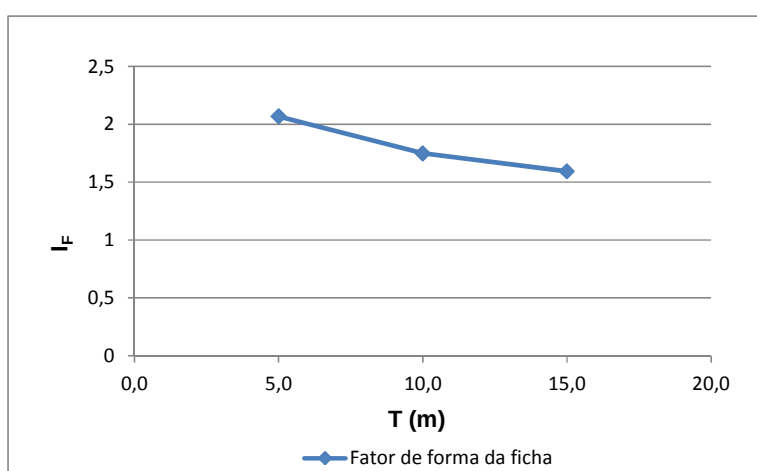


Figura 4.51 – Variação do fator de forma (I_F) com o comprimento da ficha

Nota-se que o valor de I_F não é constante e se situa numa pequena faixa de variação, compreendida entre os valores 1,6 e 2,1, apresentando uma variação de aproximadamente 30 %.

Avaliação da proposta para um caso hipotético

Para a avaliação da proposta toma-se o caso hipotético para a altura de cais de 15,0 m estudado neste capítulo. Os parâmetros considerados no estudo foram:

$$E = 50,0 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,35$$

$$T = 9,5 \text{ m}$$

Tomando-se $I_F = 2,0$, obtém-se $k_h \cong 3000,0 \text{ kN/m}^3$

Isto corresponde a uma diferença de 9 % do valor médio de k_h adotado para as análises de comparação entre as ferramentas baseadas na Hipótese de Winkler e baseadas no meio contínuo. Quando compara-se este valor com os obtidos a partir da do critério arbitrário de avaliação via MEF, resulta numa diferença de 12% e 80%, em relação ao valor médio máximo e médio mínimo obtido, respectivamente.

Tomando os resultados das análises com os programas baseados na Hipótese de Winkler (ver Tabela 4.18), que foram realizadas para uma faixa de variação de 1000% para o valor de k_h , para os valores de momentos fletores a faixa de variação máxima é de 56 % (DEEP – H = 15 m). Considerando os valores obtidos pelos programas comerciais e utilizados na prática nacional e internacional, o valor máximo é de 26 % (RIDO – H = 10 m).

Já para o caso do esforço cortante a variação máxima é de 23 % (DEEP – H = 15 m).

A partir das observações acima, variações da ordem das acima apresentadas para o coeficiente de reação horizontal se mostram sem efeito sobre os resultados dos esforços solicitantes e deslocamentos da cortina. Portanto, o método proposto mostra-se interessante para a avaliação do coeficiente de reação horizontal, ressaltando que sua aplicação se restringe a casos em que o solo na região da ficha esteja longe da ruptura.

5 ESTUDO DE CASO: UM CAIS NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

O presente estudo de caso aborda um cais em cortina de estacas prancha metálicas em construção no estado do Rio de Janeiro. É feita uma modelagem do problema a partir de dois programas descritos no capítulo 4 da dissertação, a saber: D-Sheet (modelo baseado na Hipótese de Winkler) e Plaxis 2D (modelo baseado em meio contínuo).

O programa D-Sheet foi selecionado para o estudo de caso por ser desenvolvido pelo mesmo fornecedor do Plaxis 2D, a Deltares Inc. da Holanda. Este programa possui uma excelente interface gráfica e com o usuário, o que facilita a introdução dos dados de entrada e avaliação dos resultados. Adicionalmente, o programa conta com opções adicionais, como por exemplo, a verificação da estabilidade global da obra.

5.1 DESCRIÇÃO DA OBRA

A obra é parte de um complexo portuário no norte do estado do Rio de Janeiro, sendo o foco deste trabalho um cais de múltiplo uso, com solução em cortinas de estacas prancha ancorada. Em linhas gerais, o terminal em questão compreende um canal de acesso principal de 300 m de largura, uma bacia de evolução de 600 m e um canal lateral (dársena), com um cais contínuo de cada lado, com comprimento aproximado de 1000 m.

Condicionantes Geológico-Geotécnicas Locais

De acordo com informações do CPRM apresentadas no mapa que segue na Figura 5.1, a obra está localizada na formação geológica "Depósitos Costeiros", que consiste em uma formação geológica sedimentar, apresentando várias camadas de deposição flúvio-marinhas na região. O CPRM (serviço geológico brasileiro) é uma instituição governamental responsável por mapear as informações geológicas do Brasil.

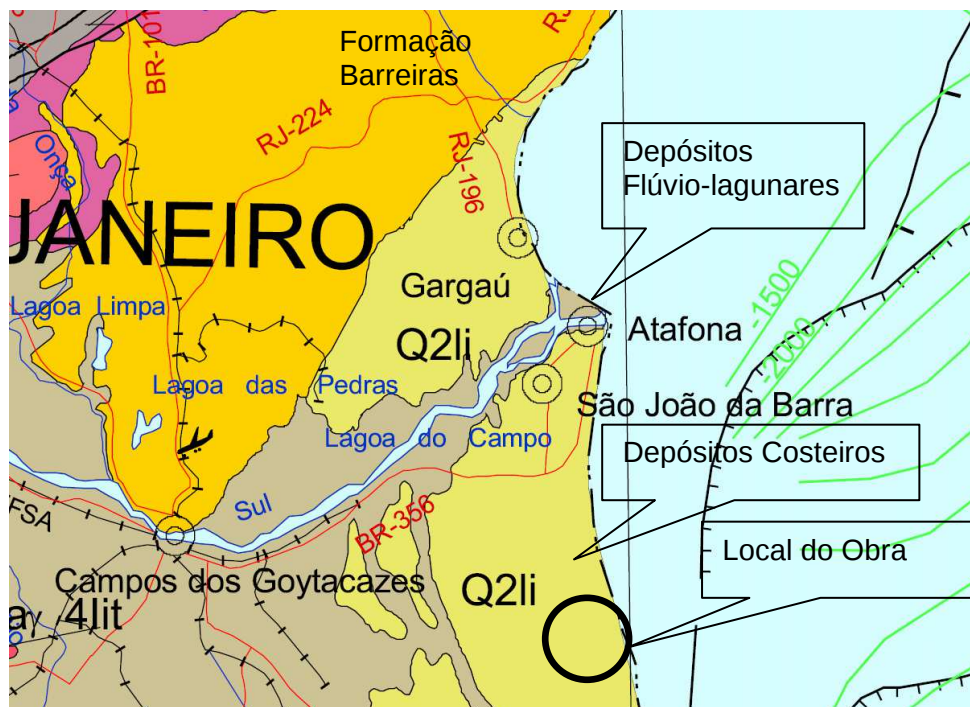


Figura 5.1 - Informações geológicas do site – Mapa geológico do CPRM (CPRM, 2013)

Informações geológico-geotécnicas disponíveis

As investigações do subsolo na região de implantação da obra se deram através de campanhas de sondagens SPT e CPTU, ao longo da linha do cais.

As investigações revelaram uma camada superficial de areia fina, que varia de fofa a medianamente compacta, com cerca de quatro metros de espessura. Abaixo desta camada, uma camada de areia siltosa, variando de medianamente compacta a compacta ocorre até uma profundidade de 13,0 m. Abaixo desta camada, se encontram camadas ora de argila siltosa, ora de silte arenoso, com a espessura variando de 2,0 a 6,0 metros. Abaixo desta camada, se encontram areias e siltes arenosos, variando de compacta a muito compacta, com cerca de 12,0 metros de espessura, além de, eventualmente, presença de camadas de silte argiloso intercalados, com consistência variando de média a rija.

As sondagens atingiram em média 40 metros de profundidade, revelando neste nível uma camada de argila siltosa, variando de rija a dura, e, eventualmente, camadas de areia, variando entre medianamente compacta e compacta

Assim, as investigações indicam que o subsolo local é bastante estratificado com alternância de camadas com variações de rigidez significativas, em termos de rigidez dos solos.

O boletim de sondagem SPT e os resultados do ensaio CPTU referentes ao trecho de objetivo do estudo se encontram no apêndice II da dissertação. Abaixo segue a Tabela 5.1 com as coordenadas de locação de cada ensaio, mostrando a proximidade entre os mesmos.

Tabela 5.1. Locação das sondagens

Ensaio	Coordenadas (sistema SAD-69)	
	N (m)	E (m)
SPT	7.574.965,446	292.152,616
CPTU	7.579.965,000	292.152,000

A estrutura da cortina de cais

Os elementos que compõem a estrutura do cais em estudo seguem indicados na Figura 5.2 abaixo.

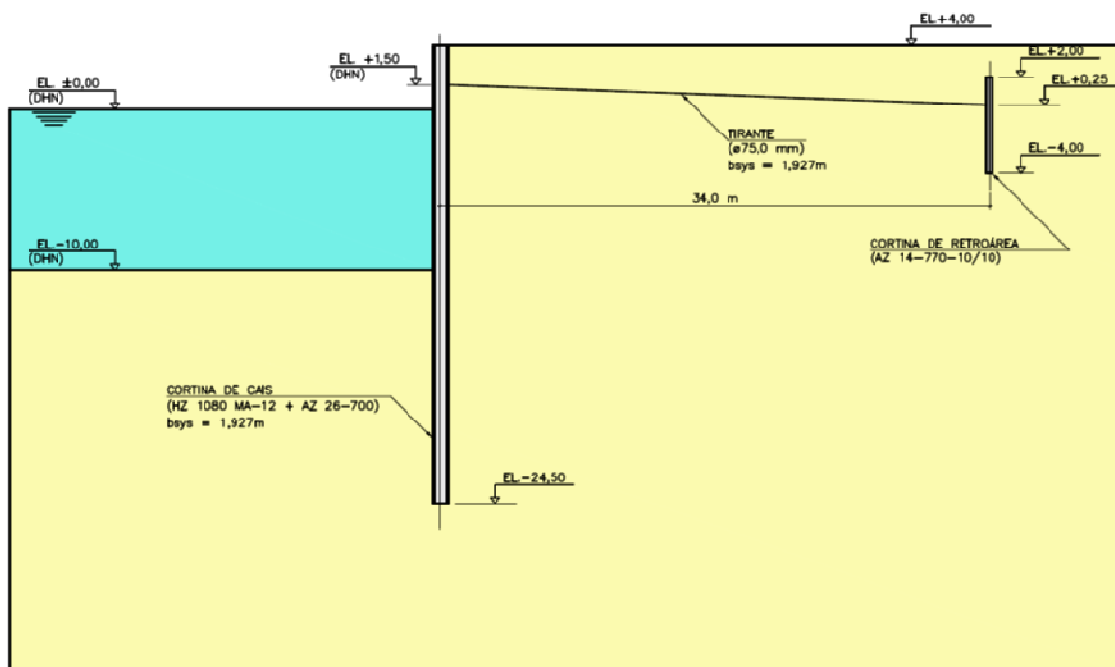


Figura 5.2 – Elementos da Cortina de cais em estudo (elevações em metro)

A estrutura do cais consiste dos elementos de escoramento frontal, a cortina de cais propriamente dita, e pelos elementos de apoio, caracterizados pelo sistema de ancoragem (tirantes e a cortina de retroárea).

A cortina de cais é formada pela combinação de perfis de aço laminados de grande capacidade estrutural e estacas prancha, conforme Figura 5.3 que segue abaixo (sistema *CombiWall* - ArcelorMittal), sendo coroada em seu topo por uma viga de coroamento contínua, em concreto armado.

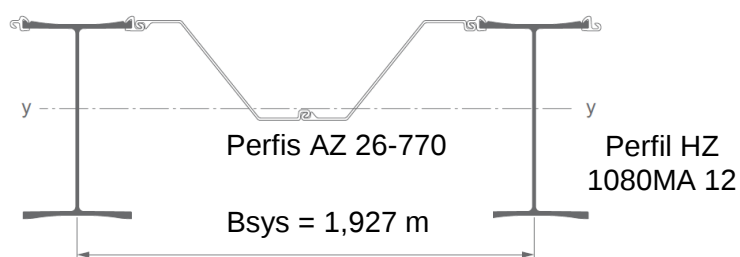


Figura 5.3 – Elementos da Cortina de cais – sistema *CombiWall* (ArcelorMittal, 2011)

O sistema de ancoragem tem a cortina de retroárea composta por perfis de estacas prancha, sendo os tirantes ligados a ela por meio de uma longarina metálica. No caso da cortina frontal a ligação se dá por meio de dispositivos específicos (junções).

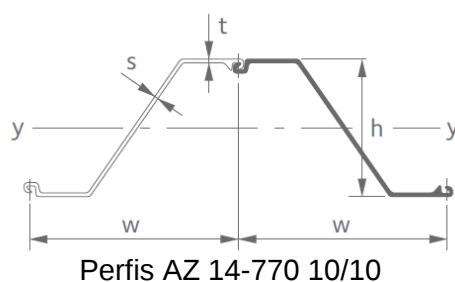


Figura 5.4 – Elementos da Cortina de retroárea (ArcelorMittal, 2011)

5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EMPREGADOS

$E = 210 \text{ GPa}$ (módulo de elasticidade do aço)

Tabela 5.2. Propriedades dos materiais empregados

Perfil	Aço	f_y (MPa)
HZ	S 430 GP	430,0
AZ	S 355 GP	355,0
Tirantes ϕ 75 mm	ASDO 500	500,0

5.2.1 Propriedades dos Elementos Estruturais da Cortina

Cortina de cais (Perfis HZ 1080MA 12 + AZ 26-700)

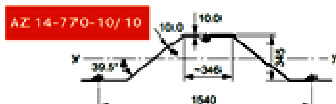
Tabela 5.3. Propriedades geométricas dos elementos da cortina frontal

Combinação HZM ... - 12 / AZ 26-700		$(b_{sys} = 1,927 \text{ m})$						
Perfil	Características por metro de parede						Por sistema	
	A cm ² /m	I_y cm ⁴ /m	$W_{el,y}$ cm ³ /m	$W_{pl,y}$ cm ³ /m	G_{800} kg/m ²	G_{800} kg/m ²	G_{1000} kg/m ²	A_{LW} m ² /m
HZ 1080M A	350,5	458.990	8025	9000	226	250	275	2,547
								5,378

Fonte: ArcelorMittal (2011)

Cortina de retroárea (Perfis AZ 14-770-10/10)

Tabela 5.4. Propriedades geométricas dos elementos da cortina de retroárea

Perfil	S = Perfil individual D = Perfil duplo	Área seccional cm ²	Massa kg/m	Momento inércia cm ⁴	Módulo resistência elástico cm ³	Raio de giração cm	Área de revestimento ¹⁾ m ² /m
	Por S	105,6	82,9	18670	1085	13,30	0,93
	Por D	211,2	165,8	37330	2165	13,30	1,85
	Por m de parede	137,2	107,7	24240	1405	13,30	1,20

Fonte: ArcelorMittal (2010)

Tirantes

$\phi = 75,0 \text{ mm}$ Tipo M95 (Anker Schroeder)

Seguem na Tabela 5.5 abaixo as propriedades dos elementos consideradas para entrada nos programas de análise:

Tabela 5.5. Propriedades dos elementos estruturais

Elemento	I (cm ⁴ /m)	A (cm ² /m)	EI (kNm ² /m)	EA (kN/m)
Cortina de cais	458990	350,5	9,64E+05	7,36E+06
Cortina de retroárea	24240	137,0	5,1E+04	2,88E+06
Tirantes $\varnothing$ 75 mm	N/A	22,9	N/A	4,80E+05

5.2.2 Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos

Pela falta de informações de ensaios de laboratório para o subsolo local, as estimativas dos parâmetros serão realizadas através de correlações consagradas pela mecânica dos solos e de disponíveis na literatura técnica, apresentadas no capítulo 2.

As estimativas consideraram valores médios para os parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade. Para os solos com dupla classificação, considerou-se a fração fina comandando o comportamento da camada, determinando assim as correlações a serem utilizadas. Os valores de resistência medidos no ensaio SPT foram limitados a $N_{SPT} = 50$ para uso nas correlações.

Ressalta-se que os ensaios SPT e CPT são realizados na ruptura (cisalhamento do solo), assim, para este tipo de ensaio, as estimativas ditas mais adequadas são para obtenção de parâmetros de resistência, quais sejam o ângulo de atrito interno e a coesão.

No entanto, mesmo não se caracterizando como a melhor via para a estimativa de parâmetros de deformabilidade, as correlações podem ser utilizadas e aplicadas em projetos, observando-se quais as faixas de tensões atuarão na obra, ressaltando-se que são menos confiáveis que outras correlações de ensaios como o DMT e o PMT.

a) Parâmetros de resistência

a.1) Ângulo de atrito efetivo (ϕ')

Correlações baseadas no ensaio SPT

Para a estimativa do ângulo de atrito efetivo foram consideradas as seguintes correlações:

- ▶ Burmister (1948)
- ▶ De Mello (1971)
- ▶ Hatanaka e Uchida (1996)
- ▶ Teixeira (1996)
- ▶ Schnaid *et al.* (2009)

A Tabela 5.6 a seguir mostra os valores avaliados, sendo que para os valores nulos a correlação proposta não se aplica pela natureza do material classificado na sondagem.

Nesta tabela foram apresentados somente os valores de ϕ' para as estimativas que partem do valor de Dr (%) a partir da correlação proposta por Burmister (1948). Para esta correlação foi adotado para D_{50} o valor de 0,2. Para a entrada no ábaco da correlação proposta por Schmertmann (1978) a areia foi considerada como sendo *uniform fine sand*. Os resultados encontrados usando-se as outras correlações para estimativa de Dr (%) são apresentados na Tabela 5.7, também na página seguinte.

Após a Tabela 5.6 e Tabela 5.7 da página seguinte, segue na Figura 5.5 o perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e os valores considerados (médios) representativos de cada camada de solo, somente para as estimativas realizadas a partir do valor de Dr (%) proposto por Schmertmann (1978). Neste perfil mostra-se o padrão de variação deste parâmetro, que é o mesmo para as outras correlações apresentadas (ver valores médios obtidos).

Para o cálculo dos valores da tabela foi considerado $N_{60} = 1,3 N_{SPT}$, considerado como o valor médio para este fator, conforme apresentado na Tabela 2.14 (Décourt, 1989).

Tabela 5.6. Estimativa do ângulo de atrito por diversas correlações

Camada	Prof. (m)	N _{SPt}	σ _{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'v ₀ (kPa)	C _N	N ₆₀	N1 ₍₆₀₎	D ₅₀	D _R (%)	D _R (%)	D _R (%)	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
Areia fina a média fofa	1	4,00	35,19	0	35,19	1,48	5	7,4	0,2	41,7	45,6	36,8	33,8	30,7	27,3	24,8	33,6
	2	7,00	53,05	5,7	47,35	1,36	9	12,2	0,2	53,6	57,9	47,3	35,5	33,7	30,5	28	36,7
	3	5,00	72,05	15,7	56,35	1,28	7	9	0,2	46	49,2	40,5	34,4	31,8	27,8	26	34,7
Areia siltyosa fina med. compacta a compacta	4	20,00	92,05	25,7	66,35	1,20	26	31,2	0,2	85,7	91,2	75,5	40	41,9	37,9	36,9	48,4
	5	27,00	112,05	35,7	76,35	1,13	35	39,6	0,2	96,5	100,0	85,1	41,5	44,7	40,1	40,5	53,6
	6	44,00	132,05	45,7	86,35	1,07	57	61	0,2	100	100,0	100,0	42	50,6	44,3	47,5	55,5
	7	30,00	152,05	55,7	96,35	1,02	39	39,8	0,2	96,7	100,0	85,0	41,5	44,8	40,1	41,8	53,7
	8	29,00	172,05	65,7	106,35	0,97	38	36,9	0,2	93,2	96,9	81,8	41,0	43,8	39,3	41,4	51,9
	9	30,00	192,05	75,7	116,35	0,92	39	35,9	0,2	91,9	95,5	80,9	40,9	43,5	39,1	41,8	51,3
	10	22,00	212,05	85,7	126,35	0,88	29	25,5	0,2	77,4	80,2	68,2	38,8	39,8	36	38	44,8
	11	20,00	232,05	95,7	136,35	0,85	26	22,1	0,2	72,1	74,1	63,2	38,1	38,4	34,9	36,9	42,8
	12	18,00	252,05	105,7	146,35	0,81	23	18,6	0,2	66,1	68,1	58,2	37,3	36,9	33,7	35,8	40,7
	13	16,00	272,05	115,7	156,35	0,78	21	16,4	0,2	62,1	63,6	54,5	36,7	35,9	32,5	34,6	39,3
Silte mto argiloso mto mole a médio	14	28,00	292,05	125,7	166,35	0,75	36	27	0,2	79,7	81,5	69,9	39,2	40,4	36,7	40,9	45,8
	15	9,00	312,05	135,7	176,35	AS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NÃO SE APLICAM NESTE CASO											
	16	4,00	327,05	145,7	181,35												
	17	2,00	342,05	155,7	186,35												
	18	4,00	357,05	165,7	191,35												
	19	6,00	372,05	175,7	196,35												
Silte arenoso p. compacto a med compacto	20	11,00	387,05	185,7	201,35	AS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NÃO SE APLICAM NESTE CASO											
	21	10,00	402,05	195,7	206,35												
Areia siltyosa fina pouco siltyosa muito compacta	22	6,00	419,05	205,7	213,35	AS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NÃO SE APLICAM NESTE CASO											
	23	12,00	436,05	215,7	220,35												
	24	43,00	456,05	225,7	230,35	0,61	56	34,2	0,2	89,7	90,1	78,2	40,6	42,9	38,7	47,1	50,2
	25	45,00	476,05	235,7	240,35	0,59	59	34,8	0,2	90,5	91	79,1	40,7	43,1	38,8	47,9	50,6
	26	50,00	496,05	245,7	250,35	0,57	65	37,1	0,2	93,4	94	81,8	41,1	43,9	39,4	49,6	52
	27	50,00	516,05	255,7	260,35	0,56	65	36,4	0,2	92,5	92,6	80,7	41	43,7	39,3	49,6	51,6
	28	50,00	536,05	265,7	270,35	0,54	65	35,1	0,2	90,9	91,2	79,6	40,7	43,2	38,9	49,6	50,8
	29	50,00	556,05	275,7	280,35	0,53	65	34,5	0,2	90,1	89,9	78,5	40,6	43	38,8	49,6	50,4
Areia siltyosa p. compacta a compacta	30	50,00	576,05	285,7	290,35	0,51	65	33,2	0,2	88,4	88,6	77,5	40,4	42,6	38,4	49,6	49,6
	31	43,00	596,05	295,7	300,35	0,5	56	28	0,2	81,1	81,1	71	39,4	40,8	36,9	47,1	46,4
	32	6,00	615,05	305,7	309,35	0,49	8	3,9	0,2	30,3	30,3	26,5	32,2	27,7	23,2	27	31
Silte argiloso rijo a duro	33	8,00	634,05	315,7	318,35	0,48	10	4,8	0,2	33,6	33,5	29,3	32,7	28,6	24,7	28,9	31,7
	34	10,00	653,05	325,7	327,35	0,47	13	6,1	0,2	37,9	37,7	33,1	33,3	29,7	25,9	30,5	32,7
	35	20,00	672,05	335,7	336,35	AS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NÃO SE APLICAM NESTE CASO											
36	19,00	691,05	345,7	345,35													
Silte areno argiloso comp	37	17,00	710,05	355,7	354,35	AS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NÃO SE APLICAM NESTE CASO											
	38	9,00	729,05	365,7	363,35												
Areia compacta	39	11,00	748,05	375,7	372,35	AS CORRELAÇÕES PROPOSTAS NÃO SE APLICAM NESTE CASO											
	40	28,00	767,05	385,7	381,35												
LEGENDA:																	
[1] Burmister (1948)						[A] Schmertmann (1978)											
[2] Hatanaka & Uchida (1996)						[B] Gibbs e Holtz (1957)											
[3] Schnaid et al. (2009)						[C] Skempton (1986)											
[4] Teixeira (1996)																	
[5] De Mello (1971)																	

Tabela 5.7. Ângulo de atrito e valores considerados

Teoria/ canadá	Schmertmann (1978)	Gibbs e Holtz (1957)	Skempton (1986)	Adotado
	ϕ [MÉD]	ϕ [MÉD]	ϕ [MÉD]	ϕ
	31,3	31,6	30,9	31,0
	41,4	41,7	40,4	40,0
	N/A	N/A	N/A	--
	N/A	N/A	N/A	--
	44,2	44,2	42,9	44,0
	29,3	29,3	29,0	29,0
	N/A	N/A	N/A	--
	N/A	N/A	N/A	--
	36,6	36,5	35,9	36,0

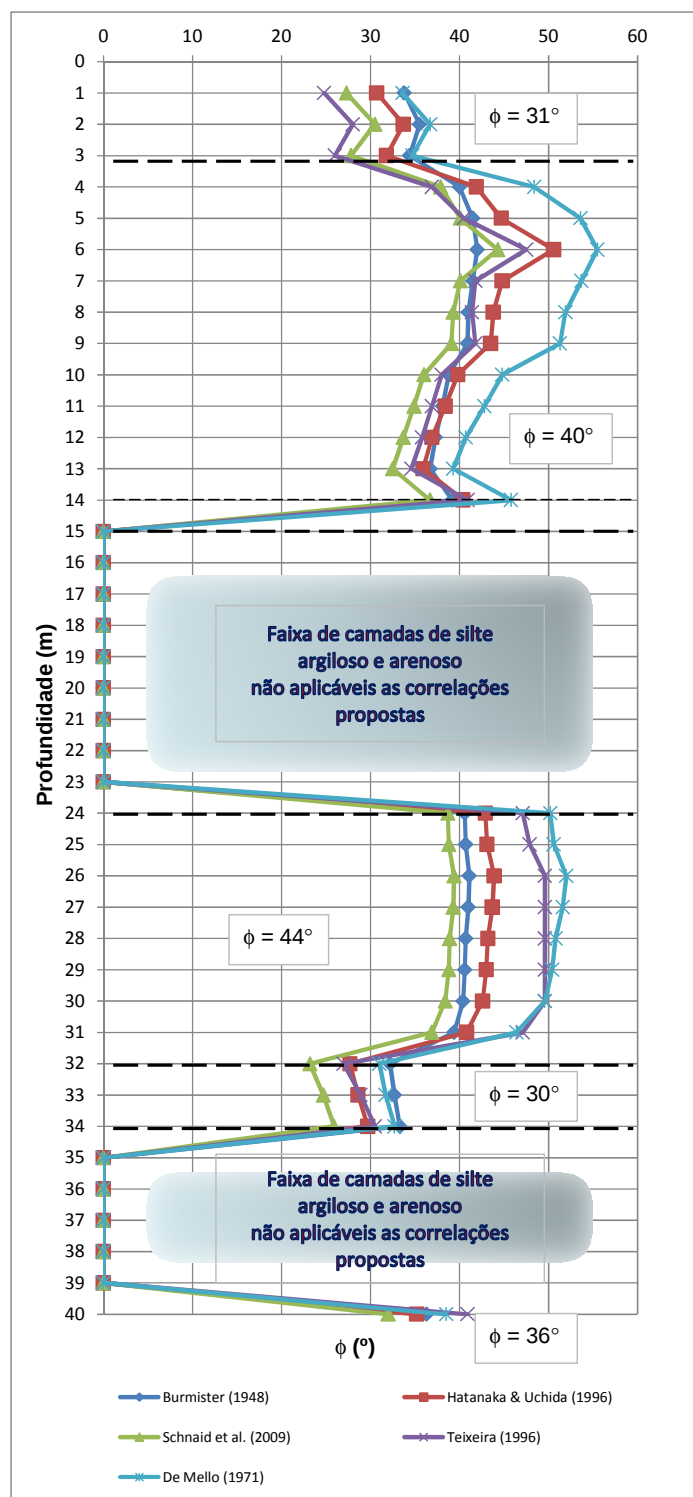


Figura 5.5 – Perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio SPT

Correlações baseadas no ensaio CPTU

Para a estimativa do ângulo de atrito efetivo foram consideradas as seguintes correlações:

- ▶ Burmister (1948)
- ▶ De Mello (1971)
- ▶ Robertson e Campanella (1983)
- ▶ Senneset *et al.* (1988, 1989)
- ▶ Kulhawy e Mayne (1990)

Para as propostas de Burmister (1948) e De Mello (1971), que se baseiam no valor de D_r (%) foi considerada a correlação proposta por Jamiolkowski *et al.* (2001). Para a entrada no ábaco da correlação proposta por Schmertmann (1978) a areia foi considerada como sendo *uniform fine sand*.

Como no ensaio CPTU as medições são realizadas a cada 2,0 cm, gera-se uma quantidade extensa de dados. Por tal motivo, os cálculos não serão apresentados em tabela como feito para o ensaio SPT, optando-se somente em apresentar os gráficos com a variação do parâmetro na profundidade e os valores considerados (médios) para a definição do perfil geotécnico.

Nos casos destas estimativas não foi utilizada a abordagem de tentativa de cobrir o trecho não ensaiado (pré-furo e após limite do ensaio) através da correlação entre os ensaios SPT e CPTU, que será detalhada posteriormente quando da estimativa dos parâmetros de deformabilidade.

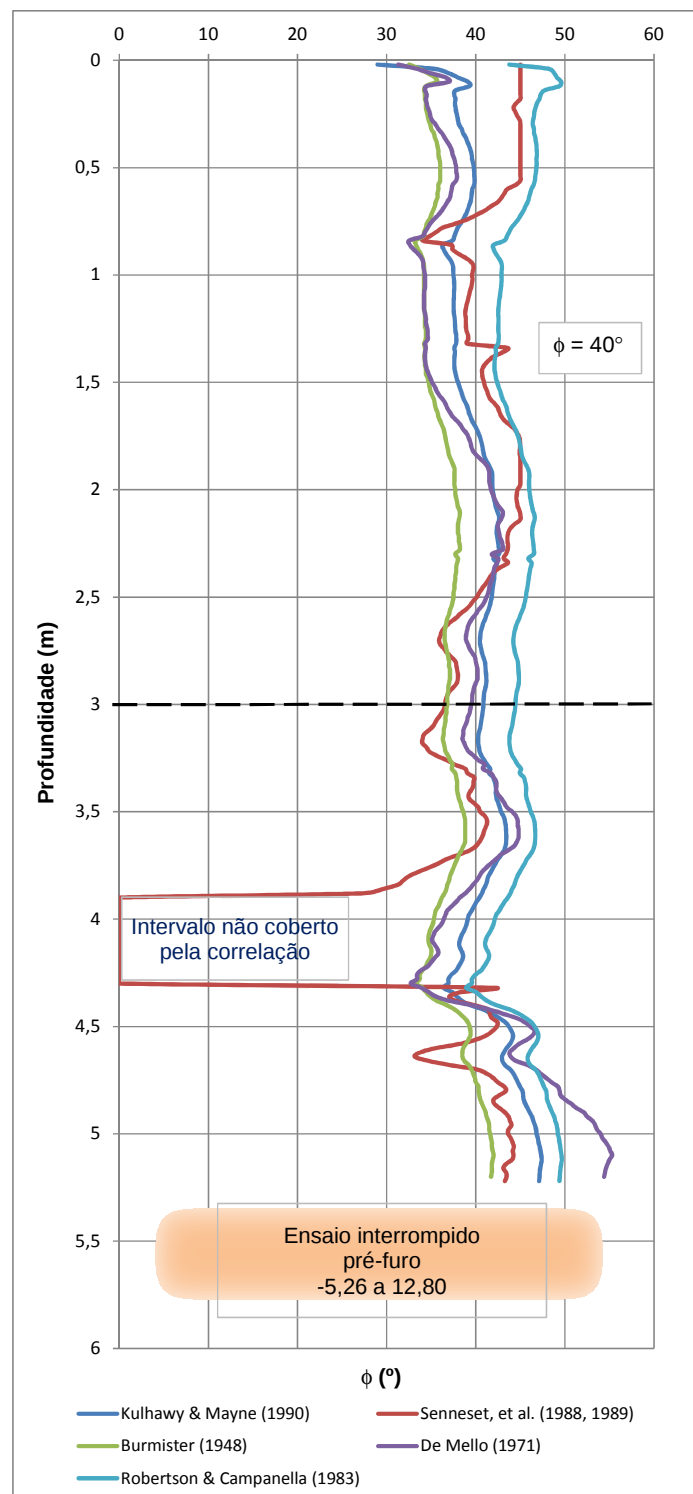


Figura 5.6 – Perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio CPTU (1º trecho, antes do pré-furo)

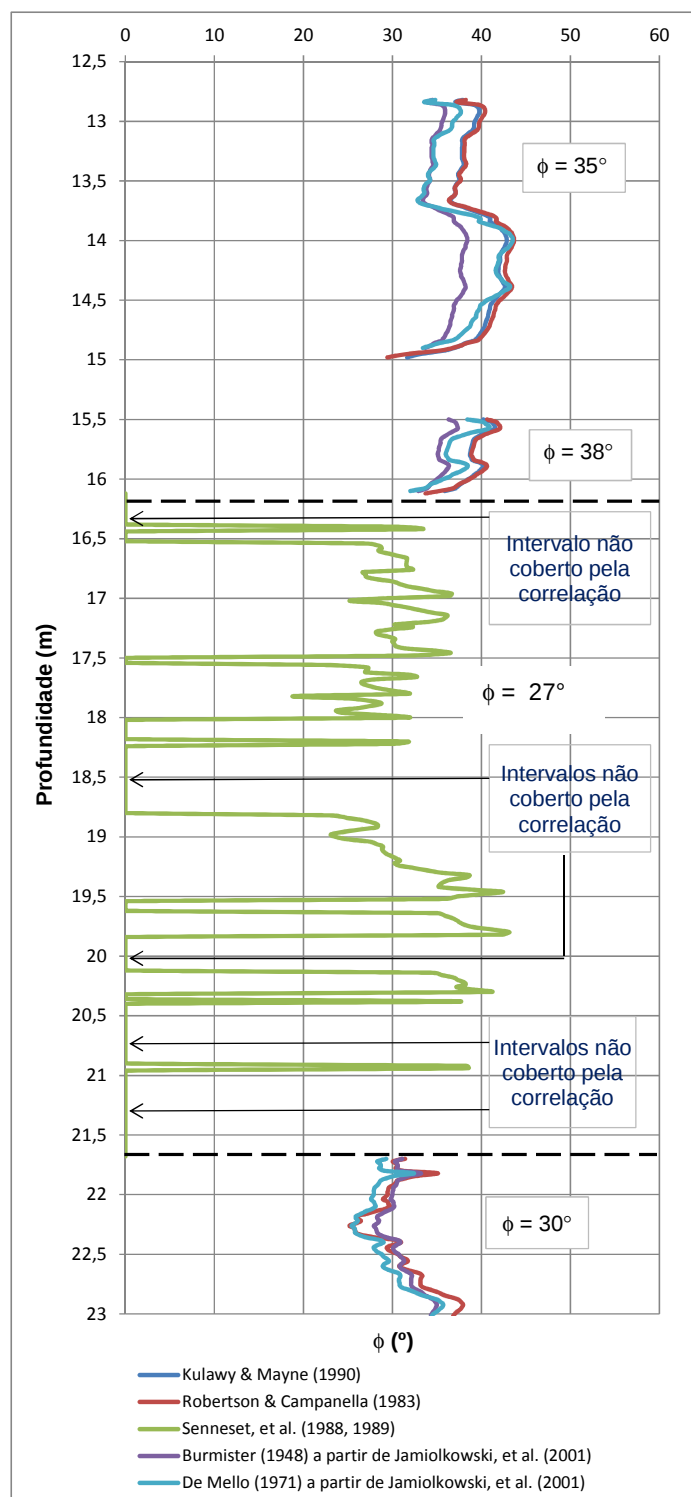


Figura 5.7 – Perfil de variação do ângulo de atrito com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio CPTU (2º trecho, após o pré-furo)

Pelos resultados dos gráficos observa-se, sobretudo para o primeiro trecho do ensaio, uma pequena dispersão nos valores do ângulo de atrito efetivo do solo, se comparados aos obtidos através das estimativas do ensaio SPT.

Para o segundo trecho do ensaio consegue-se através das correlações propostas por Senneset *et al.* (1988, 1989) estimar o parâmetro para as camadas de menor competência do perfil, encontrando-se o valor de 27°.

a.2) Coesão efetiva (c')

Por se tratar de um depósito sedimentar, suposto normalmente adensado, a coesão efetiva será tomada com valor nulo ($c' = 0$).

Para os materiais classificados nas sondagens como argilosos, não será avaliado o valor da resistência não drenada, pois as análises serão realizadas considerando a situação de longo prazo, ou seja, com parâmetros drenados, conforme será descrito posteriormente.

b) Parâmetros de deformabilidade

b.1) Módulo de elasticidade drenado (E')

Correlações baseadas no ensaio SPT

Para a estimativa do módulo de Young foram consideradas as seguintes correlações:

- ▶ Mello (1971)
- ▶ Stroud (1988)
- ▶ Teixeira mod. (1993)
- ▶ Teixeira (1993)
- ▶ Lopes (1994)
- ▶ Décourt (1995)

As correlações acima estão relacionadas com estimativas de E' para o cálculo de recalques de fundações diretas. O método intitulado “Teixeira mod. (1993)” considera para o valor do fator de cone adotado na correlação original de Teixeira (1993) os valores propostos por Danziger e Velloso (1986, 1995).

A Tabela 5.8 a seguir mostra os valores avaliados, sendo que para os valores nulos a correlação proposta não se aplica pela natureza do material classificado na sondagem.

Após a Tabela 5.8 da página seguinte segue na Figura 5.8, o perfil de variação do módulo de Young na profundidade, e os valores considerados (médios) representativos de cada camada de solo.

Para o cálculo dos valores da tabela foi considerado $N_{60} = 1,3 N_{SPT}$, considerado como o valor médio para este fator, conforme apresentado na Tabela 2.14 (Décourt, 1989).

Tabela 5.8. Estimativa do módulo de Young por diversas correlações

Camada	Prof. (m)	N _{SPT}	N ₆₀	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
Areia fina a média fofa	1	4,00	5	5,0	7,2	10,8	3,0	14,0	8,0
	2	7,00	9	9,0	12,6	18,9	12,0	24,5	14,0
	3	5,00	7	7,0	9,0	13,5	6,0	17,5	10,0
Areia siltosa fina med. compacta a compacta	4	20,00	26	26,0	31,8	42,0	51,0	70,0	40,0
	5	27,00	35	35,0	42,9	56,7	72,0	94,5	54,0
	6	44,00	57	57,0	70,0	92,4	123,0	154,0	88,0
	7	30,00	39	39,0	47,7	63,0	81,0	105,0	60,0
	8	29,00	38	38,0	46,1	60,9	78,0	101,5	58,0
	9	30,00	39	39,0	47,7	63,0	81,0	105,0	60,0
	10	22,00	29	29,0	35,0	46,2	57,0	77,0	44,0
	11	20,00	26	26,0	31,8	42,0	51,0	70,0	40,0
	12	18,00	23	23,0	28,6	37,8	45,0	63,0	36,0
	13	16,00	21	21,0	25,4	33,6	39,0	56,0	32,0
	14	28,00	36	36,0	44,5	58,8	75,0	98,0	56,0
Silte mto argiloso mto mole a médio	15	9,00		0,0	13,5	11,3	0,0	27,0	0,0
	16	4,00		0,0	6,0	5,0	0,0	12,0	0,0
	17	2,00		0,0	3,0	2,5	0,0	6,0	0,0
	18	4,00		0,0	6,0	5,0	0,0	12,0	0,0
	19	6,00		0,0	9,0	7,5	0,0	18,0	0,0
	20	11,00		0,0	16,5	13,8	0,0	33,0	0,0
Silte arenoso p. compacto a med compacto	21	10,00		0,0	15,0	12,5	0,0	30,0	0,0
	22	6,00		0,0	14,4	13,5	0,0	18,0	0,0
Areia siltosa fina pouco siltosa muito compacta	23	12,00		0,0	28,8	27,0	0,0	36,0	0,0
	24	43,00	56	56,0	68,4	90,3	120,0	150,5	43,0
	25	45,00	59	59,0	71,6	94,5	126,0	157,5	45,0
	26	50,00	65	65,0	79,5	105,0	141,0	175,0	50,0
	27	50,00	65	65,0	79,5	105,0	141,0	175,0	50,0
	28	50,00	65	65,0	79,5	105,0	141,0	175,0	50,0
	29	50,00	65	65,0	79,5	105,0	141,0	175,0	50,0
	30	50,00	65	65,0	79,5	105,0	141,0	175,0	50,0
Areia siltosa p. compacta a compacta	31	43,00	56	56,0	68,4	90,3	120,0	150,5	43,0
	32	6,00	8	8,0	9,5	12,6	9,0	21,0	12,0
	33	8,00	10	10,0	12,7	16,8	15,0	28,0	16,0
Silte argiloso rijo a duro	34	10,00	13	13,0	15,9	21,0	21,0	35,0	20,0
	35	20,00		0,0	30,0	25,0	0,0	60,0	0,0
	36	19,00		0,0	28,5	23,8	0,0	57,0	0,0
Silte areno argiloso comp	37	17,00		0,0	25,5	21,3	0,0	51,0	0,0
	38	9,00		0,0	17,1	20,3	0,0	27,0	0,0
Areia compacta	39	11,00		0,0	20,9	24,8	0,0	33,0	0,0
	40	28,00	36	36,0	44,5	58,8	75,0	98,0	56,0

LEGENDA:

[1] Stroud (1988)
 [2] Teixeira mod - Danziger e Velloso (1986, 1995)
 [3] Teixeira (1993)
 [4] Mello (1971)
 [5] Décourt (1995)
 [6] Lopes (1994)

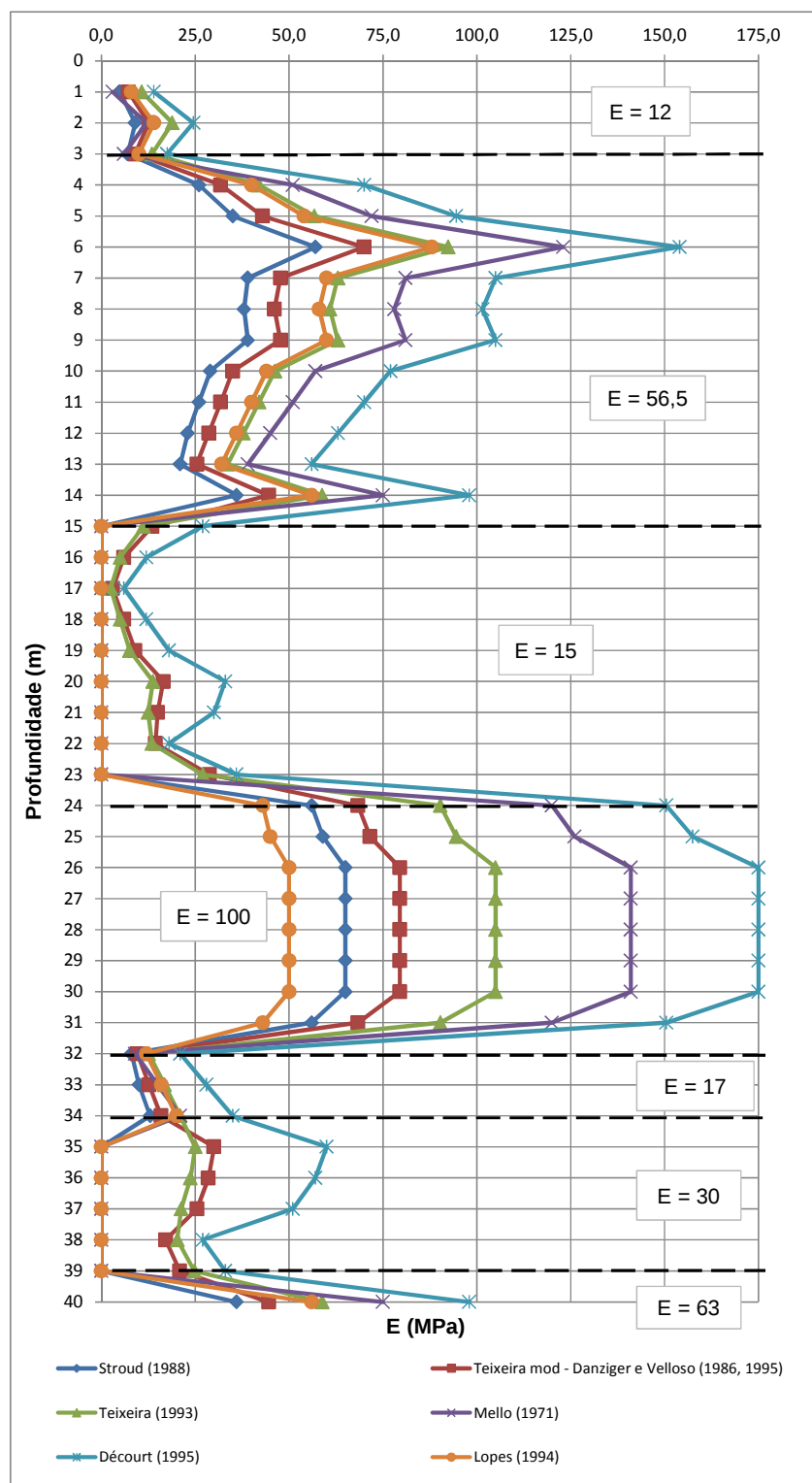


Figura 5.8 – Perfil de variação do módulo de Young com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio SPT

Correlações baseadas no ensaio CPTU

Para a estimativa do módulo de Young foram consideradas as seguintes correlações:

- ▶ Schmertmann (1978)
- ▶ Barata (1984)
- ▶ Robertson (2009)

As correlações acima estão relacionadas com estimativas de E' para o cálculo de recalques de fundações diretas.

Conforme consta dos dados disponíveis do ensaio CPTU, o mesmo precisou ser interrompido, inicialmente a aproximadamente 5,0 m de profundidade. Após esta interrupção, foi realizado um pré-furo de cerca de 8,0 m. O ensaio prosseguiu até a profundidade de 24,0 m, onde foi finalizado. Ressalta-se que na sondagem SPT a profundidade de paralisação do ensaio foi a 40,0 m de profundidade. Por este motivo, e visando obter perfil de variação do módulo de Young na profundidade, procurou-se cobrir os trechos acima mencionados a partir da correlação entre os ensaios CPT e o SPT, através do fator de cone. Para tanto, lançou-se mão da correlação proposta por Teixeira e Godoy (1996) considerando $K = 0,9$ MPa. Para o segundo trecho em questão, a estimativa se limitou a profundidade de 31,5 m, definida pelo final da camada de areia muito compacta.

Como no ensaio CPTU as medições são realizadas a cada 2,0 cm, gera-se uma quantidade extensa de dados. Por tal motivo, os cálculos dos módulos não serão apresentados em tabela como feito para o ensaio SPT.

Segue abaixo a figura 5.9 com o perfil de variação do módulo de Young na profundidade, e os valores considerados (médios) representativos de cada camada de solo.

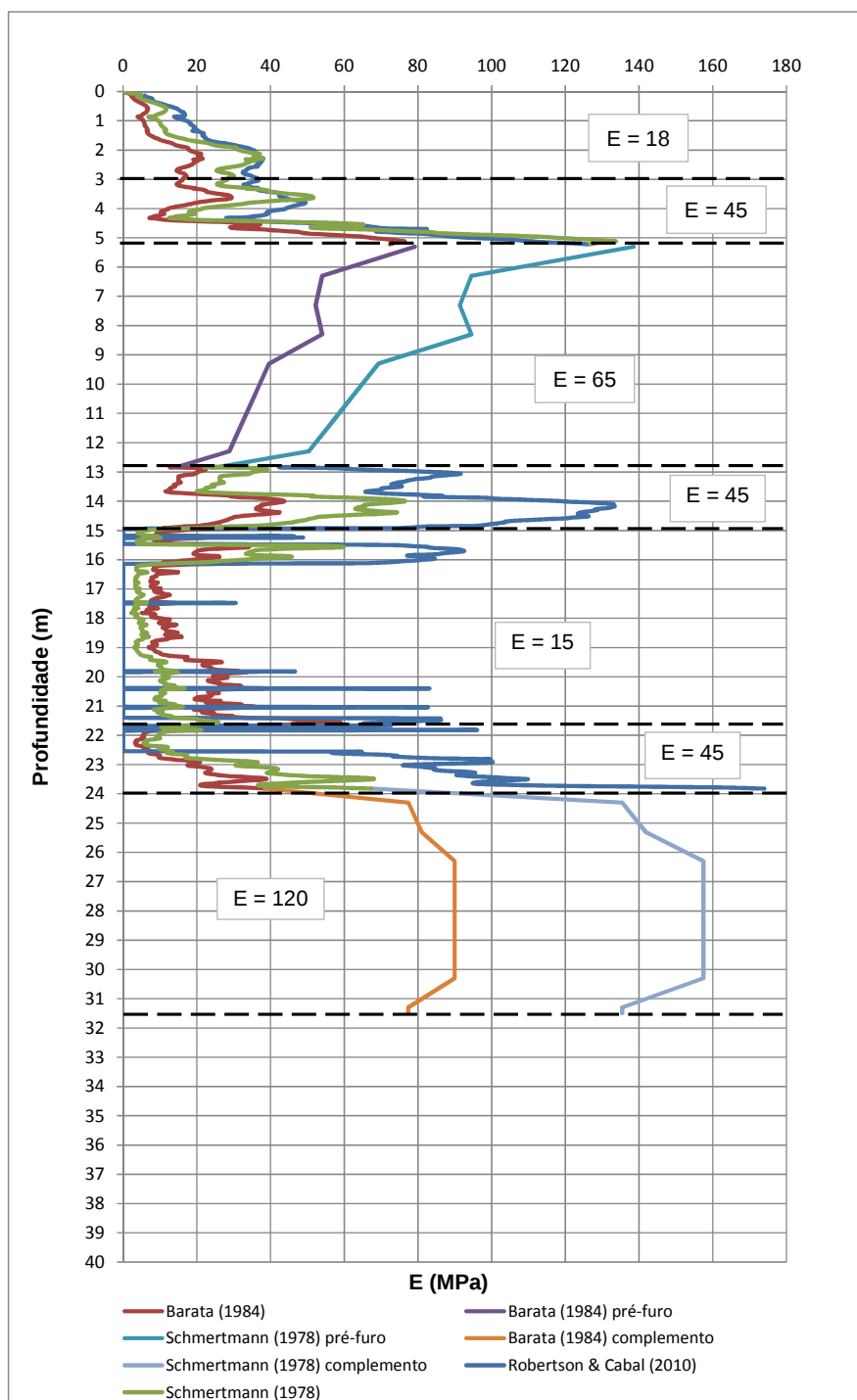


Figura 5.9 – Perfil de variação do módulo de Young com a profundidade, e valores considerados (médios) – Ensaio CPTU

b.2) Coeficiente de Poisson drenado (ν')

Serão considerados para este parâmetro os valores propostos por Teixeira e Godoy (1996). Os valores adotados para cada camada seguem na Tabela 5.9 abaixo.

Tabela 5.9. Coeficientes de Poisson adotados para as camadas

Camada	ν'
Areia fina a média fofa	0,30
Areia siltosa fina med. compacta a compacta	0,35
Silte mto argiloso mto mole a médio	0,30
Silte arenoso p. compacto a med compacto	0,35
Areia siltosa fina pouco siltosa muito compacta	0,40
Areia siltosa p. compacta a compacta	0,30
Silte argiloso rijo a duro	0,30
Silte areno argiloso med comp	0,30
Areia compacta	0,35

c) Coeficiente de reação horizontal (k_h)

Foram considerados os seguintes métodos para estimativa do coeficiente de reação horizontal das camadas de solo e emprego nas análises:

- ▶ Ábaco de Chadeisson
- ▶ Terzaghi (1955)
- ▶ Monnet (1994)
- ▶ Schmitt (1995)
- ▶ CUR 166 (2005)
- ▶ Nova Proposta (2014) híbrido com Lopes *et al.* (1994)

A dita “Nova proposta” é aquela apresentada no capítulo 4 da dissertação, para estimativa de k_h a partir dos valores de módulo de elasticidade das camadas de solo. Como este método se aplica somente para a região da ficha da cortina, optou-se por estimar o valor de k_h para as demais camadas de solo pelo método proposto por Lopes *et al.* (1994), considerando uma elevada mobilização de resistência, se devendo a este fato a designação “híbrido” na tabela acima. Os valores preconizados para os trechos na região da ficha foram obtidos conforme a equação (4.4), e são mostrados na Tabela 5.10 a seguir:

Tabela 5.10. Valores de k_h obtidos pela “nova proposta”

Camada:
Areia muito compacta

E' (kPa)	100000	
$v' =$	0,4	
T (m)	4,5	
IF	2,102 (*)	
kh (kN/m ³)	12585,6	13000 (Adotado)

Camada:
Silte arenoso pouco compacto
a medianamente compacto

E' (kPa)	15000	
$v' =$	0,3	
T (m)	2,0	
IF	2,262 (*)	
kh (kN/m ³)	3643,57	3600 (Adotado)

Camada:
Silte argiloso muito mole
a médio

E' (kPa)	15000	
$v' =$	0,3	
T (m)	7,0	
IF	1,942 (*)	
kh (kN/m ³)	1212,56	1200 (Adotado)

Camada:
Areia muito compacta
a compacta

E' (kPa)	56500	
$v' =$	0,35	
T (m)	1,0	
IF	2,326 (*)	
kh (kN/m ³)	27681,6	28000 (Adotado)

(*) Valores interpolados linearmente. Para valores do fator de forma (I_F) acima de 2,0 foi considerada uma variação linear do parâmetro.

Os métodos de Monnet (1994) e Schmitt (1995) se baseiam no módulo obtido através do ensaio de pressiômetro de Mennard. Como não se dispunha das informações deste ensaio foram utilizadas correlações com o ensaio SPT e CPTU proposta por Kulhawy e Mayne (1990) e Schmertmann (1978) para a avaliação deste módulo e assim partir para a estimativa do valor de k_h .

Para o método CUR 166 (2005) foram considerados os valores médios, a partir dos valores mínimos apresentados no capítulo 2. Para tanto, os valores máximos foram obtidos multiplicando-se os valores mínimos por 2,25 conforme recomendação da referida norma (D-Sheet, 2010).

Correlações baseadas no ensaio SPT

A Tabela 5.11 a seguir mostra os valores considerados para cada método, obtidos a partir das correlações de estimativa do módulo de elasticidade, que foi considerado para cada camada de solo.

Para a avaliação de k_h partindo da proposta de Monnet (1994) foi considerado para k_o a correlação proposta por Jacky (1944).

Para a avaliação de k_h segundo a proposta de Schmitt (1995) foram consideradas as correlações propostas por Ohya *et al.* (1982) citada por Kulhawy e Mayne (1990), para a estimativa do módulo pressiométrico (E_{PMT}). Os valores também seguem na Tabela 5.11 abaixo.

Tabela 5.11. Valores de k_h para as camadas – Estimativas baseadas no ensaio SPT

Camada	E_{PMT} (MPa)	[1]	[2]
		k_h (kN/m ³)	k_h (kN/m ³)
Areia fina a média fofa	3,3	17000	4500
Areia siltosa fina med. compacta a compacta	9,1	30000	18000
Silte mto argiloso mto mole a médio	7,3	13000	8000
Silte arenoso p. compacto a med compacto	4,6	16500	4000
Areia siltosa fina pouco siltosa muito compacta	13,8	34000	31000
Areia siltosa p. compacta a compacta	4,2	17000	6500
Silte argiloso rijo a duro	14,4	15000	19000
Silte areno argiloso med comp	4,9	14000	4500
Areia compacta	9,7	23000	19000

Legenda:

[1] Monnet (1994)

[2] Schmitt (1995)

Correlações baseadas no ensaio CPTU

Como no ensaio CPTU as medições são realizadas a cada 2,0 cm, gera-se uma quantidade extensa de dados. Por tal motivo, os cálculos não serão apresentados em tabela como feito para o ensaio SPT, optando-se pelos gráficos com a variação do parâmetro na profundidade e os valores considerados (médios).

Assim como explicado para a estimativa do módulo de elasticidade, procurou-se cobrir o gráfico nas regiões onde o ensaio foi interrompido, a partir da correlação entre os ensaios CPT e o SPT, através do fator de cone.

Schmitt (1995)

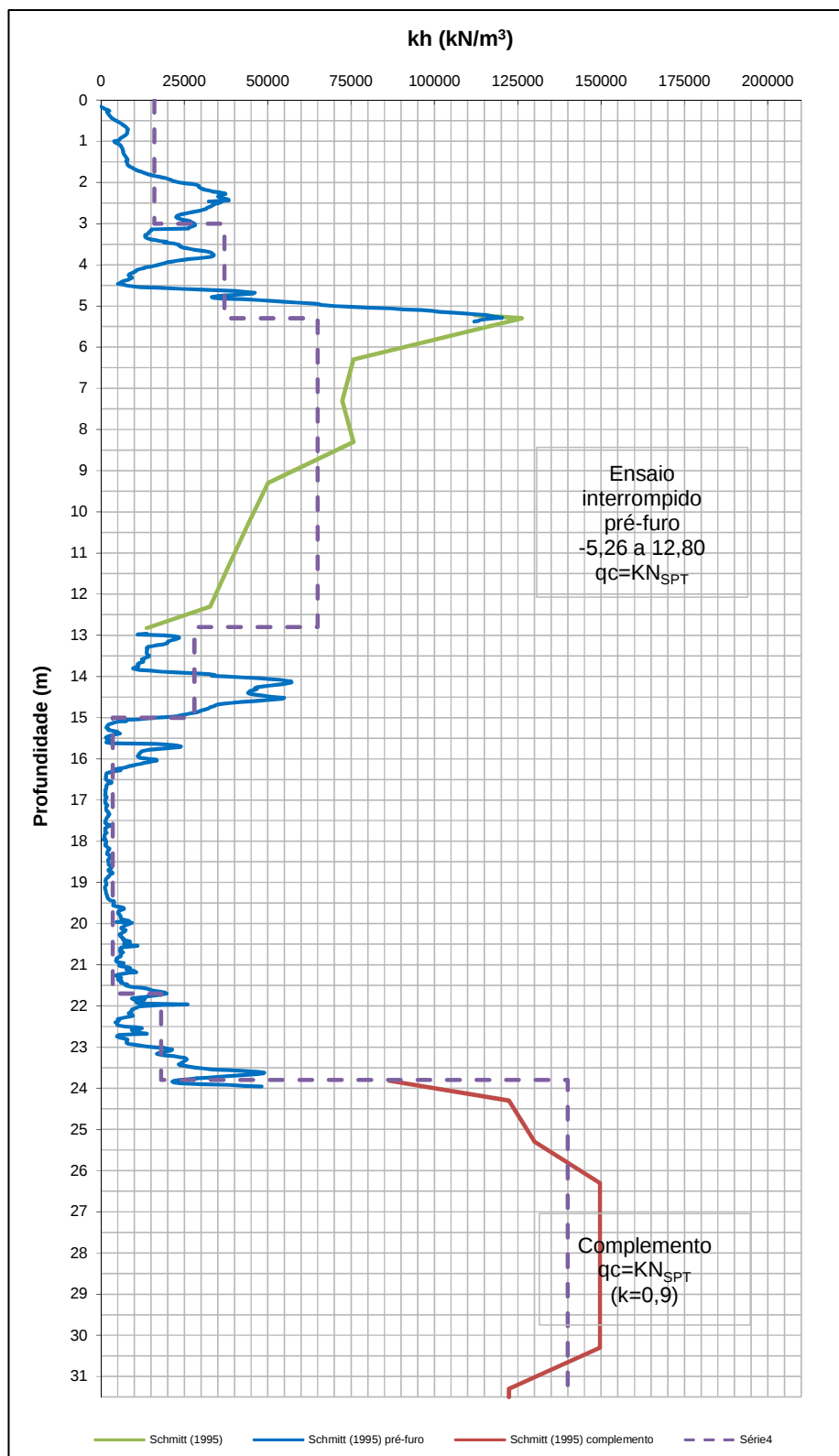


Figura 5.10 – Perfil de variação do coeficiente de reação horizontal na profundidade, e valores considerados (médios) – Schmitt (1995) a partir de ensaio CPTU

d) Peso específico dos solos

A estimativa dos pesos específicos para os solos foi feita com base na proposta de Godoy (1972). Os valores preconizados para o estudo seguem na Tabela 5.12 abaixo:

Tabela 5.12. Peso específicos considerados para os solos

Areia fina a médiafina

	γ_{NAT}	17	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	19	(kN/m ³)

Areia siltosa fina pouco siltosa muito compacta

	γ_{NAT}	19	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	20	(kN/m ³)

Areia siltosa fina med. compacta a compacta

	γ_{NAT}	19	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	20	(kN/m ³)

Areia siltosa p. compacta a compacta

	γ_{NAT}	18	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	19	(kN/m ³)

Silte mto argiloso mto mole a médio

	γ_{NAT}	14	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	15	(kN/m ³)

Silte argiloso rijo a duro

	γ_{NAT}	18	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	19	(kN/m ³)

Silte arenoso p. compacto a med compacto

	γ_{NAT}	16	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	17	(kN/m ³)

Silte areno argiloso comp

	γ_{NAT}	16	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	17	(kN/m ³)

Areia compacta

	γ_{NAT}	17	(kN/m ³)
	γ_{SAT}	19	(kN/m ³)

e) O estado de tensões iniciais do solo (K_0)

O presente estudo não se dedicou a uma avaliação da história de tensões do subsolo local, sobretudo por falta de ensaios específicos, como oedométrico ou pressiométrico.

Para tanto, adotou-se um $K_0 = 0,5$.

f) Comportamento dos solos atravessados em termos de drenagem

A partir dos resultados das medições realizadas pelo ensaio CPTU e com base nas propostas por Jefferies e Davies (1993) e Robertson (2010) para o parâmetro I_c (*material classification index*) procurou-se avaliar, de maneira geral, o comportamento dos solos atravessados. Para tanto plota-se o gráfico da Figura 5.11 da página seguinte, com a variação do parâmetro com a profundidade.

A partir da observação do gráfico confirma-se o comportamento das camadas atravessadas no primeiro trecho do ensaio, antes do pré-furo, típico de materiais arenosos, onde os carregamentos são drenados, ou seja, ocorre a dissipação das poro pressões geradas ao longo da aplicação do carregamento.

Para o segundo trecho do ensaio, onde ocorrem materiais menos competentes (silte argiloso, por exemplo) revelados pelo ensaio SPT, também se confirma o comportamento esperado para este tipo de material. Pode-se identificar também uma camada de material com comportamento distinto intercalada com os ditos materiais, que também é observada através da comparação dos gráficos de resistência de ponta corrigida (q_t) e poro pressão medida (U), que são apresentados no apêndice II da dissertação.

A classificação dos materiais existentes a partir da profundidade de 15,0 m, conforme proposta de Robertson (2010), que se apresenta no gráfico abaixo, confirma tanto a estratificação acentuada do subsolo local, quanto a classificação apresentada no boletim de sondagem SPT, obtida através da análise tátil visual.

Ressalta-se que a análise não se ateve na classificação das camadas atravessadas a partir do parâmetro I_c , adotando-se para tanto a classificação apresentada o boletim de sondagem SPT.

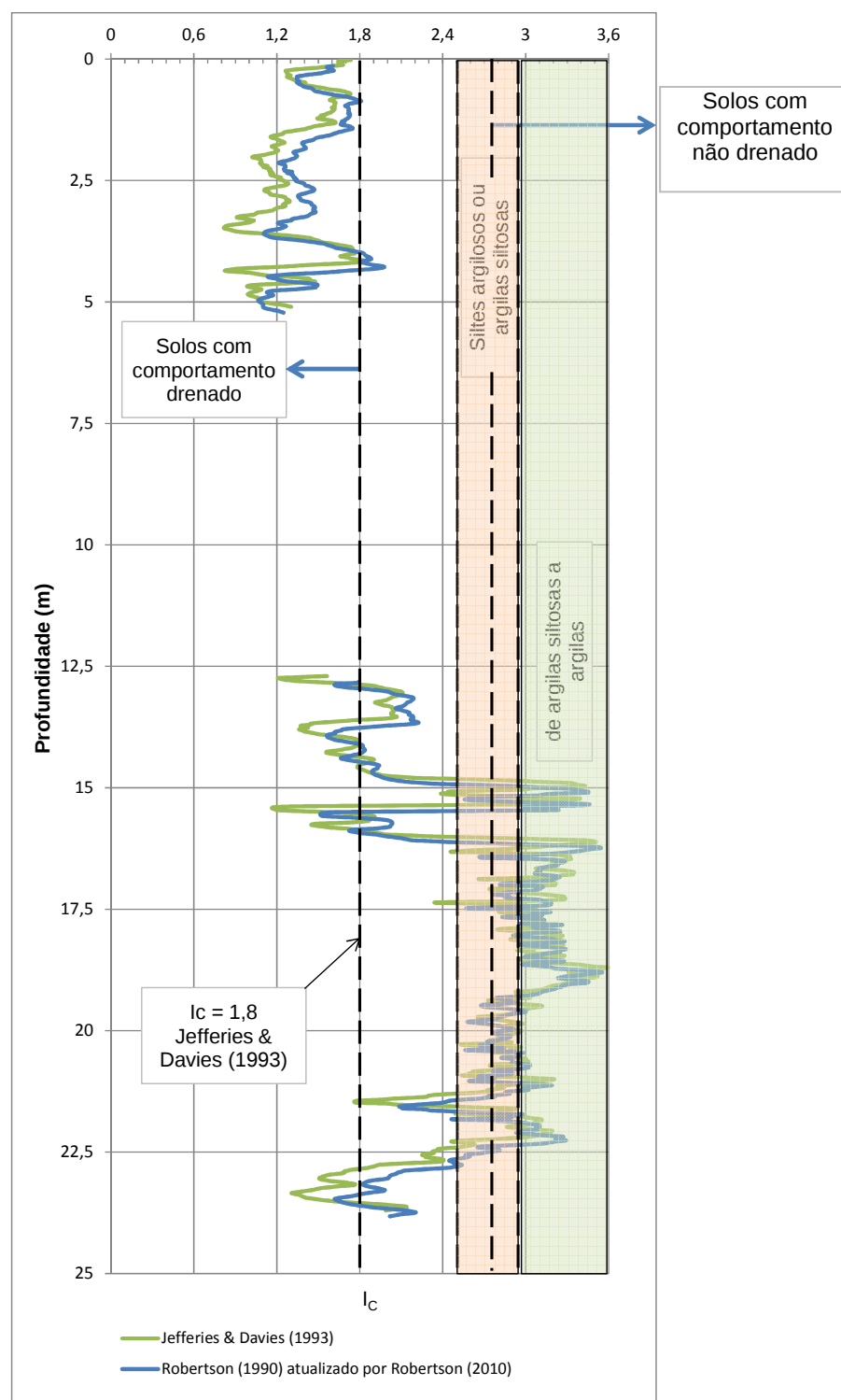


Figura 5.11 – Perfil de variação de IC com a profundidade

Perfil geotécnico considerado

O perfil geotécnico considerado se baseou nas informações geotécnicas disponíveis, materializadas pelos resultados dos ensaios SPT e CPTU realizados no local da obra, que são apresentados no apêndice II. O perfil procura reproduzir na íntegra as informações das sondagens.

A classificação das camadas de solo considerada no estudo foi conforme o boletim de sondagem SPT. Embora as informações mostrem que se trata de um subsolo bastante heterogêneo, procurou-se realizar uma avaliação dos parâmetros necessários aos modelos de análise, através da avaliação conjunta e cruzada dos dados dos ensaios SPT e CPTU.

Os valores do ângulo de atrito efetivo adotados para as camadas foram os obtidos através das correlações propostas a partir dos resultados do ensaio SPT, embora as expectativas de estimativas a partir de correlações com o ensaio CPTU sejam mais confiáveis. Optou-se assim por uma postura mais conservativa, ressaltando-se ainda o fato dos valores obtidos através das correlações com o ensaio CPTU serem maiores que as obtidas com o ensaio SPT.

Para os valores dos módulos de deformabilidade das camadas optou-se pela combinação dos ensaios SPT e CPTU, já que este último foi interrompido ao longo da profundidade por duas vezes. Assim, para os trechos não cobertos pelo ensaio CPTU foram adotados os valores obtidos pelas correlações via SPT, mesmo sendo estas baseadas em propostas da obtenção deste parâmetro para o estudo de recalques de fundações diretas.

Os valores do coeficiente de reação horizontal avaliados não serão apresentados no perfil por serem diferentes para cada método proposto, sendo o objetivo do estudo a avaliação da sensibilidade deste parâmetro no comportamento da cortina de cais em relação aos resultados de esforços e deslocamentos horizontais.

Assim, segue na Figura 5.12 da página seguinte o perfil geotécnico com os parâmetros adotados para as análises da cortina de cais do estudo de caso ora proposto.

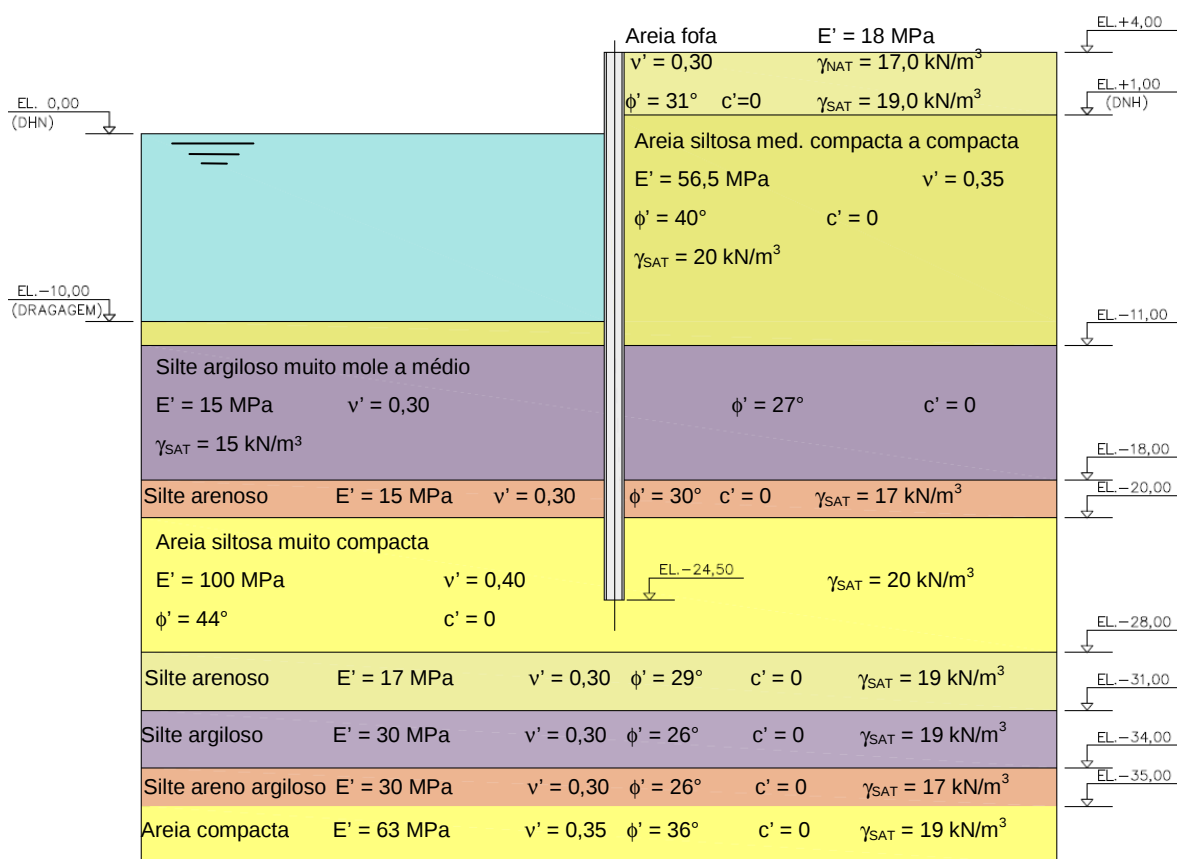


Figura 5.12 – Perfil geotécnico considerado

5.3 ANÁLISES

Pela natureza do empreendimento, sua construção, instalação e utilização, a análise será realizada considerando a situação de longo prazo, ou seja, em termos de parâmetros drenados, entendendo que os excessos de poro-pressão gerados nas camadas compressíveis que se situam ao longo da profundidade serão dissipados durante a aplicação dos carregamentos na cortina, ou seja, na aplicação das sobrecargas de maneira gradual e crescente, ao longo da construção e quando da utilização do cais.

As análises contemplaram quatro fases distintas que correspondem às etapas de implantação da cortina de cais, quais sejam:

Tabela 5.13. Fases de implantação da cortina - simulação na modelagem

Fase	Descrição
01	Instalação da cortina
02	Instalação dos tirantes e cortina de retroárea
03	Dragagem
04	Atuação da sobrecarga na retroárea

Adicionalmente, foi realizada a análise de estabilidade global da obra no programa Plaxis 2D, através do método de redução dos parâmetros de resistência dos solos (*c/phi reduction*).

Carregamentos considerados

Para o estudo proposto de comparação de ferramentas de modelagem de cortina de cais, somente foi considerado como carregamento a atuação da sobrecarga na retroárea do cais, cujo valor adotado foi de 50 kN/m², conforme o projeto, sendo aplicado nos modelos o valor de 40 kN/m², considerando a redução preconizada na norma NBR 9782 (1987).

Os demais carregamentos típicos para este tipo de obra, quais sejam as forças de amarração e atracação, não serão considerados, pois resultam em solicitações localizadas. As forças de amarração impactam na carga dos tirantes e as forças de atracação são distribuídas pelo elemento de coroamento da cortina, mobilizando certo empuxo passivo em seu tardo, que é geralmente pequeno quando comparado com a capacidade do solo local.

Para o caso das forças de amarração pode-se dedicar uma estaca de tração inclinada ou um tirante para absorver este esforço de maneira exclusiva. No caso das forças de atracação, o dimensionamento do elemento de coroamento, deve levar em conta este esforço.

Também não foi considerado no presente estudo a condição de desequilíbrio hidrostático, causado pela variação do nível das marés, por conta das incertezas quanto à condição de drenagem das camadas, potencial de estanqueidade dos perfis que formam a cortina, bem como demais parâmetros necessários para correta modelagem do problema de rede de fluxos e assim poder definir o carregamento a ser aplicado à cortina.

Embora esta questão não seja do escopo desta dissertação, cabe aqui a sua indicação como tema de uma pesquisa futura.

5.3.1 Análises pelo Programa Plaxis 2D

Hipóteses básicas adotadas nas análises

Em linhas gerais, as análises conduzidas no programa Plaxis 2D se basearam nos dados constantes no projeto da obra e entre outros, os que seguem descritos abaixo:

- Para a geração da malha de elementos finitos foi considerado a densidade *very fine* e o elemento triangular de 15 nós;
- O solo foi simulado considerando o comportamento elasto-plástico perfeito com critério de ruptura de Mohr-Coulomb associado;
- Foi considerado $k_0 = 0,5$ para todas as camadas de solo;
- Os tirantes foram modelados com elementos *point-to-point anchor* e as cortinas (frontal e retroárea) como elementos *plate*, com as rizezas apresentadas anteriormente;
- Não foi considerada mobilização de atrito na interface solo-cortina.

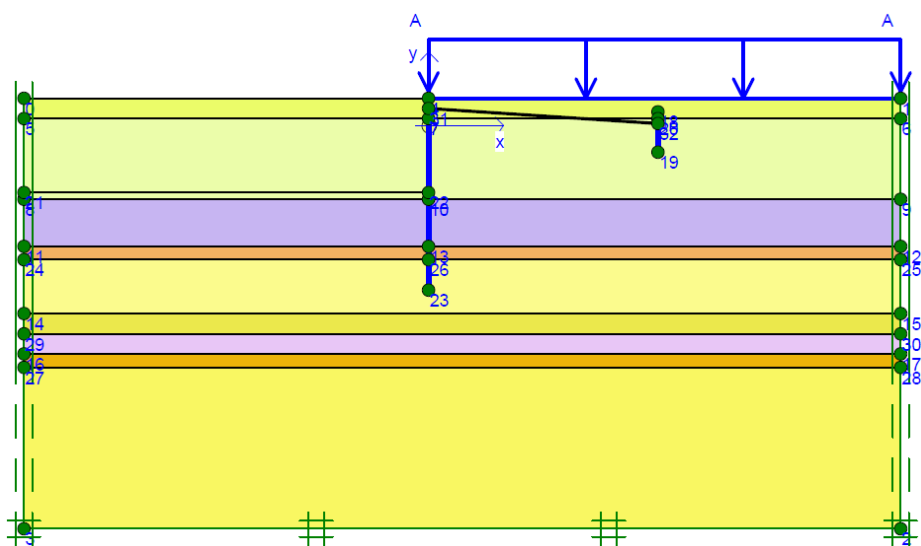


Figura 5.13 - Elementos considerados no modelo

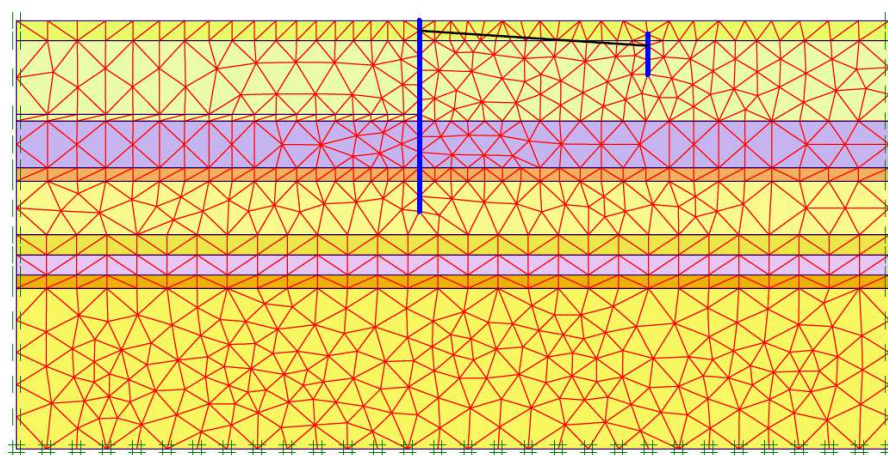


Figura 5.14 - Topologia da malha de elementos finitos do modelo

5.3.2 Análises pelo Programa D-Sheet

Hipóteses básicas adotadas nas análises

Em linhas gerais, as análises conduzidas no programa D-Sheet se basearam nos dados constantes no projeto da obra entre outros, os quais se destacam abaixo:

- A cortina de retroárea não foi simulada, portanto a consequente deslocabilidade e influência na rigidez do sistema de ancoragem não foram levadas em conta, sendo o tirante considerado indeslocável neste ponto;
- O cálculo de K_0 foi feito automaticamente pelo programa, considerando a proposta de Jacky (1944);
- Para os coeficientes de empuxo dos solos foi considerada a proposta de Müller-Breslau (opção do programa), que para casos sem consideração de atrito na interface cortina-solo, fornece os mesmos valores da teoria de Rankine;
- Para a simulação do comportamento do solo foi considerado o valor secante de k_h (opção de entrada do programa), sendo adotado o mesmo valor do parâmetro para os três níveis de mobilização (ver figura 4.2), sendo o perfil de variação adotado como constante na profundidade;
- Não foi considerada mobilização de atrito na interface solo-cortina.

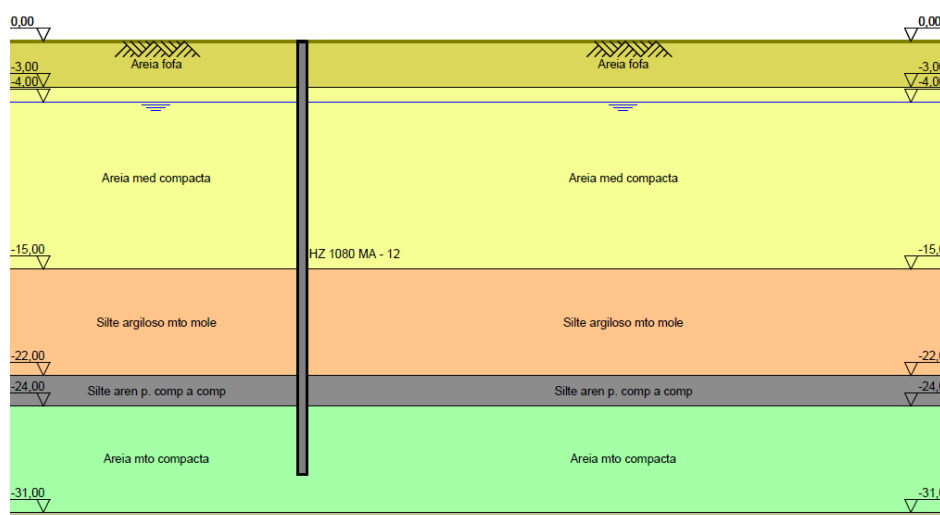


Figura 5.15 – Configuração inicial com camadas consideradas – D-Sheet

5.4 RESULTADOS DAS ANÁLISES

5.4.1 Plaxis 2D

Serão apresentados somente os resultados da fase 04, para fins de comparação posterior com os resultados obtidos pelo programa D-Sheet.

a) Esforços solicitantes e deslocamentos

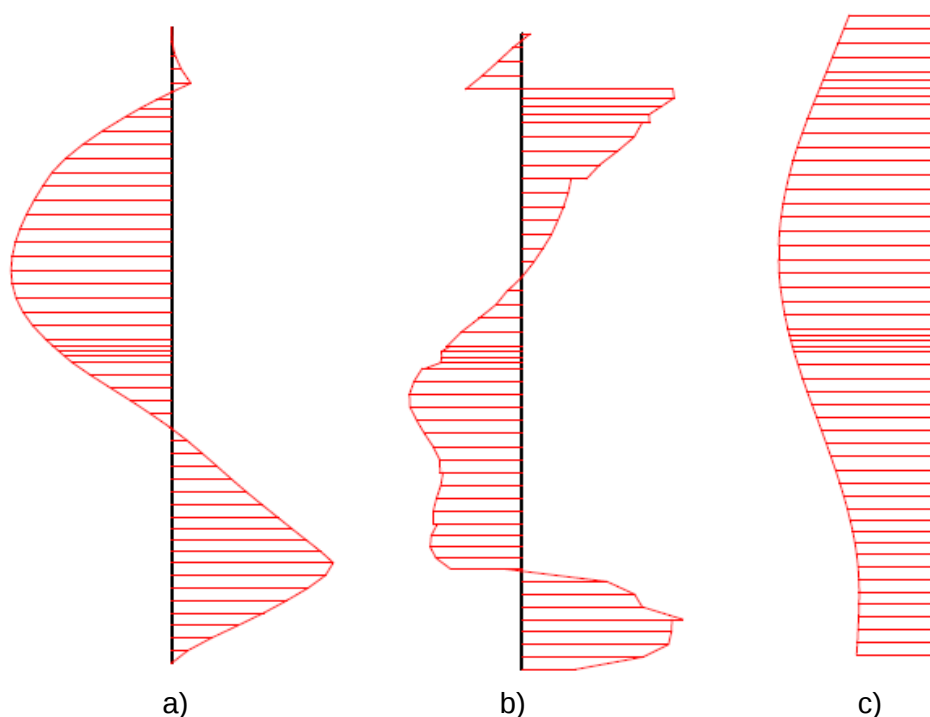


Figura 5.16 - Esforços e deslocamentos na cortina - Plaxis 2D – a) Momento fletor; b) Esforço cortante; c) Deslocamentos

Seguem na Tabela 5.14 abaixo os valores máximos obtidos na análise com o programa Plaxis 2D para os esforços (momento fletor e cortante), deslocamentos e carga nos tirantes.

Tabela 5.14. Valores máximos obtidos na análise – Plaxis 2D

Fase	M (kNm/m)	Q (kN/m)	δ (cm)	T (kN/m)
04	687,5	213,1	6,6	271,0

A partir da Tabela 5.14 acima e nas que seguem adiante, considera-se a seguinte legenda para os resultados obtidos para a cortina de cais:

M = momento fletor;

Q = esforço cortante;

δ = deslocamento horizontal;

T = carga nos tirantes.

b) Resultados em termos de tensões e deformações nos solos

Serão apresentados somente os resultados da fase final.

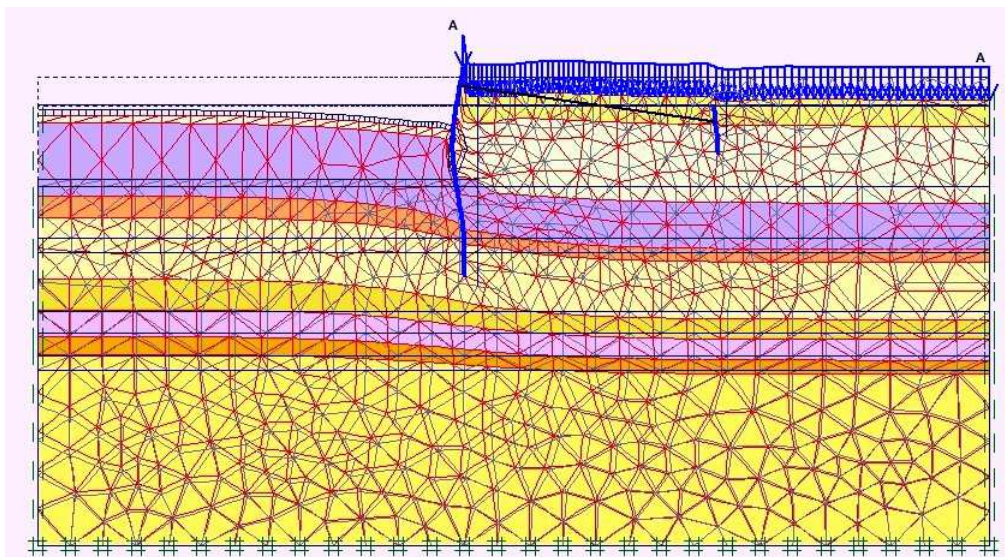


Figura 5.17 – Configuração deformada da malha de elementos finitos

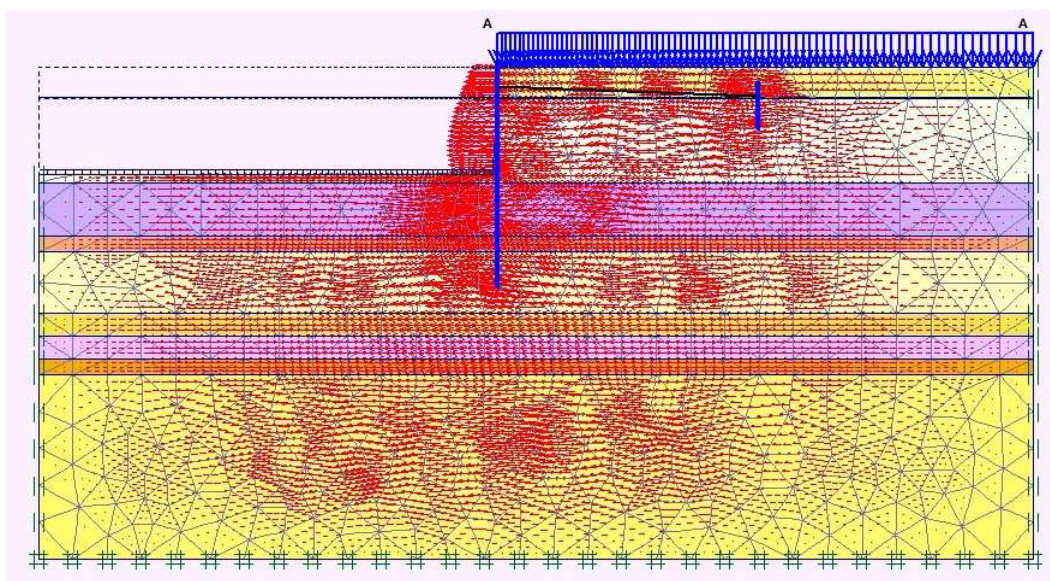


Figura 5.18 - Vetores de deslocamento horizontal

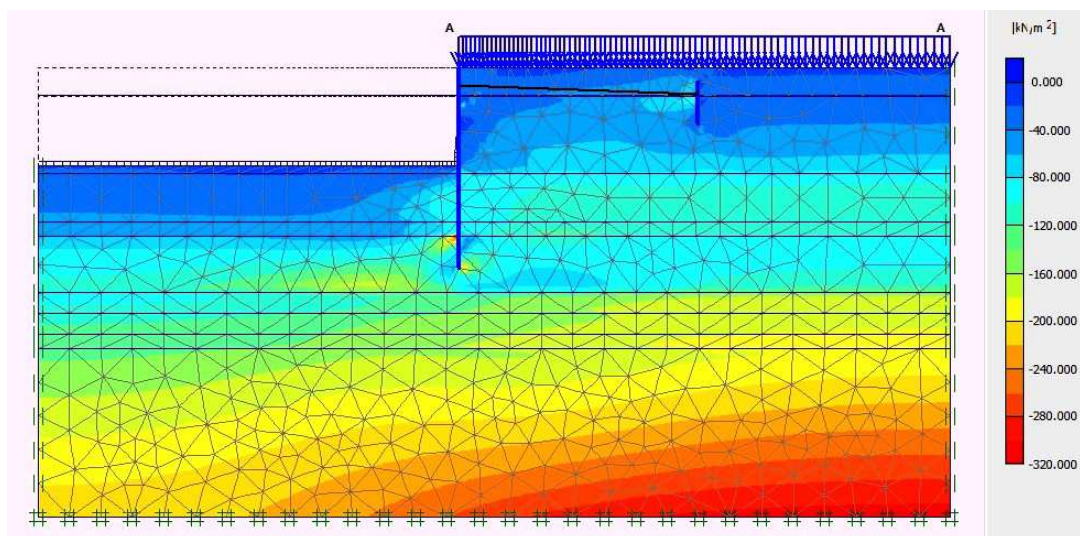


Figura 5.19 - Tensões horizontais efetivas

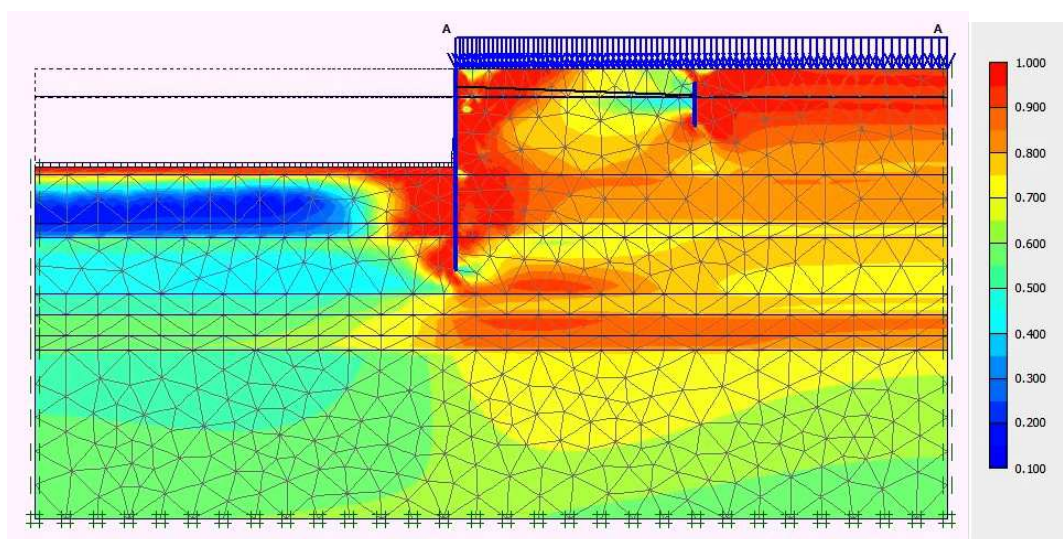


Figura 5.20 – Relação entre tensão cisalhante mobilizada e máxima

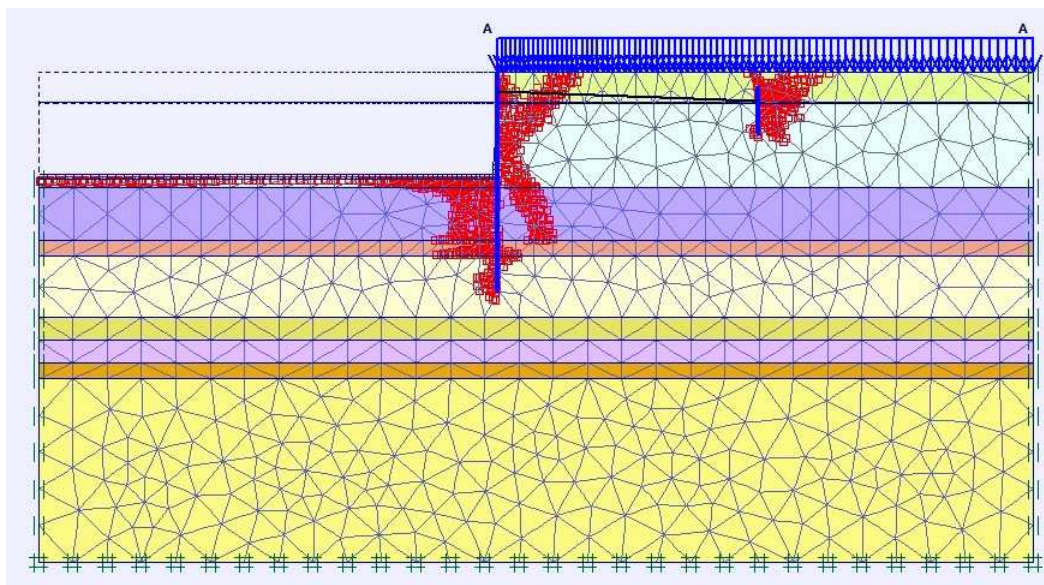


Figura 5.21 – Pontos de plastificação - pelo critério de Mohr-Coulomb

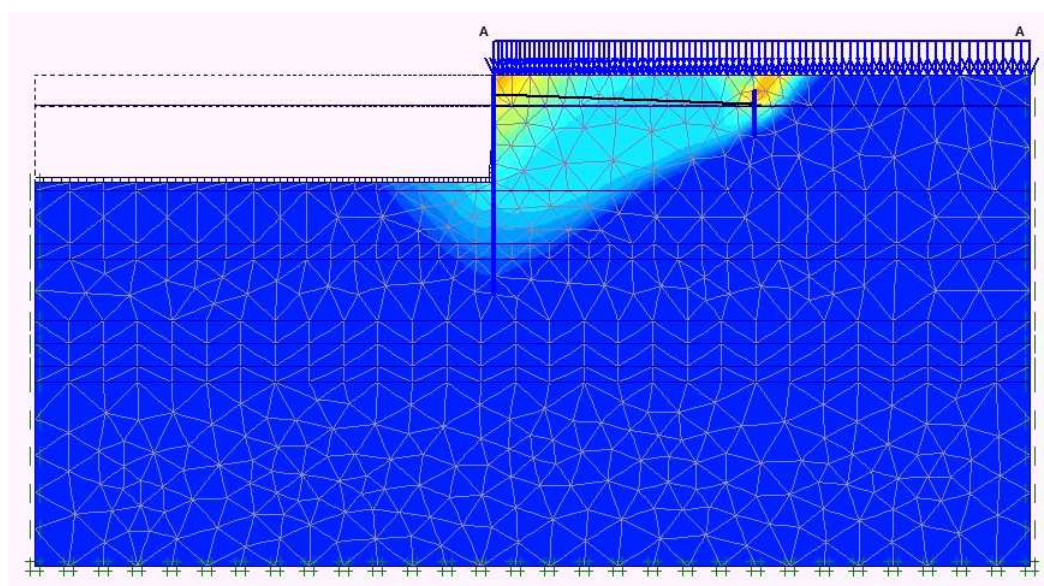


Figura 5.22 – Análise de Estabilidade (c/ϕ reduction) – $F.S. = 2,0$

5.4.2 D-Sheet

A seguir, seguem na figura 5.23 os gráficos com a variação dos resultados com a profundidade.

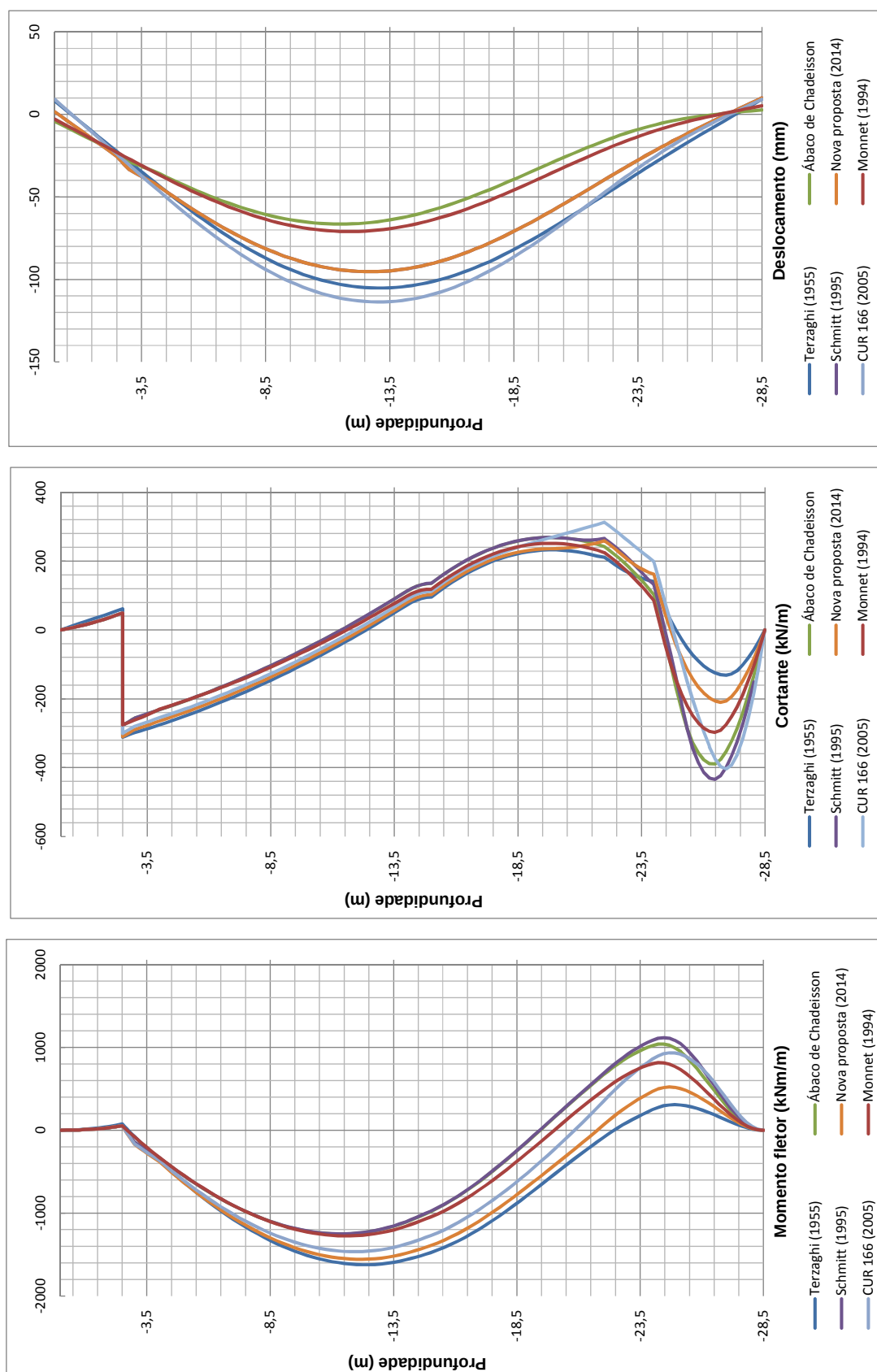


Figura 5.23 – Esforços e deslocamentos da cortina de cais – D-Sheet

Seguem na Tabela 5.15. Valores máximos obtidos nas análises – D-Sheet abaixo os valores máximos obtidos nas análises com o programa D-Sheet para os esforços (momento fletor e cortante), deslocamentos e carga nos tirantes, para os diversos métodos propostos.

Tabela 5.15. Valores máximos obtidos nas análises – D-Sheet

Método	M (kNm/m)	Q (kN/m)	Δ (cm)	T (kN/m)
Ábaco de Chadeisson	1253,0	388,0	11,0	327,0
Terzaghi (1955)	1622,0	312,0	6,6	373,0
Monnet (1994)	1275,0	298,0	7,1	325,0
Schmitt (1995)	1250,0	430,0	6,6	326,0
CUR 166 (2005)	1466,0	337,0	11,4	350,0
Nova Proposta (2014)	1558,0	310,0	9,5	359,0

Os gráficos que seguem nas figuras 5.24 a 5.28 abaixo comparam os esforços máximos (momento fletor e esforço cortante), cargas nos tirantes, profundidade de ocorrência do momento máximo e deslocamentos máximos, nesta ordem, obtidos nas análises realizadas no programa D-Sheet a partir dos métodos propostos, com o resultado obtido na análise realizada no Plaxis 2D (MEF).

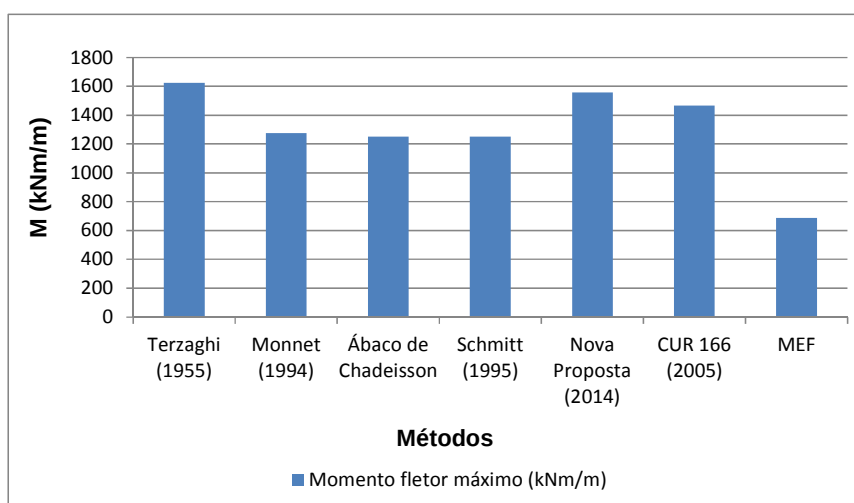


Figura 5.24 – Momentos fletores máximos da cortina de cais

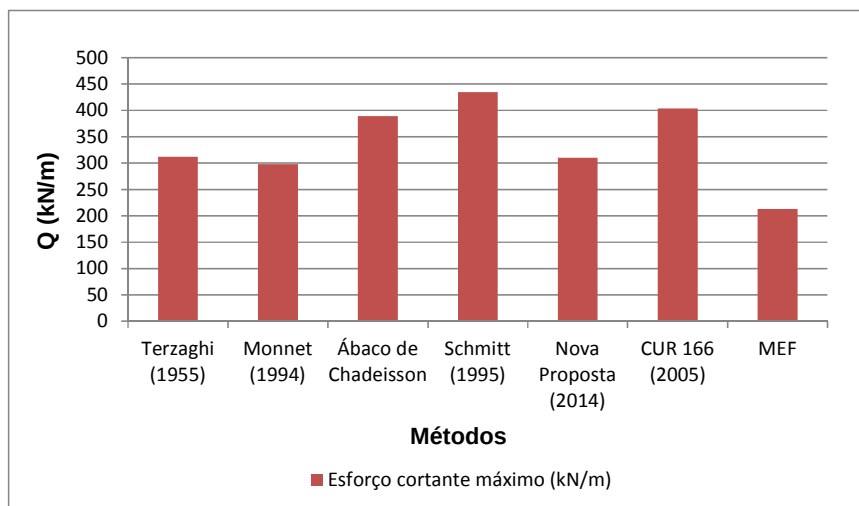


Figura 5.25 – Comparação do esforço cortante máximo

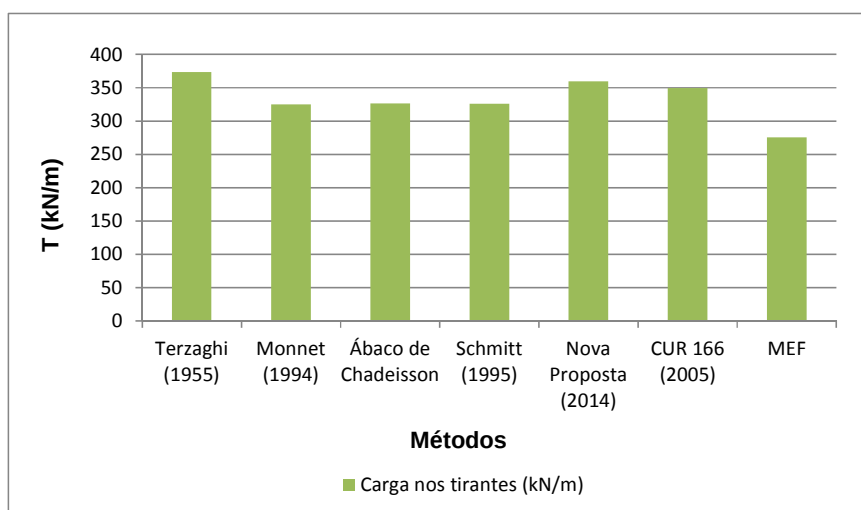


Figura 5.26 – Comparação entre as cargas nos tirantes

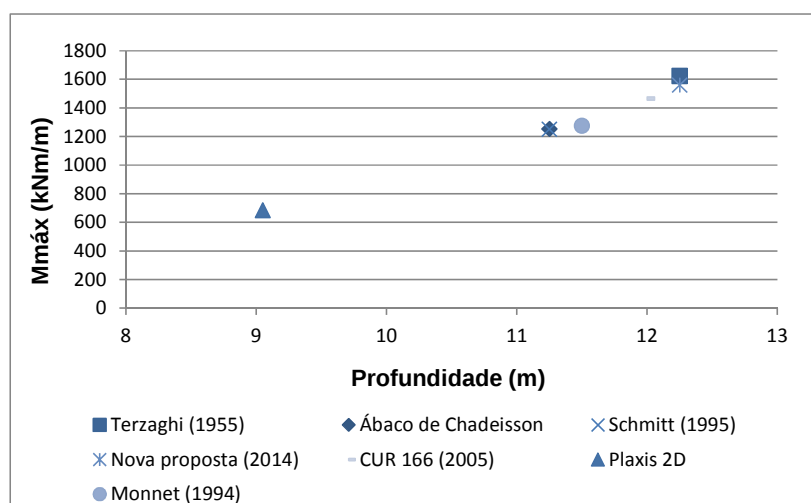


Figura 5.27 – Momentos fletores máximos e profundidades de ocorrência

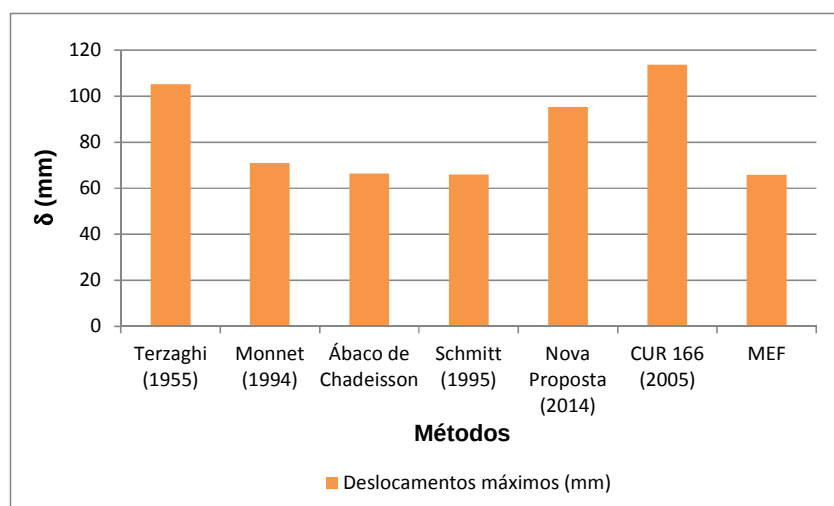


Figura 5.28 – Comparação entre os deslocamentos máximos

Para o gráfico da figura 5.24 acima se observa uma pequena dispersão para os valores encontrados do momento fletor máximo atuante na cortina. A variação percentual máxima encontrada foi de 30 %, correspondendo a uma faixa de variação igual a 372 kNm/m, cerca de 1/5 do valor do maior valor encontrado, obtido através do método de Terzaghi (1955).

Já para a profundidade de ocorrência do momento máximo (figura 5.27) a dispersão é mais pronunciada. Nota-se que a profundidade obtida no Plaxis 2D se distancia muito das obtidas no D-Sheet.

5.5 Conclusões Parciais do Estudo de Caso e Comparação de Ferramentas de Análise

A diferença encontrada nos resultados das análises para os esforços é bastante acentuada, sobretudo para o caso do momento fletor, onde nota-se a maior diferença, quando a comparação é feita a partir da proposta de Terzaghi (1955). Para o caso do esforço cortante máximo a diferença é menor, embora seja o dobro do valor obtido na análise do Plaxis, quando a comparação é feita a partir da proposta de Schmitt (1995). Para os deslocamentos sofridos pela cortina percebe-se um padrão diferenciado para o resultado obtido no programa Plaxis, na região da ficha, onde se observa um trecho constante próximo ao pé da cortina, padrão este que não se observa nos resultados do D-Sheet, onde fica clara uma tendência mínima de “engastamento” da ficha e como consequência, um aumento do “vão livre” da cortina. Os termos entre aspas serão esclarecidos posteriormente.

No intuito de avaliar se a discrepância nos resultados obtidos pelas duas ferramentas e dirimir as dúvidas sobre o desempenho do programa D-Sheet, optou-se por refazer a análise com o programa RIDO.

Para a análise foram considerados os mesmos dados de entrada utilizados na análise no programa D-Sheet, considerando o método proposto de Schmitt (1995). Os resultados, que seguem na figura 5.29 abaixo, confirmam os valores obtidos pelo programa D-Sheet, e assim, validam a eficiência do programa para aplicação neste estudo.

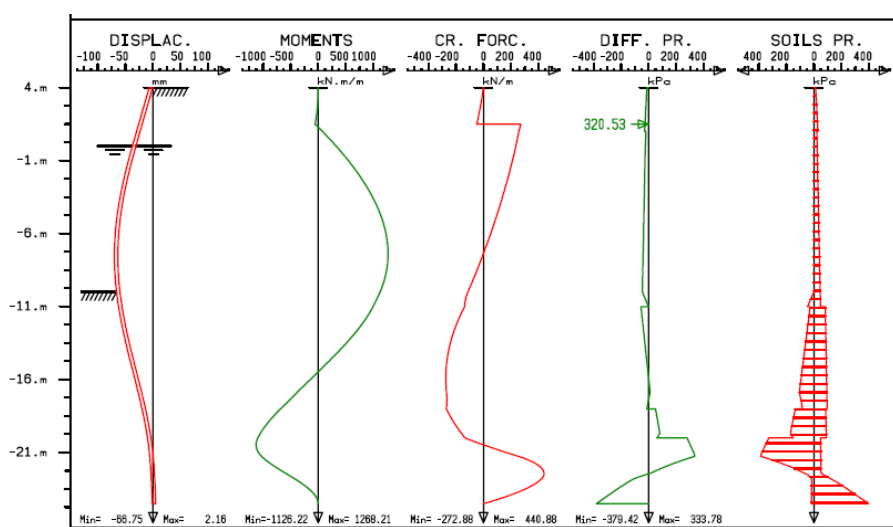


Figura 5.29 – Resultados da análise pelo programa RIDO para a fase final

Para o programa D-Sheet a expectativa de resistência repousa sobre o parâmetro de deformabilidade adotado pelo modelo, dado pelo coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) de cada camada isoladamente, considerando a simulação do solo por molas (Hipótese de Winkler) independentes entre si. Para o presente estudo esta responsabilidade de mobilização de resistência passiva repousa, sobretudo, sobre a camada de silte argiloso muito mole a médio, que corresponde à metade do comprimento da ficha (espessura de 7,0 m). Para esta camada as estimativas levaram a valores de k_h muito baixos, o que se traduz numa camada muito deformável quando de sua simulação no programa.

Na análise com o programa Plaxis 2D ocorre a interação entre o solo e os elementos estruturais inseridos no meio. Consequentemente, espera-se um comportamento integrado dos mesmos, baseados nas relações de tensão e deformação dos solos, que no caso de cortinas de cais é fortemente influenciada pelo deslocamento da cortina, e este, por sua vez, influenciado pela rigidez do elemento estrutural.

As deformações sofridas pelas camadas de solo no modelo integrado conduzem a uma maior aproximação do comportamento real da obra, levando a mobilizações de tensões horizontais (empuxos) diferentes daqueles assumidos nos modelos mais simplistas, por exemplo, os baseados na Hipótese de Winkler. Como consequência, os esforços oriundos destas solicitações na cortina também são diferentes.

No caso do presente estudo isto pode ser verificado pela plotagem dos diagramas de empuxo mobilizados no tardo e na ficha da cortina de cais, para ambos os programas, conforme seguem nas figuras 5.30 e 5.31 a seguir.

Ainda no âmbito das deformações, para a camada de areia compacta, que para fins de modelagem foi continuada até a fronteira considerada rígida, o valor do módulo de elasticidade considerado foi de 63,0 MPa, embora este valor, obtido pelas correlações empregadas, pode ser considerado baixo para uma camada de areia situada a 40 m de profundidade.

Se porventura o ensaio continuasse e fossem registrados maiores índices de resistência (N_{SPT}), o valor estimado para E' seria maior e impactaria nos resultados, já que como dito acima, impactaria diretamente nas deformações desta camada e assim, no comportamento do modelo como um todo.

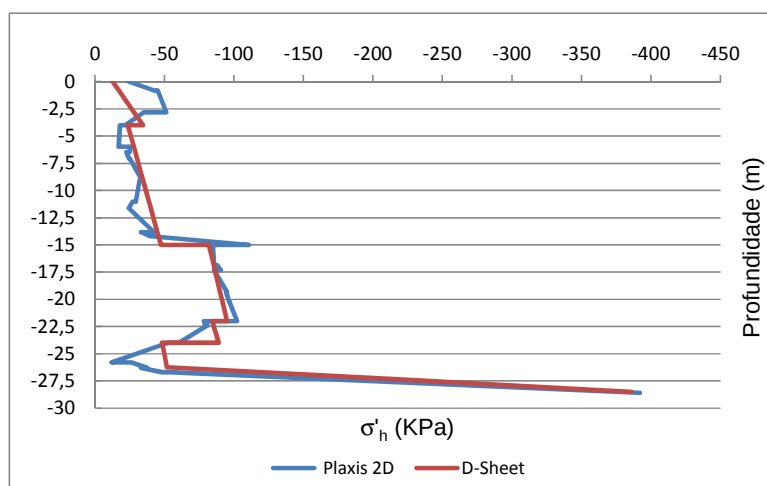


Figura 5.30 – Mobilização de empuxo ativo no tardo da cortina – Plaxis 2D x D-Sheet

A partir da observação da figura 5.30 (caso ativo), para o perfil obtido na análise pelo Plaxis 2D nota-se um aumento do empuxo na região do tirante, seguida de diminuição para valores menores entre este nível e o da camada de areia muito compacta, aproximadamente na profundidade -15,0 m.

Já para o caso da análise D-Sheet este comportamento não é observado e o nível de tensões, além de ser maior, cresce com a profundidade para as camadas de solo consideradas, conforme previsão da teoria de Rankine, utilizada pelo programa para o cálculo dos coeficientes de empuxo.

Ainda versando sobre esta concentração ou aumento do empuxo na região do tirante, para os casos onde o mesmo possua elevada rigidez axial e assim possa ser considerado indeslocável, esta concentração é ainda mais pronunciada, conduzindo ao efeito de arqueamento do solo entre o nível do tirante e um nível mais abaixo, resultando, sobretudo, numa diminuição do empuxo ativo mobilizado na cortina e em contrapartida, em aumento na carga nos tirantes.

No apêndice III da dissertação é apresentado um caso histórico de falha em uma cortina de cais, em consequência do observado acima.

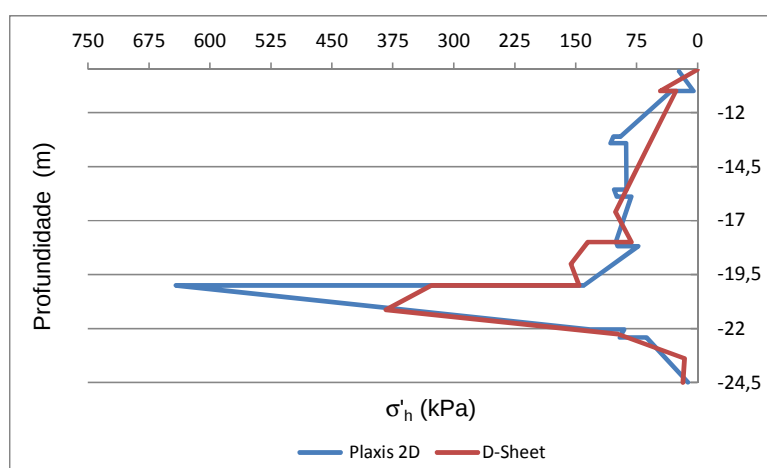


Figura 5.31 – Mobilização de empuxo passivo na ficha – Plaxis 2D x D-Sheet

A partir da observação da figura 5.31 acima, nota-se que o nível de tensões do perfil obtido no programa Plaxis 2D é maior se comparado com o obtido no programa D-Sheet, inclusive apresentando um pico relativo ao início da camada de areia muito compacta (a partir da profundidade -19,5 m).

Esta condição reforça o padrão observado para os momentos atuantes na cortina, para os resultados do Plaxis, onde os momentos negativos e positivos apresentam valores próximos, conforme apresentado na figura 5.16.

O programa Plaxis 2D também fornece como saída o gráfico com as resultantes dos empuxos mobilizados na cortina, que seguem na figura 5.32 abaixo, tanto para a condição ativa como para a condição passiva:

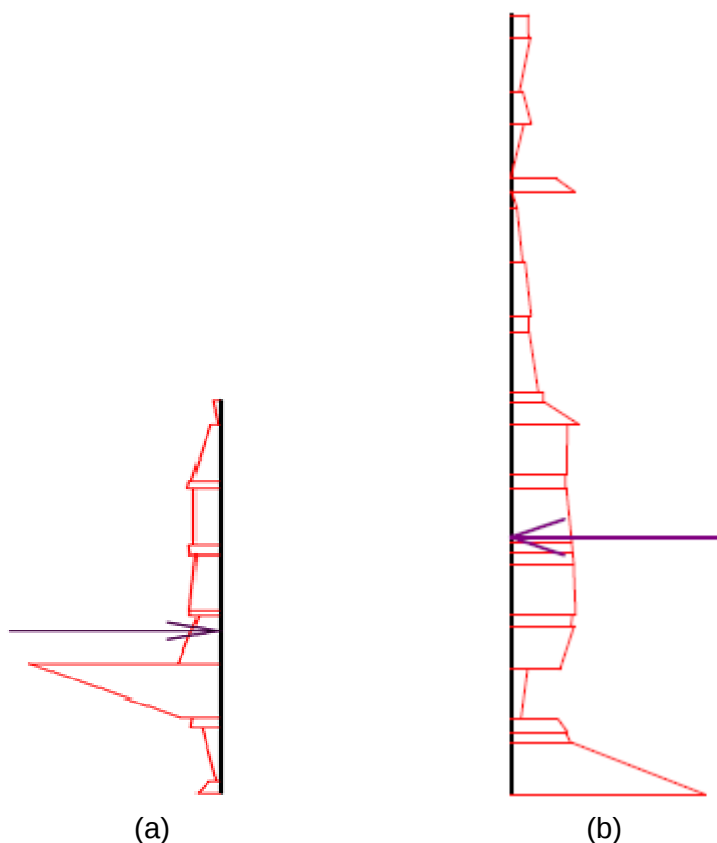


Figura 5.32 – Resultantes de empuxos mobilizados: a) condição passiva; b) condição ativa – Plaxis 2D

Os resultados da figura acima seguem sumarizados na Tabela 5.16 abaixo:

Tabela 5.16. Empuxos resultantes mobilizados – Plaxis 2D

Condição	Empuxo (kN/m)	Profundidade (m)
Ativa	1670,0	19,2
Passiva	1730,0	22,8

Para a resultante dos empuxos mobilizados obtidos da análise pelo programa D-Sheet, lançou-se mão de ferramenta CAD. Os resultados encontrados foram os que seguem na Tabela 5.17 abaixo, para o método de Schmitt (1995).

Tabela 5.17. Empuxos resultantes mobilizados – D-Sheet

Condição	Empuxo (kN/m)	Profundidade (m)
Ativa	1883,0	19,2
Passiva	1560,0	22,7

Em complemento aos gráficos da figura 5.31, a Tabela 5.16 e a Tabela 5.17 acima mostram que a mobilização dos empuxos tanto no tardoiz quanto na região da ficha é diferente para os programas avaliados, o que se traduz em carregamentos distintos na cortina para os modelos considerados. Nota-se que para a análise no programa D-Sheet o valor da resultante de empuxo ativo é cerca de 13 % maior se comparada com a resultante obtida na análise pelo programa Plaxis 2D.

Ainda neste contexto, cabe a observação da figura 5.27, onde para a profundidade de ocorrência do momento máximo, o resultado obtido pela análise no Plaxis 2D (9,1 m) se distancia dos valores encontrados para as análises realizadas no D-Sheet, mostrando a influência da diminuição do “vão livre” da cortina, por conta das mobilizações diferenciadas dos empuxos tanto no tardoiz, quanto na ficha da cortina.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

6.1.1 Comparação entre Ferramentas Disponíveis

A partir do estudo paramétrico realizado no capítulo 4 visando à comparação das ferramentas baseadas na Hipótese de Winkler, adotando-se um valor máximo e um mínimo para k_h , observou-se que a influência da variação deste parâmetro é mais pronunciada nos resultados de momentos fletores, embora a variação nos resultados encontrados nos programas tenha se mostrando pequena. Nota-se que os esforços cortantes apresentam pequena sensibilidade à variação do coeficiente de reação horizontal.

Os deslocamentos obtidos registraram a maiores diferenças e, naturalmente, muito dependentes da variação no valor de k_h . Nas análises com valor mínimo de k_h (500 kN/m³), fica evidenciada a condição de extremidade livre, para todos os casos, ressaltando-se que esta condição é muito conservadora, o que mostra que este valor adotado para o parâmetro é muito baixo para o solo simulado no estudo.

Em linhas gerais, a tentativa de calibrar os modelos baseados na Hipótese de Winkler a partir da resposta do modelo baseado em meio contínuo (Plaxis 2D) mostrou-se limitada, pois a mesma não consegue trazer consigo, somente a partir da correlação de k_h , o comportamento tensão deformação do solo e sua interação com a cortina que é simulada no programa em meio contínuo (Plaxis 2D). Não obstante, o estudo mostra a possibilidade, a partir deste conjunto de ferramentas apresentadas, de realização de estudos de sensibilidade aos parâmetros geotécnicos (“estudos paramétricos”).

Numa comparação entre todas as ferramentas, considerando o valor médio de k_h , de um modo geral, os resultados para os momentos fletores das análises do PLAXIS 2D se mostraram menores, quando comparados aos de outros programas e métodos. O resultado que mais se aproxima do PLAXIS 2D é o do DEEP. O programa RIDO apresentou-se como na média e o programa SPW mostrou-se conservador.

Ressalta-se que o desempenho notado pelo programa DEEP, ao prever valores para os momentos próximos dos obtidos pelo Plaxis 2D devem ser avaliados com critério, já

que o programa tem limitações quanto da discretização dos elementos da cortina na modelagem e solução com implementação numérica, sendo a divisão mínima permitida igual a 0,3 m. Este fato não se verifica nos outros programas, que a partir da possibilidade de um refinamento maior dos elementos no modelo considerado, pode conduzir a resultados diferentes.

Para os valores obtidos para os esforços cortantes, nota-se que as diferenças são menores, sendo o resultado que mais se aproxima do obtido no PLAXIS 2D é o do programa RIDO.

No caso dos deslocamentos, considerando o maior valor obtido ($\delta = 8,8$ cm para $H = 15$ m – D-Sheet) e comparando este com o encontrado no Plaxis 2D ($\delta = 4,3$ cm), nota-se uma diferença de 105 %. No entanto, este resultado corresponde a aproximadamente $H/150$, um valor aceitável para esta altura de cais, podendo validar o programa D-Sheet para a previsão de deslocamentos da cortina.

A carga nos tirantes foi o resultado que apresentou a menor dispersão.

6.1.2 Estudo de Caso

No estudo de caso, os resultados dos esforços obtidos no programa D-Sheet, sobretudo para os momentos fletores, mostraram uma diferença acentuada com os obtidos no programa Plaxis 2D. No caso do esforço cortante a diferença encontrada foi menor, porém chegando ao dobro do valor obtido no programa Plaxis 2D.

Com relação aos deslocamentos obtidos, nota-se um padrão diferenciado nos resultados do programa Plaxis 2D, quando comparado ao resultado do programa D-Sheet. A resposta do Plaxis 2D se mostra mais favorável em termos da restrição da ficha da cortina, fator este que influencia o comportamento da cortina e consequentemente os esforços internos, sobre a ação dos empuxos.

De fato a deformada da cortina no Plaxis 2D é típica de uma estrutura de rigidez elevada, conforme nota-se na Figura 5.16. No entanto, as deformada apresentada nos resultados das análises com os programas baseados na Hipótese de Winkler, se mostram muito mais “flexíveis” (Figura 5.23 e Figura 5.28), mesmo sendo a cortina com modelada com a mesma rigidez.

O comportamento da cortina no modelo simulado no programa D-Sheet depende muito da mobilização de resistência passiva da camada de silte argiloso muito mole a médio, que corresponde à metade do comprimento da ficha (7,0 m). As correlações propostas levaram a estimativas muito baixas para o valor de k_h desta camada. Isto se traduziu numa camada muito deformável quando de sua simulação no programa. Lembra-se que, para esta camada, os parâmetros podem ser reavaliados de maneira mais adequada a partir de outros ensaios de campo, como, por exemplo, o DMT.

Não obstante, esta reavaliação também pode ser complementada a partir de resultados de ensaios em laboratório, naturalmente se houver possibilidade de retirada de amostras indeformadas.

Pela análise dos diagramas de empuxo plotados para as duas condições de modelagem, observa-se uma maior mobilização na condição ativa para o programa D-Sheet, em contrapartida de uma menor mobilização na condição passiva também pelo mesmo programa. Isto nos orienta, em primeira análise, para um entendimento do por que da diferença encontrada nos resultados.

O modelo baseado no meio contínuo considera um comportamento integrado do solo e dos elementos nele inseridos. Para o caso de cortinas de cais, seu comportamento é fortemente influenciado pelo deslocamento sofrido pela mesma, e das consequentes mobilizações de empuxos. Assim, para as deformações percebidas pelas camadas de solo no modelo integrado, incorrem em mobilizações de tensões horizontais (empuxos) diferenciadas, se comparadas com aquelas assumidas nos modelos baseados na Hipótese de Winkler. Isto permite concluir que, como consequência, as solicitações na cortina também serão diferentes.

Outro fator importante que se pronunciou na análise realizada no Plaxis 2D foi a tendência de concentração de empuxos no nível dos tirantes, que leva a uma diminuição do empuxo ativo mobilizado atuando na cortina e em contrapartida, em aumento na carga nos tirantes. Isto não ocorre nos programas baseados na Hipótese de Winkler, pois as ancoragens são modeladas como indeslocáveis, ficando o comportamento destas dependentes somente da rigidez axial de entrada para o tirante selecionado.

Ressalta-se que o programa D-Sheet se limita a avaliação de esforços e deslocamentos na cortina, e embora inclua avaliações adicionais, como a análise de estabilidade (método de Bishop), é um programa de cunho estrutural, visando o dimensionamento da cortina. Assim, o programa não pode ser considerado como ferramenta completa de análise geotécnica.

Por fim, a chamada “Nova proposta” de avaliação de k_h se mostrou como uma opção, haja vista que os resultados obtidos para os esforços ficaram dentro da expectativa apresentada pelos demais métodos. Não obstante, mesmo para os solos localizados na região da ficha que sofreram alguma plastificação, considera-se que as mesmas foram localizadas e, portanto, não invalidam a utilização do método proposto.

6.1.3 Conclusões Gerais

A análise por meio de programas baseados na Hipótese de Winkler é usual principalmente entre os engenheiros estruturais, pois é de aplicação simples e não requer muitos parâmetros de entrada. Os resultados dos esforços na cortina de cais são obtidos de maneira direta, e são usados para fins de dimensionamento estrutural. Ressalta-se a natureza do coeficiente de reação horizontal, que não é um parâmetro do solo, mas uma resposta do solo a um dado carregamento, dependente de rigidez da cortina, da dimensão da área carregada, etc. Portanto, os programas baseados na Hipótese de Winkler são limitados do ponto de vista geotécnico, e não têm condição de fazer uma previsão rigorosa do comportamento em termos de tensões e deformações dos solos envolvidos no problema. Assim, previsões como a do recalque na retroárea, levantamento do solo a frente da cortina e, sobretudo, nível de tensões cisalhantes mobilizados nas camadas ditas responsáveis pela segurança e estabilidade da obra, não podem ser avaliados com este tipo de programa.

Ressalta-se que, mesmo com modelos mais aprimorados para a simulação do solo por molas, como é o exemplo do programa D-Sheet, que adota um perfil de degradação de k_h com o nível de tensões com uma faixa de variação grande, este recurso não influencia muito nos resultados obtidos para os esforços, como visto no estudo de caso hipotético do capítulo 4.

Contudo, pode-se conduzir através destes programas estudos de sensibilidade aos parâmetros do solo, para a previsão da faixa de esforços e deslocamentos esperados e assim, avaliar o comportamento das cortinas de cais. Acrescenta-se ainda que, as análises realizadas através destes programas são relativamente rápidas.

No uso de solução para meio contínuo (MEF), mesmo os modelos mais básicos, como o adotado para a análise do estudo de caso (elasto-plástico linear perfeito), se aproximam do comportamento real dos solos, dependente das tensões e deformações. Nas análises são calculados, além dos esforços e deslocamentos na cortina, as tensões e deformações no maciço terroso. Assim, a partir da associação do comportamento do solo em termos das tensões e deformações a um critério de resistência, como por exemplo, o de Mohr-Coulomb, pode-se avaliar o nível de solicitação dos solos em termos de sua resistência ao cisalhamento. A modelagem, contudo, necessita de um número maior de parâmetros do solo e estes devem ser avaliados de forma mais criteriosa que no caso do “modelo de molas”. Os parâmetros podem ser obtidos através de correlações via ensaios de campo, como foi praticado na presente dissertação, ou a partir de ensaios de laboratório, sobretudo observando-se a faixa de tensões a que a obra será submetida. Assim, recomenda-se que as análises sejam feitas por engenheiro geotécnico. Por conta dos fatores acima, este tipo de análise demanda mais tempo.

Por fim, com base na grande variação apresentada nos resultados obtidos nas análises pelos métodos e ferramentas utilizadas no estudo de caso, ressalta-se a importância da instrumentação geotécnica e monitoramento de cortinas de cais, para posterior uso dos dados de medições em estudos de retro análise, com vias da avaliação dos parâmetros dos solos, sobretudo os de deformabilidade destes, que alimentam os modelos baseados em meio contínuo e banco de dados para uso em projetos semelhantes futuros.

6.2 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

No âmbito do projeto de cortinas de cais e dos estudos propostos nesta dissertação cabem desenvolvimentos nos seguintes temas abaixo, não nesta ordem de relevância:

- a) Estudo do alívio de tensões ocasionado pela dragagem e avaliação da influência deste efeito nos parâmetros geotécnicos dos solos situados à frente da cortina de cais, para sua aplicação nos projetos;
- b) Estudo do mecanismo de ação de correntes e dos propulsores de navios no solo a frente da cortina e avaliação dos efeitos deletérios causados pela erosão, bem como sua influência no comportamento da cortina de cais, sobretudo para o trecho da ficha, conforme introduzido no capítulo 3 da dissertação;
- c) Estudo do problema de fluxo associado à variação das marés e regime de ondas local e sua influência no empuxo de água a ser considerado no projeto da cortina de cais;
- d) Estudo de caso de uma cortina de cais que foi monitorada por instrumentação em todas as fases da obra;
- e) Estudo de avaliação do estado de tensões iniciais do solo e avaliação do valor de k_0 e sua influência na avaliação dos empuxos de solo que atuam na cortina;
- f) Estudos de avaliação do atrito mobilizado na interface solo-cortina de cais e seu impacto na avaliação dos empuxos de solo que atuam na cortina;
- g) Elaboração de uma norma brasileira para o projeto de cortinas de cais e estruturas de contenção portuárias similares, no nível dos códigos internacionais existentes.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484 (2001). Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069 (1991). Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421 (2006). Projeto de estruturas resistentes a sismos. Rio de Janeiro: ABNT.

Agerschou, H.; Lundgren, H. Sorensen, T.; Ernst, T. (2004), *Planning and design of ports and marine terminals*, 2nd, Thomas. Telford, London

ArcelorMittal (2010). *Estacas Prancha Laminadas a Quente*. Catálogo Geral. ArcelorMittal.

ArcelorMittal (2011). *Estacas Prancha Laminadas a Quente – O sistema de paredes combinadas HZM/AZ*. Catálogo Geral. ArcelorMittal.

AMRetain (2011) – *Manual do programa AMRetain*, ArcelorMittal.

ANTAQ (2014) – *Boletim Anual de Movimentação de Cargas – Análise da movimentação de cargas nos Portos Organizados e Terminais de Uso Privado 2013* – Brasília;

Barata, F. E. (1984). *Propriedades de Mecânica dos Solos – Uma Introdução ao Projeto de Fundações*, Livros Técnicos e Científicos Editora S/A.

Bazant, Z. P. (1979). *Methods of foundation engineering*: Elsevier Scientific Pub. Co. ; distribution for the U.S.A. and Canada, Elsevier/North-Holland, 615 p. : ill.

Belincanta, A.; Cintra, J.C.A. (1998) "Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para execução do SPT". *Solos e Rochas*, 21(3):119-133.

Bolton, M. D. (1986). "The strength and dilatancy of sands." *Geotechnique* 36.

Brito, P. (2010) – *Muito a Navegar*, 1 ed, Ed. Solar, Rio de Janeiro.

BS 6349-1 (2000). Maritime Structures: Part 1: Code of practice for general criteria.

BS 6349-2 (2010). Maritime Structures: Part 2: Code of practice for design of quay walls, jetties and dolphins.

Burmister, D.M. (1948). "The importance and practical use of relative density in soil mechanics." *Proceedings...American Society for Testing and Materials* 84:1.

Cavalcante, E. H. (2006). *Investigação Teórico-experimental sobre o SPT*. Tese de Doutorado, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ

Clayton, C. R. I. ; Milititsky, J. (1986). *Earth Pressure and Earth-retaining structures*, Surrey University Press, London.

Cornfield, G. G.(1975). Capítulo em *Foundation Engineering Handbook*, Edited by H. F. Winterkorn and H Y. Fang, VanNostrand Reynold Company,

Culmann, K. (1866). "Die Graphische Statik". Zürich.

CUR 166 (2005). "Publikatie 166: Damwanconstructies." 4e druk (Design Guide Sheet Piling, in Dutch).

Danziger, F. A. B. (2013) – Notas de aula do curso de investigações de campo (mestrado). Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

Décourt, L. (1989). "The standard penetration test. State-of-the-Art Report." *Proc. XII ICSMFE*, Rio de Janeiro. Balkema, Rotterdam.

De Mello, V. F. B. (1971). "The Standard Penetration Test: state-of-the-art report." *Proceedings of the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*: San Juan, PR, v.1:1-86.

DEEP (1975). *Manual do programa DEEP (Determinação de esforços Evolutivos em Paredes)*. Promon Engenharia Ltda.

Dzieknaik, N. G. (2005). *Remodelação de Obras Portuárias: Fundações em Estacas Mistas no Porto Novo do Rio Grande*. Tese de Mestrado. Rio Grande: Fundação Universidade Federal do Rio Grande.

EAU (2004) *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures: Harbours and Waterways*, 8th Edition; Translation of the 10th German Edition.

Gibbs, K. J.; Holtz, W. G. (1957). "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing." *4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, London, 35-39.

Godoy, N. S. (1983). Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra. Escola de Engenharia de São Carlos–USP. São Carlos (SP).

Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas. (2008). 1a edición. Julio. Ministerio. de Fomento. Gobierno. de España.

Hatanaka, M. ; Uchida, A. (1996). "Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils." *Soils Foundation.*, Japanese Geotechnical Society, 36(4), 1–9.

Jaky, J. (1944), "The Coefficient of Earth Pressure at Rest", *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, October, pp. 355-358.

Jamiolkowski, M.; D.C.F. LoPresti; M. Manassero, (2001). "Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from Cone Penetration Test and Flat Dilatometer Test", *Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP 119)*, ASCE, Reston, Virginia, pp. 201-238.

Janbu N., Bjerrum L. and Kjaernsli L. (1956). "Soil mechanics applied to some engineering problems". *Norwegian Geotechnical Institute*, Publ. 16.

Jefferies, M. G., and Davies, M. P., (1993). "Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60". *American Society for Testing and Materials, ASTM, Geotechnical Testing Journal*, Vol. 16, No. 4, December, pp. 458 - 468.

Kulhawy, F.H.; Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*, Report EL6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, USA, 306p.

Lazebnik, G. E. (1986). *Monitoring of Soil-Structure Interaction*. Chapman & Hall. pp 224. New York.

LaGatta, D. P.; Shields, D. R. (1984). "Failure of an Anchored Sheetpile Bulkhead" - *Proceedings: First International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, May 6-11. Rolla, Mo: University of Missouri-Rolla.

Lopes, F. R. (2006). *Notas de Aula. Métodos Numéricos*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

Maffei, C. E. M. ; Gonçalves, H. H. S. (2011). "Aumento de calado de cais utilizando a técnica de jet-grouting". *Revista Fundações e Obras Geotécnicas*. v. 10, p. 66-71.

Marche, R. (1974). "Penetration resistance and soil-pile interaction parameters in view of bending moments evaluation". *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing*. Stockholm.

Mason, J. (1983) *Estruturas Portuárias*, 2 ed, MC Graw-Hill Brasil, São Paulo;

Mayne, P.W.(2001). "Stress-Strain-Strength-Flow Parameters from Enhanced In-Situ Tests", *Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*, Bali, Indonesia, pp. 27-48.

Monnet, A. (1994). "Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements". *Revue Française De Géotechnique*, N° 65, 1er trimestre.

Ménard, L., Bourdon, G. & Houy, A. (1964). "Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de foundation", *Soils Soils* 9.

Müller-Breslau, H. (1906). "Erddruck auf Stützmauern." *Verlag Kröner*, Stuttgart.

Ohya, P., Imai, T. ; Matsubara, M. (1982). "Relationships Between N Value by SPT and LLT Pressuremeter Results", *Proc., 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Vol. 1, Amsterdam, 125-130.

Peck, R. B., Hanson, W. E. e Thornburn, T. H, (1974). *Foundation Engineering*. (Second edition), Wiley, New York, 514 p.

Pires, R. P. R. (2011). *Estruturas de acostagem. Estudo comparativo em função de cotas e das soluções características geotécnicas dos fundos*, Dissertação de Mestrado. Porto: FEUP.

Poulos, H. G. (1971), "Behavior of laterally loaded piles: I - Single piles," *ASCE, J-SM&FD*, Vol. 97, S:'15, May, p. 722.

Prakash, S., Sharma, H.D. (1990). *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.

Puller, M. (1996). *Deep excavation - A practical manual*. Thomas Telford Publishing, Londres.

Quinn, A. DeF. (1979) – *Design and Construction of Ports and Marine Structures* – 2 ed. MC Graw-Hill;

Revista do BNDES (2004). v. 11, n. 22, p. 215-243, Rio de Janeiro, Dez.;

Robertson, P.K. e Wride, C.E. (1998). "Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on the CPT". *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, Vol. 35, August.

Robertson, P. K. (2009). "Interpretation of cone penetration tests — a unified approach".... *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, 46(11): 1337-1355,

Robertson, P. K. ; Cabal, K.L. (2012). Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering, Greeg Driling & Testing, Inc. 5th Edition, California, USA.

Robertson, P. K. (2010). "Soil behaviour type from the CPT: an update." 2nd *International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA. (www.cpt10.com)

ROM 0.5 (2005). *Recomendación Geotécnica para las Obras Marítima y/o Portuaria*. Serie: 0, Madrid.

Rowe, P. W. (1951). "Cantilever sheet piling in cohesionless soil". *Engineering*, Vol. 172, no. 44671952, pp. 316-319.

Rowe, P. W. (1952). "Anchored Sheet-Pile Walls," *Proceedings of the Institute of Civil Engineering*, London, Vol. 1, 1952, pp. 27-70, 616-619.

Schnaid, F., Odebrecht, E., Rocha, M.M., e Bernardes, G.P. (2009). "Prediction of Soil Properties from the Concepts of Energy Transfer in Dynamic Penetration Tests". *Journal of Geotechnicaland Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 8, August 1.

Schnaid, F. e Odebreccht, E. (2012). *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de fundações*. 2ed, Oficina das letras, São Paulo.

Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for cone penetration test: performance and design*. Washington: U.S. Department of Administration, Federal Highway Administration.

Schmitt, P. (1995). "Méthode empirique d'évaluation du coeficiente de reaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples". *Geotechnique* , 6: 94-98.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, and T. Amundsen (1988). "Piezocone Tests in Silty Soils". *Penetration Testing*, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, pp. 955-974.

Senneset, K., R. Sandven, and N. Janbu, (1989). "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests". Transportation Research Record 1235, National Academy Press, Washington, D.C, pp. 24-37.

Skempton, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedure and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation". *Geotechnique*, 36, 3, 425-447.

Sheet Piling Design Manual (1974). *USS Steel*, Pittsburgh.

Tacitano, M. (2006). *Análise de Paredes de CONTENÇÃO Através de Método Unidimensional Evolutivo*. Tese de Doutorado. Campinas: Universidade Estadual de Campinas.

Teixeira, A. H. (1996). "Projeto e execução de fundações". *Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia*, São Paulo, v. 1, p. 227-264.

Teixeira, A. H. ; Godoy, N. S. (1996). *Análise, projeto e execução de fundações rasas - Fundações, teoria e prática*. (W. Hachich, F. F. Falconi, J. L. Saes, R. G. Frota, C. S. Carvalho, e S. Niyama, Eds.) São Paulo: Pini.

Terzaghi, K. (1954). "Anchored Bulkheads". *Proc. Am. Soc. Civil Engineers*, Separate No. 262, Sept.

Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". *Geotechnique* , 5 (1).

Terzaghi, K ; Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*, 2nd edition, John Wiley & Sons, New York.

Thoresen, C. A. (2003). *Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines*, Thomas Telford Co. Ltd., London.

Tschebotarioff, G.P. (1962). "Retaining structures". In: *Foundation Engineering*. McGraw-Hill, New York, pp. 466-468.

Tschebotarioff, G. P. (1978). *Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra* - McGraw-Hill Brasil, São Paulo (tradução).

Tsinker, G. P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice". *ASCE – Journal of Geotechnical Engineering*, 109(8), 1021–1038.

Tsinker, G. P. (1989). "The dock-in-service: evaluation of load carrying capacity, repair, rehabilitation". *ASCE Proc. Specialty Conference Ports '89, Boston*.

Tsinker, G. P. (2004). *Port Engineering: Planning, Construction, Maintenance, and Security*, 1ed, Jonh Wiley & Sons, New Jersey.

Velloso, D.A e Lopes, F. R. (2002). *Fundações*. 1^a ed., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ

Velloso, D. A. ; Lopes, F. R. (2010). *Fundações Volume 2: Fundações Profundas*. Rio de Janeiro-RJ: Oficina de Textos.

Whitehouse, R. J. S. (1998). *Scour at Marine Structures: A Manual for Practical Applications*. Thomas & Telford, Londres.

APÊNDICE I - AVALIAÇÃO DE UM CASO HIPOTÉTICO PELO MÉTODO FREE EARTH SUPPORT

OBJETIVO

O objetivo deste estudo é a avaliação do embutimento necessário (ficha) para o caso de uma cortina de cais com um nível de ancoragens, através do método clássico de extremidade livre (*Free earth support*), visando garantir sua estabilidade frente às solicitações oriundas dos empuxos do solo, água e sobrecargas, bem como o pré-dimensionamento dos perfis que formarão a cortina propriamente dita e dos tirantes (sistema de ancoragem). Este tipo de estrutura é muito comum em obras portuárias (cais de docas).

Em se tratando do pré-dimensionamento, este pode ser realizado através da seleção de um perfil metálico adequado (tipo estaca prancha), em um catálogo de fornecedor conhecido e praticado no mercado, ou do pré-dimensionamento de uma estrutura de contenção, geralmente uma parede em concreto armado.

METODOLOGIA

O estudo foi desenvolvido para o caso de uma cortina de cais, considerando a situação geral de nível d'água (N.A) mínimo e sobrecarga na retroárea portuária, conforme figura I.1 que segue abaixo:

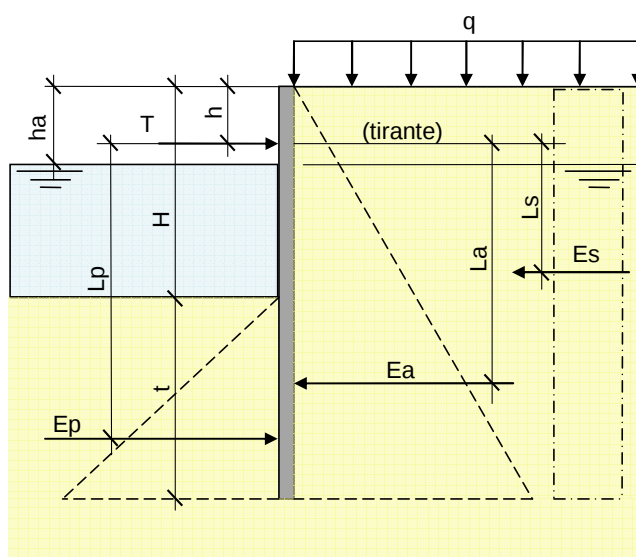


Figura I.1 – Esquema de distribuições dos empuxos para o caso de terrapleno homogêneo

Para o estudo foram consideradas duas condições de geometria do cais, quais sejam:

Tabela I.1 – Geometria e considerações dos casos estudados

Caso estudado	H (m)	h (m)	ha (m)	q (kN/m ²)
Condição 01	10,0	1,5	4,0	30,0
Condição 02	15,0	2,5	4,0	30,0

Os parâmetros geotécnicos do terrapleno em estudos seguem abaixo:

Ângulo de atrito interno do solo: $\phi = 35^\circ$

Coesão: $c = 0$

Peso específico saturado: $\gamma_{SAT} = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Peso específico natural: $\gamma_{NAT} = 17,0 \text{ kN/m}^3$

Os coeficientes de empuxo foram calculados segundo a teoria de Rankine (terrapleno horizontal e sem consideração de mobilização de atrito na interface solo-cortina).

A sobrecarga considerada na retroárea é preconizada pela norma NBR 9782 (1987), (tabela 1) que segue na tabela I.2 abaixo:

Tabela I.2 – Sobrecargas conforme NBR 9782 (1987)

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

Conhecidas a geometria, e as condições de contorno do problema (níveis de maré, sobrecargas atuantes, etc.), pode-se lançar mão de planilha eletrônica para o cálculo, seguindo a sequência de dimensionamento abaixo, proposta pelo método:

- a) Por tentativas, determinar o valor de “*t*” tal que o momento devido à pressão ativa total seja a metade do momento devido à pressão passiva total, conferindo um F.S = 2,0 para o sistema;
- b) Calcular a carga nos tirantes e pré-dimensionar a seção necessária definindo um diâmetro adequado (catálogo de fornecedor conhecido no mercado);
- c) Determinar o ponto de cortante nulo, definindo assim o ponto de momento máximo atuante na cortina;
- d) Calcular o momento fletor máximo e pré-dimensionar a seção do perfil da cortina (catálogo de fornecedor conhecido no mercado);
- e) Determinar o ponto onde atua o esforço cortante máximo do sistema;
- f) Calcular o esforço cortante máximo.

AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO NECESSÁRIO (FICHA)

A partir dos dados constantes da figura I.1, desenvolve-se a equação, para por tentativas, calcular-se o valor de “*t*” que atenda a premissa inicial (item a) da sequência proposta. Assim tem-se:

M_a = momento devido ao empuxo ativo total;

M_s = momento devido à atuação da sobrecarga na retroárea

M_p = momento devido ao empuxo passivo total;

$$\sum M = 0 \quad (\text{posição do tirante})$$

$$M_a + M_s - M_p = 0$$

$$E_a \times L_a + E_s \times L_s - E_p \times L_p = 0$$

Neste caso os diagramas de empuxo hidrostático se anulam, assim não são considerados nos cálculos.

$$Ma = \frac{ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2} \cdot \left[\frac{2ha}{3} - h \right] + ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot (H + t - ha) \cdot \left[\frac{(H + t - ha)}{2} + (ha - h) \right] +$$

$$+ \frac{(H + t - ha)^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2} \cdot \left[\frac{2(H + t - ha)}{3} + (ha - h) \right] + \frac{(H + t)^2 \cdot q \cdot Ka}{2}$$

$$Mp = \frac{t^2 \cdot \gamma \cdot Kp}{2} \cdot \left(\frac{2t}{3} + H - h \right)$$

$$2Ma = ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka \cdot \left[\frac{2ha}{3} - h \right] + 2 \cdot ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot (H + t - ha) \cdot \left[\frac{(H + t - ha)}{2} + (ha - h) \right] +$$

$$+ (H + t - ha)^2 \cdot \gamma \cdot Ka \cdot \left[\frac{2(H + t - ha)}{3} + (ha - h) \right] + (H + t)^2 \cdot q \cdot Ka$$

Pela condição imposta pelo coeficiente de segurança aplicado na parcela do empuxo passivo (compatibilização das deformações), escreve-se a equação de equilíbrio:

$$Ma = Mp/2 \quad \Rightarrow \quad Mp = 2 Ma$$

$$\frac{t^2 \cdot \gamma \cdot Kp}{2} \cdot \left(\frac{2t}{3} + H - h \right) = ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka \cdot \left[\frac{2ha}{3} - h \right] + 2 \cdot ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot (H + t - ha) \cdot$$

$$\cdot \left[\frac{(H + t - ha)}{2} + (ha - h) \right] + (H + t - ha)^2 \cdot \gamma \cdot Ka \cdot \left[\frac{2(H + t - ha)}{3} + (ha - h) \right] +$$

$$+ (H + t)^2 \cdot q \cdot Ka$$

AVALIAÇÃO DA CARGA NOS TIRANTES

O cálculo da carga nos tirantes é feito a partir da seguinte condição de equilíbrio:

$$\Sigma F = 0$$

$$F.S = 2,0$$

$$Ea + Es = Ep/2 - T$$

A partir dos dados constantes da figura I.1, obtém-se para a equação da carga nos tirantes:

$$T = \frac{ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2} + ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot (H + t - ha) + (H + t) \cdot q \cdot Ka + \frac{(H + t - ha)^2 \cdot \gamma' \cdot Ka}{2} - \frac{t^2 \cdot \gamma' \cdot Kp}{4}$$

AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

a) Momento fletor máximo

Para o cálculo do momento máximo atuante na cortina, deve-se inicialmente proceder ao cálculo do ponto de cortante nulo no sistema.

A partir dos dados constantes da figura I.1 tem-se:

$$T = \frac{ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2} + ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot z_{máx} + (ha + z_{máx}) \cdot q \cdot Ka + \frac{z_{máx}^2 \cdot \gamma' \cdot Ka}{2}$$

$$T = \frac{z_{máx}^2 \cdot \gamma' \cdot Ka}{2} + ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot z_{máx} + q \cdot Ka \cdot z_{máx} + q \cdot Ka \cdot ha + \frac{ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2}$$

$$T = \frac{z_{máx}^2 \cdot \gamma' \cdot Ka}{2} + (ha \cdot \gamma + q) \cdot Ka \cdot z_{máx} + \left(\frac{ha \cdot \gamma}{2} + q \right) Ka \cdot ha$$

Equação para obtenção da profundidade onde atua o momento máximo:

$$z_{máx}^2 \cdot \gamma' \cdot Ka + 2 \cdot (ha \cdot \gamma + q) \cdot Ka \cdot z_{máx} + 2 \cdot \left(\frac{ha \cdot \gamma}{2} + q \right) \cdot Ka \cdot ha - 2T = 0$$

Então, para o cálculo do momento máximo atuante, tem-se:

$$Q = 0$$

$$M_{máx} = M(T) - M(Ea) - M(Es)$$

$$M_{m\acute{a}x} = T \cdot [z_{m\acute{a}x} + (ha - h)] - \frac{ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2} \cdot \left[\frac{ha}{3} + z_{m\acute{a}x} \right] - \frac{ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot z_{m\acute{a}x}^2}{2} - \frac{(ha + z_{m\acute{a}x})^2 \cdot q \cdot Ka}{2} - \frac{z_{m\acute{a}x}^2 \cdot \gamma' \cdot Ka}{6}$$

b) Esforço Cortante Máximo

O esforço cortante máximo apresenta dois pontos distintos: um na posição do tirante e outro situado numa dada profundidade z_0 , ao longo da cortina.

Onde z_0 é obtido a partir do equilíbrio dos empuxos passivo e ativo, segundo a equação abaixo:

$$F.S = 2,0$$

$$Ea + Es = Ep/2$$

Para o valor máximo ao longo da cortina:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{ha^2 \cdot \gamma \cdot Ka}{2} + ha \cdot \gamma \cdot Ka \cdot (H - ha + z_0) + (H + z_0) \cdot q \cdot Ka + \frac{(H - ha + z_0)^2 \cdot \gamma' \cdot Ka}{2} - \frac{z_0^2 \cdot \gamma' \cdot Kp}{4} - T$$

Derivando em função de z_0 para encontrar o valor máximo da função:

$$ha \cdot \gamma \cdot Ka + \gamma' \cdot (H - ha) \cdot Ka + z_0 \cdot \gamma' \cdot Ka + q \cdot Ka - \frac{z_0 \cdot \gamma' \cdot Kp}{2} = 0$$

Desenvolvendo, chega-se a seguinte equação:

$$z_0 = \frac{ha \cdot \gamma \cdot Ka + \gamma' \cdot (H - ha) \cdot Ka + q \cdot Ka}{\gamma' \cdot \left(\frac{Kp}{2} - Ka \right)}$$

RESULTADOS

Para os cálculos lançou-se mão de planilha eletrônica. Os resultados das análises seguem abaixo.

Os resultados seguem apresentados nas planilhas para as duas condições consideradas.

H= 10 m

1- Dados da Geometria da Contenção

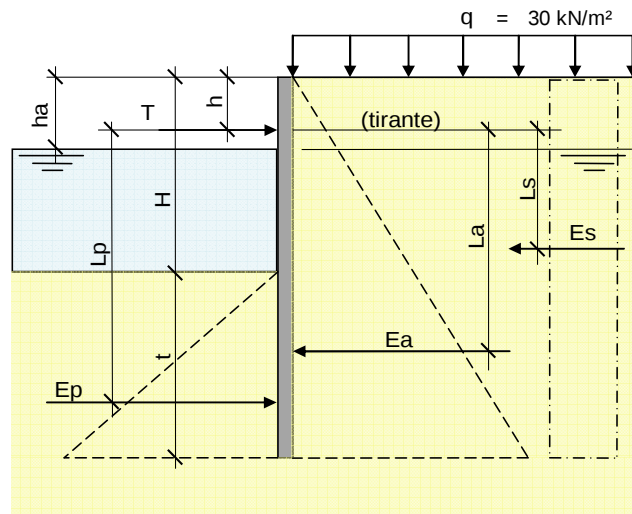
H (m)	10,0	(altura livre)
h (m)	1,5	(altura tirante)
ha (m)	4,0	(altura d'água)

2- Parâmetros Geotécnicos do Terrapleno

γ_{SAT} (kN/m ³)	19,0
γ_{NAT} (kN/m ³)	17,0
ϕ (°)	35,0

3- Coeficientes de Empuxo (Rankine)

k_a	0,271
k_p	3,69



4- Cálculo da ficha (por tentativas)

t (m)	7,122	(entrada por tentativas)
-------	-------	--------------------------

t' (m)	8,55	(t x 1,2)
--------	------	-----------

5- Cálculo da força nos tirantes

T (kN/m)	206,7
----------	-------

6- Cálculo do momento fletor máximo

$z_{m\acute{a}x}$ (m)	4,32	(ponto de cortante nulo ao longo da cortina)
-----------------------	------	--

Momento máximo:

M (kNm/m)	715,20
-----------	--------

7- Cálculo do esforço cortante máximo

z_0 (m)	2,91	(ponto de cortante máximo ao longo da cortina)
-----------	------	--

Cortante máximo:

$Q_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	125,80
--------------------------	--------

Figura I.2 – Resultados para a condição 01 – método da extremidade livre (Free earth support)

H= 15 m

1- Dados da Geometria da Contenção

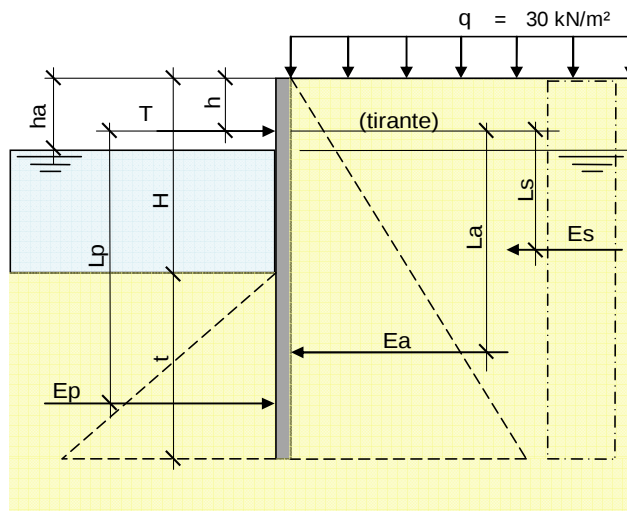
H (m)	15,0	(altura livre)
h (m)	2,5	(altura tirante)
ha (m)	4,0	(altura d'água)

2- Parâmetros Geotécnicos do Terrapleno

γ_{SAT} (kN/m ³)	19,0
γ_{NAT} (kN/m ³)	17,0
ϕ (°)	35,0

3- Coeficientes de Empuxo (Rankine)

k_a	0,271
k_p	3,69



4- Cálculo da ficha (por tentativas)

t (m)	9,5271	(entrada por tentativas)
-------	--------	--------------------------

t' (m)	11,43	(t x 1,2)
--------	-------	-----------

5- Cálculo da força nos tirantes

T (kN/m)	374,8
----------	-------

6- Cálculo do momento fletor máximo

$z_{m\acute{a}x}$ (m)	8,32	(ponto de cortante nulo ao longo da cortina)
-----------------------	------	--

Momento máximo:

M (kNm/m)	1835,80
-----------	---------

7- Cálculo do esforço cortante máximo

z_0 (m)	3,77	(ponto de cortante máximo ao longo da cortina)
-----------	------	--

Cortante máximo:

$Q_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	234,90
--------------------------	--------

Figura I.3 – Resultados para a condição 02 – método da extremidade livre (Free earth support)

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

a) Cortina de cais – seção dos perfis

O pré-dimensionamento será realizado para a definição dos perfis de estaca prancha que comporão a cortina frontal do cais a partir de um catálogo de fornecedor conhecido no mercado (ArcelorMittal). Para tanto será tomado o valor do módulo de resistência elástico W (cm³/m) necessário, para os valores de momentos máximos calculados anteriormente. Assim tem-se:

$$W = M_{\text{máx}} / \sigma_{\text{ADM}} \quad \text{sendo } \Rightarrow \quad \sigma_{\text{ADM}} = 258 \text{ MPa (*)}$$

(*) adotado para a tensão admissível do aço 60% do valor da tensão de escoamento considerando o aço S 430 GP ($\sigma_y = 430$ MPa), segundo catálogo da ArcelorMittal.

Os perfis seguem apresentados na tabela abaixo:

Tabela I.3 – Definição dos perfis da cortina de cais

Cortina	M _{máx} (kNm/m)	W _{nec} (cm ³ /m)	W _{adot} (cm ³ /m)	Sistema (*)
H = 10 m	715,2	2772,1	3264	Ø 914 mm + AZ-18 Duplo
H = 15 m	1835,8	7115,5	8193	Ø 1219 mm + AZ-18 Duplo

(*) escolhida alternativa de utilização de sistema “CombiWall” – PAZ - sistema de combinação de perfis tubulares circulares + estacas prancha.

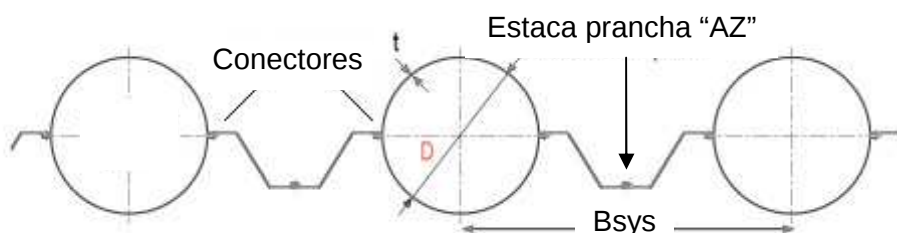


Figura I.4 – Detalhe dos perfis da cortina de estacas prancha combinadas – adaptado de ArcelorMittal (2010)

Tubos		Estacas pranchas intermediárias: AZ 18 duplas					Estacas pranchas intermediárias: PU 18 triplas				
Diâmetro D mm	Espessura t mm	b _{sys} m	Massa ₆₀ ⁽¹⁾ kg/m ²	Massa ₁₀₀ ⁽²⁾ kg/m ²	I _{sys} cm ⁴ /m	W _{sys} cm ³ /m	b _{sys} m	Massa ₆₀ ⁽¹⁾ kg/m ²	Massa ₁₀₀ ⁽²⁾ kg/m ²	I _{sys} cm ⁴ /m	W _{sys} cm ³ /m
914	10	2,23	145	175	149180	3264	2,77	134	170	127768	2796
914	12	2,23	164	194	174132	3810	2,77	150	186	147863	3236
914	14	2,23	184	214	198750	4349	2,77	166	202	167688	3669

(a)

Tubos		Estacas pranchas intermediárias: AZ 18 duplas					Estacas pranchas intermediárias: PU 18 triplas				
Diâmetro D mm	Espessura t mm	b _{sys} m	Massa ₆₀ ⁽¹⁾ kg/m ²	Massa ₁₀₀ ⁽²⁾ kg/m ²	I _{sys} cm ⁴ /m	W _{sys} cm ³ /m	b _{sys} m	Massa ₆₀ ⁽¹⁾ kg/m ²	Massa ₁₀₀ ⁽²⁾ kg/m ²	I _{sys} cm ⁴ /m	W _{sys} cm ³ /m
1219	14	2,54	203	230	395902	6496	3,08	184	216	333340	5469
1219	16	2,54	226	253	447898	7349	3,08	203	235	376217	6173
1219	18	2,54	249	276	499372	8193	3,08	222	254	418663	6869

(b)

Figura I.5 – Propriedades do sistema CombiWall – a) H = 10 m; b) H = 15 m
(ArcelorMittal, 2010)

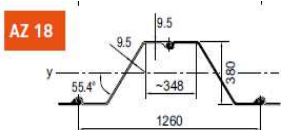
Perfil	S = Perfil individual D = Perfil duplo	Área seccional cm ²	Massa kg/m	Momento inércia cm ⁴	Módulo resistência elástico cm ³	Raio de giração cm	Área de revestimento ⁽¹⁾ m ² /m
	Por S	94,8	74,4	21540	1135	15,07	0,86
	Por D	189,6	148,8	43080	2270	15,07	1,71
	Por m de parede	150,4	118,1	34200	1800	15,07	1,35

Figura I.6 – Propriedades dos perfis de estaca prancha do sistema CombiWall
(ArcelorMittal, 2010)

b) Sistema de ancoragem – seção dos tirantes

No caso deste estudo será escolhido o diâmetro dos tirantes a partir das cargas calculadas anteriormente. Também será considerado um acréscimo de 20% nestas, conforme recomendação disponível na literatura técnica, para levar em conta, entre outros fatores, a possibilidade de aumento devido ao efeito do arqueamento do solo, bem como por conta da distribuição não uniforme de carga nos tirantes adjacentes.

O pré-dimensionamento foi realizado segundo a norma NBR-5629 (1996), para o caso de tirantes permanentes.

$$\sigma_{ADM} = \frac{f_y k}{1,75} \cdot 0,9$$

$$A_{NEC} \geq \frac{1,75 \cdot T \cdot 1,2}{0,9 f_y k}$$

$$\phi_{NEC} \geq 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{NEC}}{\pi}}$$

Catálogo de fornecedor conhecido no mercado (Anker Schroeder Asdo 520-92S)

Tabela I.4 – Definição da seção dos tirantes da cortina de cais

Cortina	T (kN/m)	Bsys (m)	Anec (cm ²)	Tirante – ø (mm) adotado
H=10 m	206,7	2,23	20,7	60,0
H=15 m	374,8	2,54	42,7	80,0

c) Sistema de ancoragem – locação do morto ou cortina de retroárea

Para a definição da locação das ancoragens e consequentemente do comprimento dos tirantes, foi considerada a recomendação proposta por Cornfield (1975), que segue apresentada na figura abaixo:

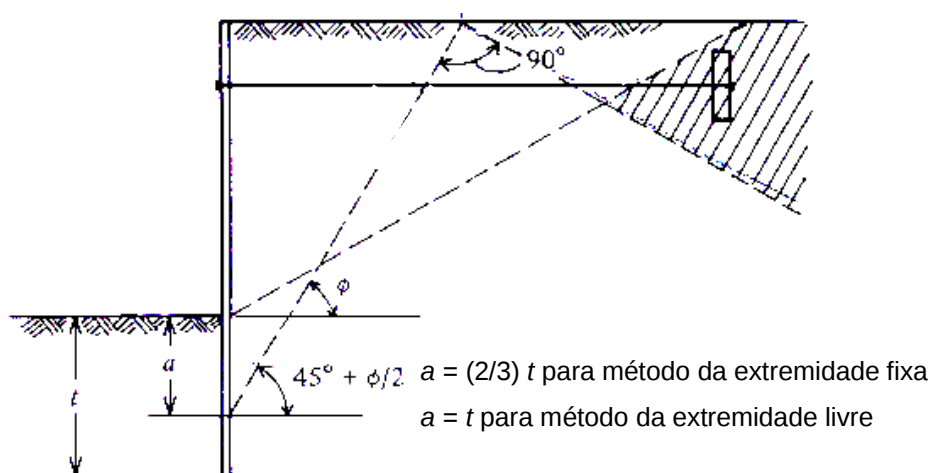


Figura I.7 – Locação das ancoragens - Valores característicos recomendados – adaptado de Cornfield (1975)

De onde, para as duas condições consideradas, obtém-se as seguintes locações:

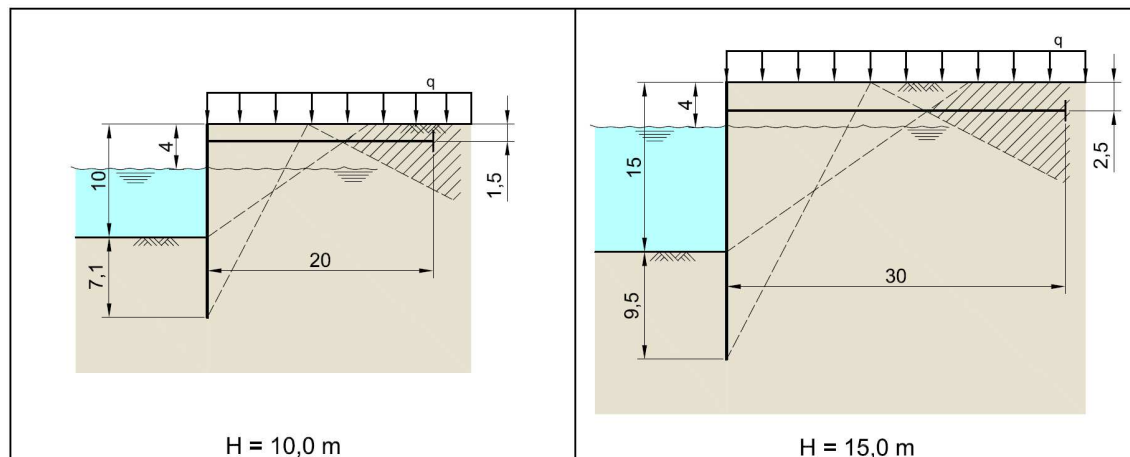


Figura 1.8 – Locação das ancoragens (dimensões em metro)

VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS PELO PROGRAMA PROSHEET

O programa ProSheet foi utilizado para a validação dos cálculos realizados pelo método de extremidade livre. Os resultados seguem nas figuras abaixo.

Adicionalmente apresentam-se os deslocamentos calculados pelo programa na cortina de cais.

a) $H = 10 \text{ m}$

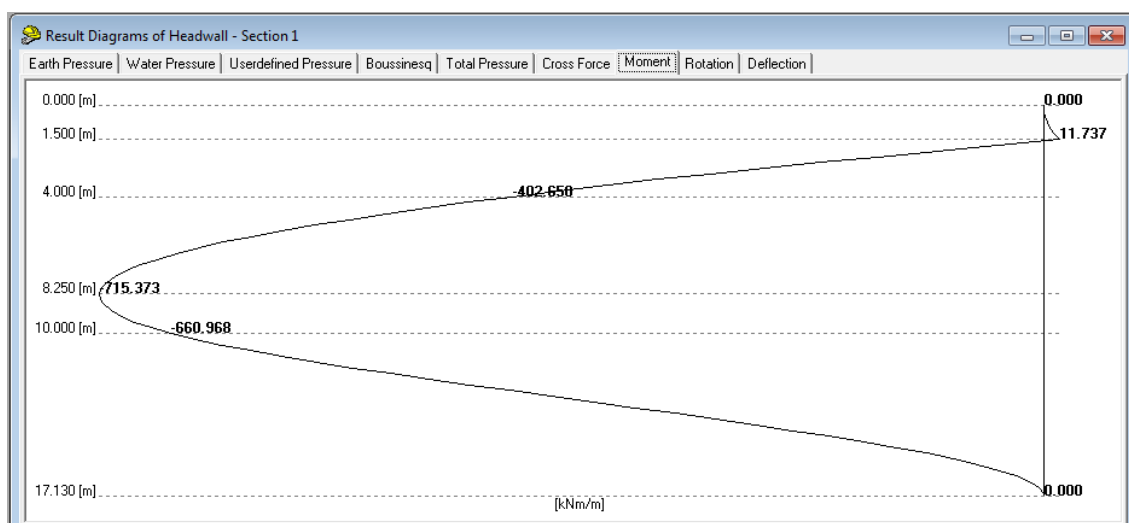


Diagrama de momentos fletores – $H = 10 \text{ m}$ – Prosheet

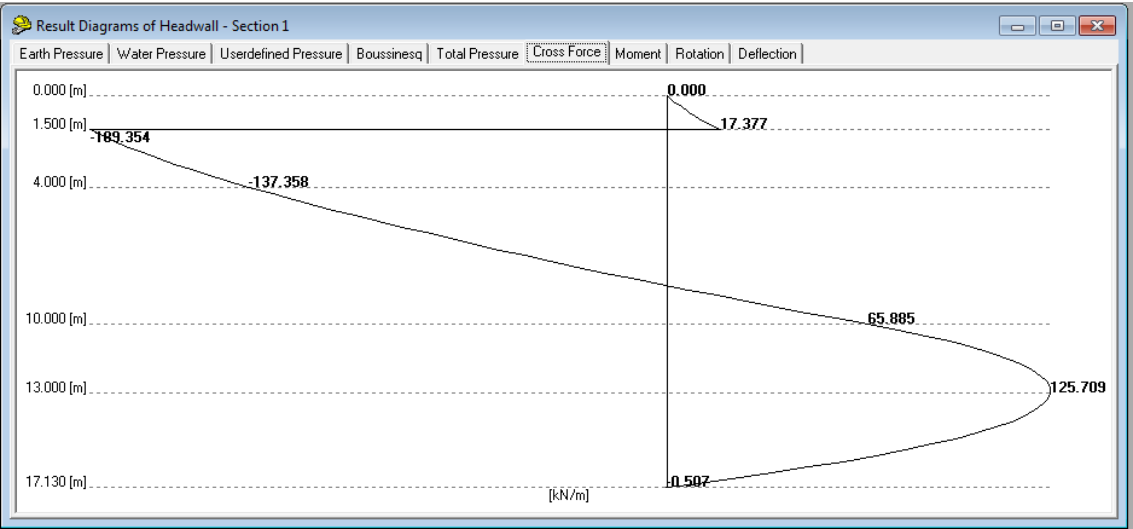
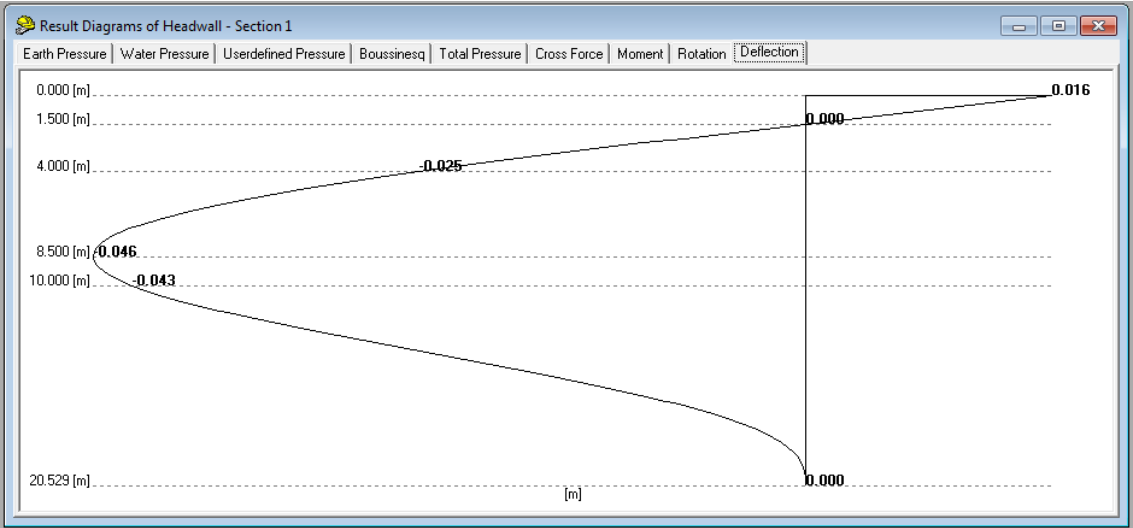


Diagrama de esforço cortante – $H = 10\text{ m}$ - Prosheet



Deslocamentos – $H = 10\text{ m}$ – Prosheet

b) $H = 15\text{ m}$

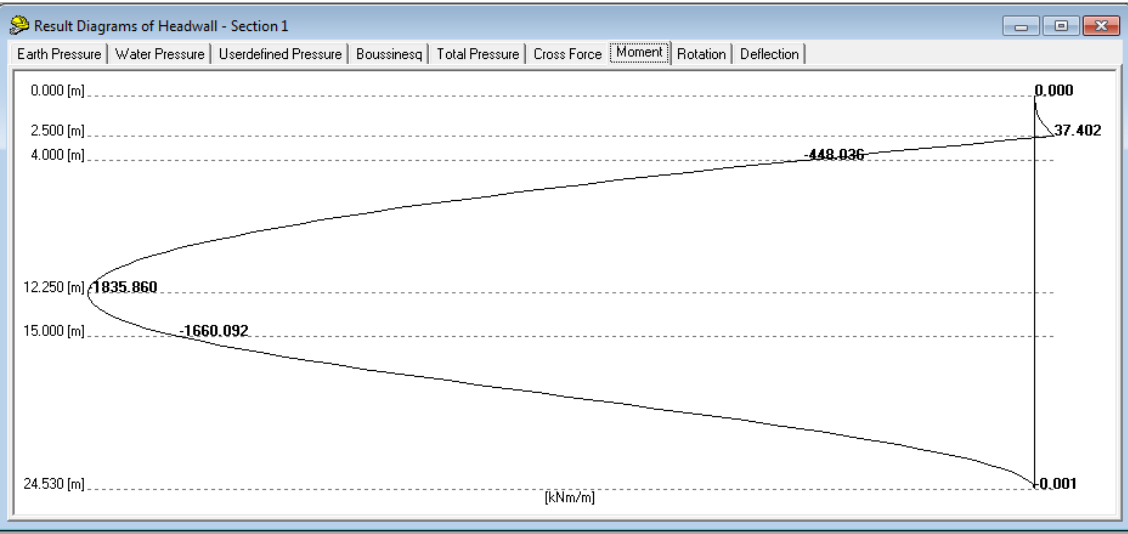


Diagrama de momentos fletores – $H = 15\text{ m}$ – Prosheet

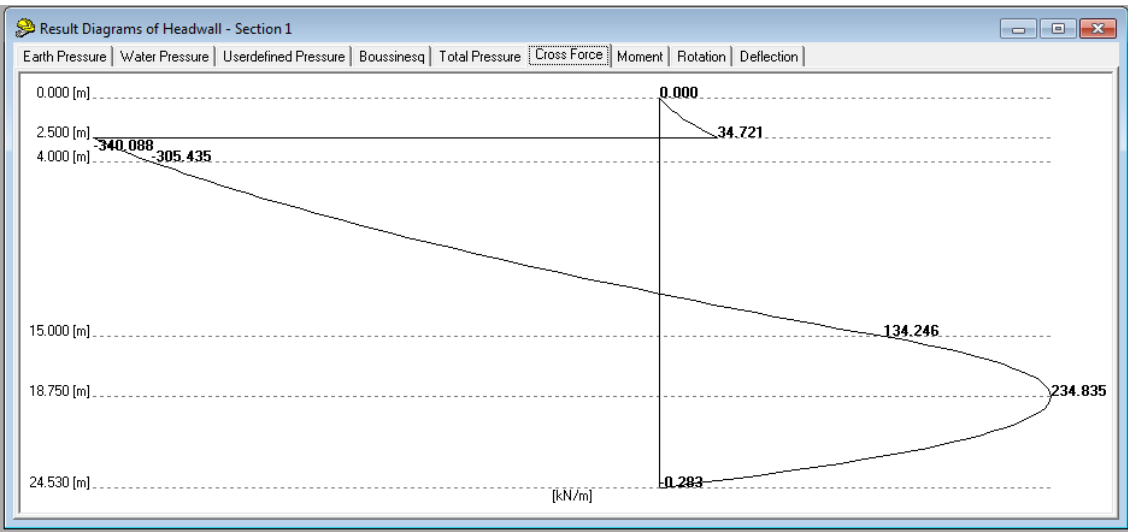
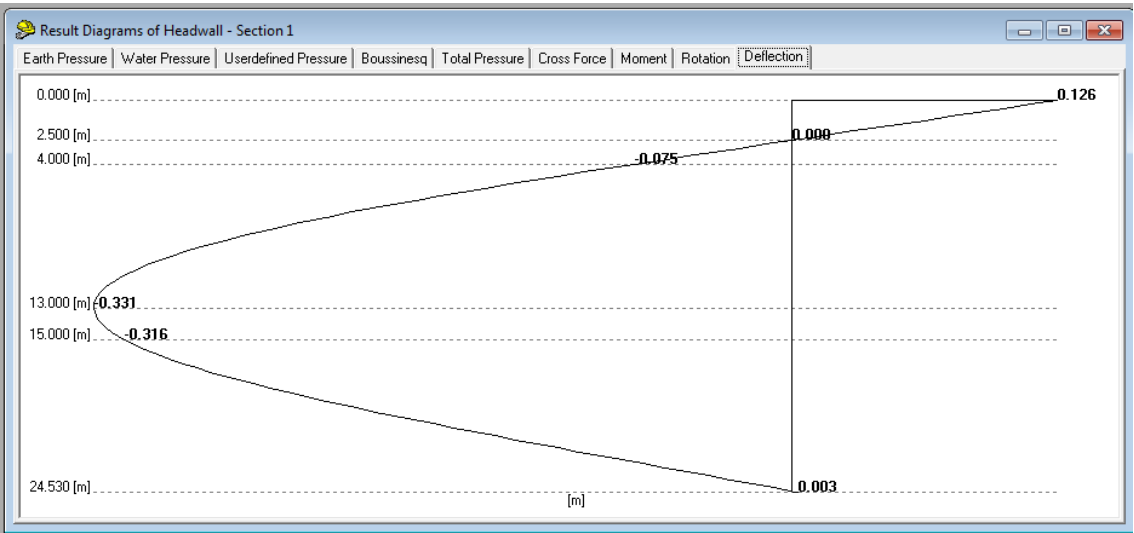


Diagrama de esforço cortante – $H = 15\text{ m}$ – Prosheet



Deslocamentos – H = 15 m – Prosheet

APÊNDICE II - INFORMAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DISPONÍVEIS

BOLETIM DE SONDAGEM SPT

Perfil Individual de Sondagem a Percussão						Furo:	N-28
Cliente:			Revestimento:		9,00	Cota:	2,93
Obra/I.G.:			Inclin. c/ vertical:		0,00	Coordenadas:	N: 7.574.965,448 E: 292.152,616
Local:			Classificação:			Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm						17/08/2011	23/08/2011

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes			GRÁFICO	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica
		1º e 2º	2º e 3º	3º e 4º				
0		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80		0,00		
		TRADO						
	①	4	4	1		0,92	Areia fina, com pouca areia média, com poucos detritos vegetais, cinza claro. Depósito sedimentar.	
	②	5	7	2		1,76	Areia fina, com pouca areia média, cinza amarelada, fofa. Depósito sedimentar.	
	③	4	5	3		3,76	Areia média a fina, cinza claro, compacta. Depósito sedimentar.	
	④	17	20	4		6,83	Areia fina, com pouca areia média, pouco micácea, cinza amarelada, compacta a muito compacta. Depósito sedimentar.	
5	⑤	22	27	5				
	⑥	42	31/21	6				
	⑦	21	30	7				
	⑧	22	29	8				
	⑨	22	30	9		11,70	Areia fina, pouco silteosa, pouco micácea, cinza escuro, compacta. Depósito sedimentar.	
10	⑩	19	22	10				
	⑪	15	20	11		13,60	Areia fina, silteosa, pouco micácea, cinza escuro, medianamente compacta. Depósito sedimentar.	
	⑫	15	18	12		14,95	Areia fina, pouco silteosa, pouco micácea, cinza escuro, compacta. Depósito sedimentar.	
	⑬	12	16	13		15,00	Silte muito argiloso, com lentes de areia fina e média, pouco micácea, cinza escuro, de consistência muito mole a média. Depósito sedimentar.	
15	⑭	19	28	14				
	⑮	5	9	15				

CONTINUA NA PÁGINA 2

Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO		Obs:
Data	Inicial (m)	Final (m)	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)		
17/08	1,42	-	-	-	-	-	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	Responsável
19/08	1,43	-	-	-	-	-		
23/08	-	1,43	-	-	-	-		

Escala = 1:100

1/3

Perfil Individual de Sondagem a Percussão						Furo:	N-28
Cliente:			Revestimento:		9,00	Cota:	2,93
Obra/I.G.:			Inclin. c/ vertical:		0,00	Coordenadas:	N: 7.574.985,448 E: 292.152,618
Local:			Classificação:			Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm						17/08/2011	23/08/2011

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica			
		1º e 2º	2º e 3º							
15		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80		15,00				
	(15)	5	9							
	(16)	4	4							
	(17)	2/33	2							
	(18)	3	4							
	(19)	5	6							
20	(20)	8	11							
	(21)	8	10			21,69				
	(22)	6	6							
	(23)	9	12			23,77				
	(24)	30	39/27							
25	(25)	41	33/22			25,82				
	(26)	50	33/15							
	(27)	50	31/15			27,64				
	(28)	50/28	30/13							
	(29)	47	31/17							
30	(30)	43	33/19			30,00				
							CONTINUA NA PÁGINA 3			
							<table border="1"> <tr><td>DATUM</td></tr> <tr><td>HORIZ. SAD69</td></tr> <tr><td>VERT. IBGE - Imbituba</td></tr> </table>	DATUM	HORIZ. SAD69	VERT. IBGE - Imbituba
DATUM										
HORIZ. SAD69										
VERT. IBGE - Imbituba										
							Escala = 1:100			

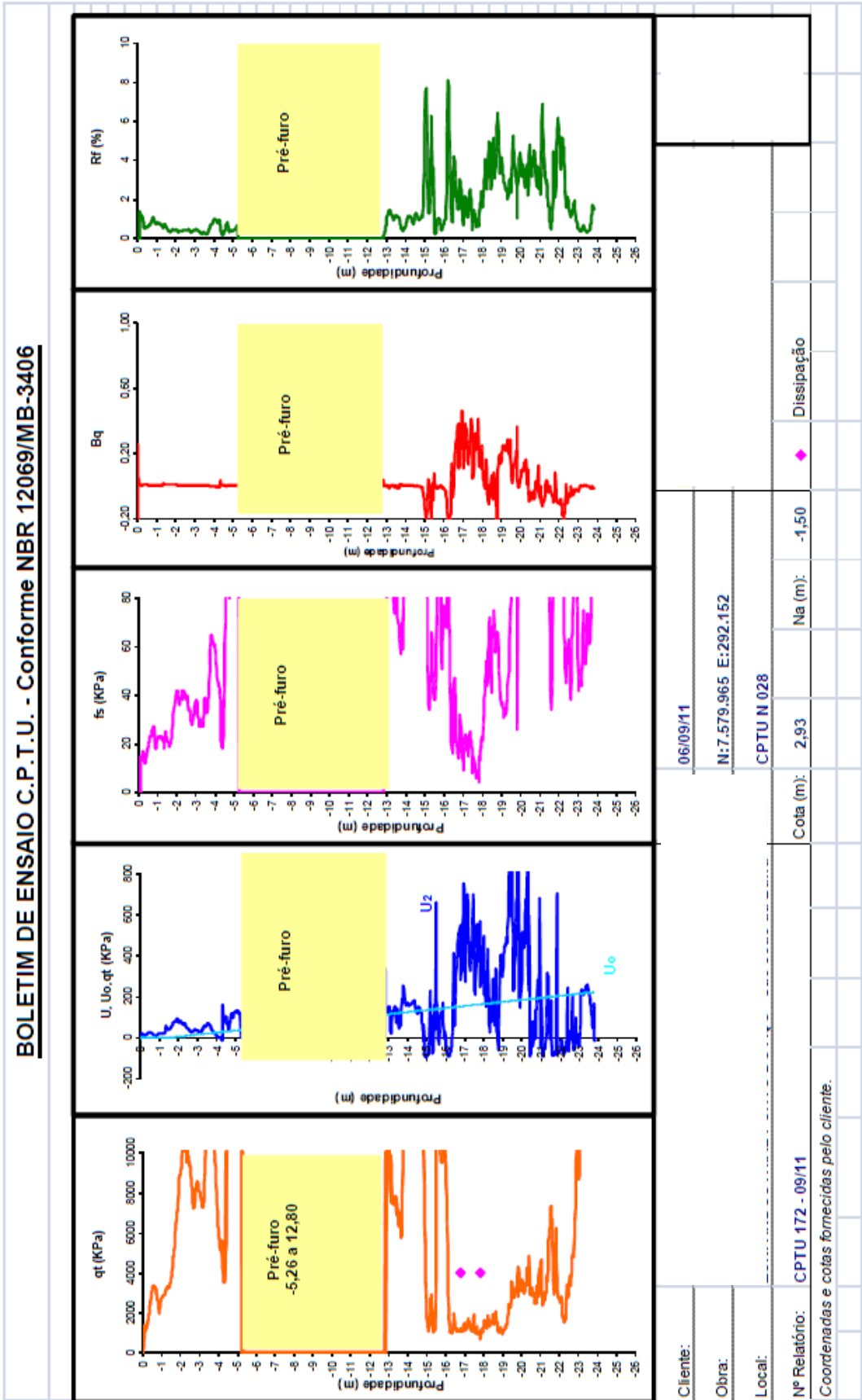
Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO		Obs:
Data	Inicial (m)	Final (m)	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)		Responsável
17/08	1,42	-	-	-	-	10	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0h - Penetração de n cm sob o peso das hastes P/h - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	
19/08	1,43	-	-	-	-	10		
23/08	-	1,43	-	-	-	10		

Perfil Individual de Sondagem a Percussão						Furo:	N-28
Cliente:			Revestimento:		9,00	Cota:	2,93
Obra/I.G.:			Inclin. c/ vertical:		0,00	Coordenadas:	N: 7.574.965,448 E: 292.152,616
Local:			Classificação:			Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm						17/08/2011	23/08/2011

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica	
		1º e 2º	2º e 3º					
30		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80		30,00		
	(30)	43	33/19				Areia fina a média, pouco siltsosa, cinza claro, muito compacta. Depósito sedimentar.	
	(31)	39	33/23			31,52		
	(32)	5	6				Areia média a fina, pouco siltsosa, com poucos fragmentos de valvas, cinza amarelada, pouco compacta a medianamente compacta. Depósito sedimentar.	
	(33)	5	8					
	(34)	9	10			34,67		
	35	(35)	15	20				Silte argiloso, com porções concrecionadas, pouco micáceo, cinza esverdeado, de consistência dura a rija. Depósito sedimentar.
		(36)	16	19				
		(37)	14	17			37,83	
		(38)	8	9				Silte areno argiloso (areia fina a média), com poucos fragmentos de corais, cinza amarelado, medianamente compacto. Depósito sedimentar.
40	(39)	9	11			39,65		
	(40)	18	28			40,45	Areia fina a média, pouco siltsosa, cinza esverdeada, compacta. Depósito sedimentar.	
45							LIMITE DA SONDAAGEM	

Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO		Obs:
Data	Inicial (m)	Final (m)	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)		Responsável
17/08	1,42	-	-	-	-	10	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	
19/08	1,43	-	-	-	-	10		
23/08	-	1,43	-	-	-	10		

RESULTADOS DO ENSAIO DE PIEZOCONO



APÊNDICE III – CASO HISTÓRICO DE FALHA DE UMA CORTINA DE CAIS

LaGatta e Shields (1984) relatam o caso de colapso de uma cortina de estacas prancha metálica, durante a fase construtiva das instalações do Terminal Marítimo de Marriell, localizado às margens do Rio Fore em Portland, Maine (USA). As instalações são constituídas por um cais para recebimento e transporte de granéis sólidos e uma retroárea para estocagem. A figura abaixo mostra a localização do Terminal e o local da ruptura.

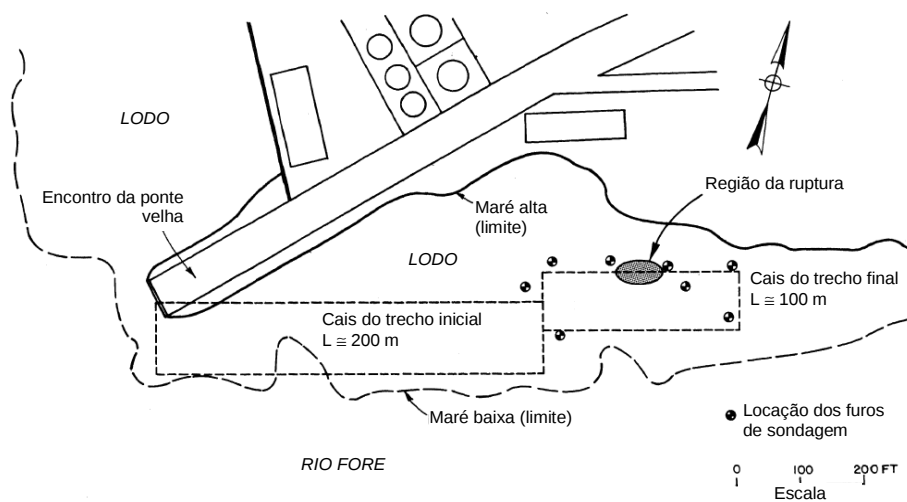


Figura III.1 – Localização da Obra - adaptado de LaGatta e Shields (1984)

Conforme mostra a figura anterior, o projeto original do terminal contava com dois trechos de cais distintos: o trecho inicial, com aproximadamente 200 m e o trecho final, com aproximadamente 100 m. Após a ruptura ocorrida durante a construção no trecho final, o mesmo não foi concluído e foi retirado do escopo de projeto.

A falha ocorreu no trecho central da cortina e foi caracterizada pelo rompimento de alguns tirantes na ocasião de operação de dragagem à frente da cortina.

A solução original do projeto contava com um cais sobre estacas de concreto e uma cortina em estacas pranchas metálica, locada na interface da laje do cais e retroárea do mesmo. Originalmente, a cortina seria ancorada por meio de estacas inclinadas, a partir de seu topo, solidarizadas por uma viga de coroamento em concreto armado. A figura a seguir, mostra um corte transversal do cais com seus elementos principais e algumas das premissas do projeto original.

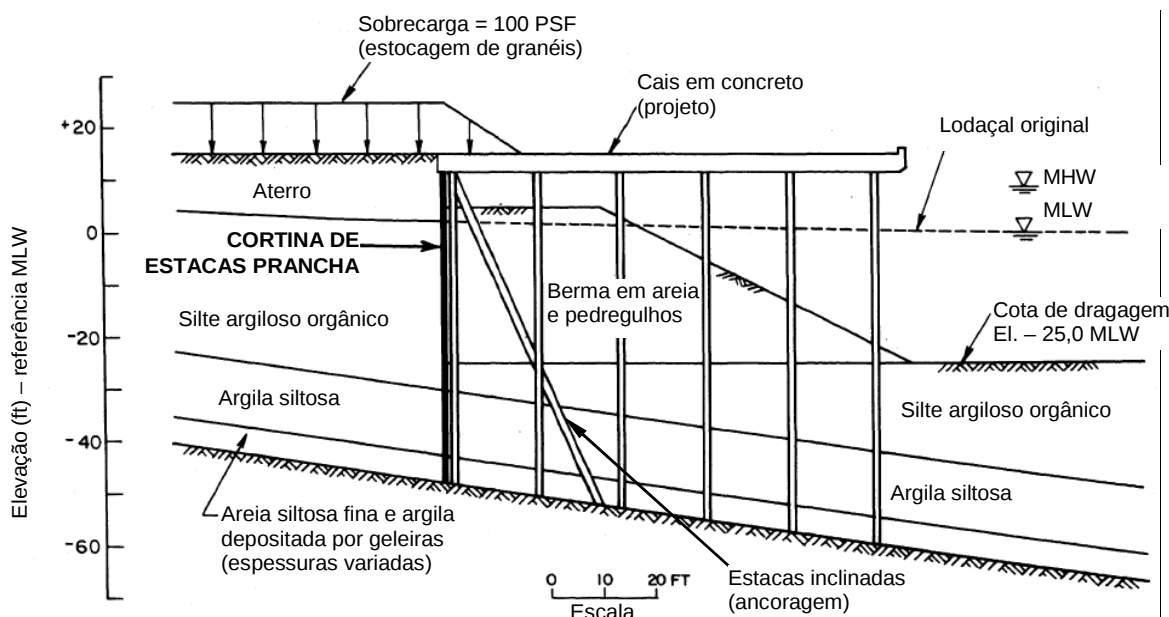


Figura III.2 – Corte transversal do cais - adaptado de LaGatta e Shields (1984)

Após a cravação das estacas prancha, decidiu-se executar a dragagem do material argiloso a frente da contenção. Como no projeto previa-se a ancoragem da cortina por meio de estacas inclinadas a sua frente, estas seriam empecilho para a execução da dragagem.

Assim, foi instalado um sistema de ancoragem provisório composto por uma cortina de retroárea, também em estacas prancha, ligada a cortina frontal por meio de vigas, antes da operação de dragagem. Adicionalmente, os projetistas decidiram construir uma berma, com areia e pedregulhos, a frente da cortina, a fim de aumentar a resistência passiva.

A cortina de ancoragem da retroárea foi instalada a aproximadamente 35,0 m a partir da cortina frontal. A escolha de vigas ao invés da opção comumente utilizada em tirantes se justifica pela possibilidade de sua reutilização, em se tratando de um sistema provisório.

Após o término da construção da berma, os tirantes foram protendidos em 100% do valor da carga de trabalho (aproximadamente 180 kip).

Perfil geotécnico local, condições do subsolo local

O perfil geotécnico local consiste numa camada superficial de silte argiloso muito mole (orgânico), sobrejacente a uma camada de argila siltosa de consistência de mole à média, sobrejacente a camadas (estratos) ora de areia siltosa fina ora por argila, sobrejacente a camada de argila depositada por geleiras e finalmente a base rochosa.

Ao longo do trecho final do cais, a espessura da camada de silte argiloso varia de 25 ft a 30 ft. A espessura da camada de argila siltosa, abaixo da camada de silte argiloso diminui de 30 ft no lado oeste para zero no lado leste do cais.

O topo rochoso aflora no final do lado oeste do cais, a partir da elevação El. - 60,0 MLW e segue até o final da parte leste na elevação El. - 40,0 MLW.

A figura a seguir mostra a variação da resistência não drenada (S_u) do silte argiloso orgânico, obtida a partir de ensaios triaxiais (UU), em amostras representativas da área de implantação, antes da execução do aterro de retroárea.

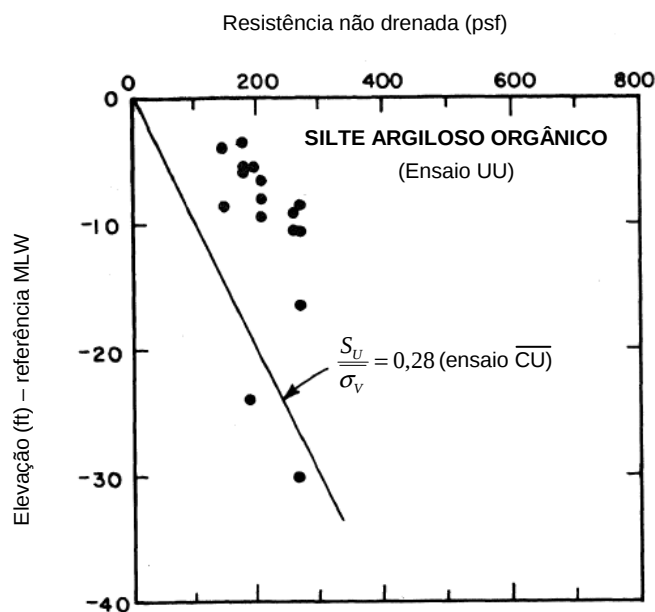


Figura III.3 – Perfil de resistência da camada de silte argiloso - adaptado de LaGatta e Shields (1984)

A figura a seguir mostra a variação da resistência não drenada (SU) da argila siltosa, obtida a partir de ensaios triaxiais (UU), em amostras representativas da área de implantação, antes da execução do aterro de retroárea.

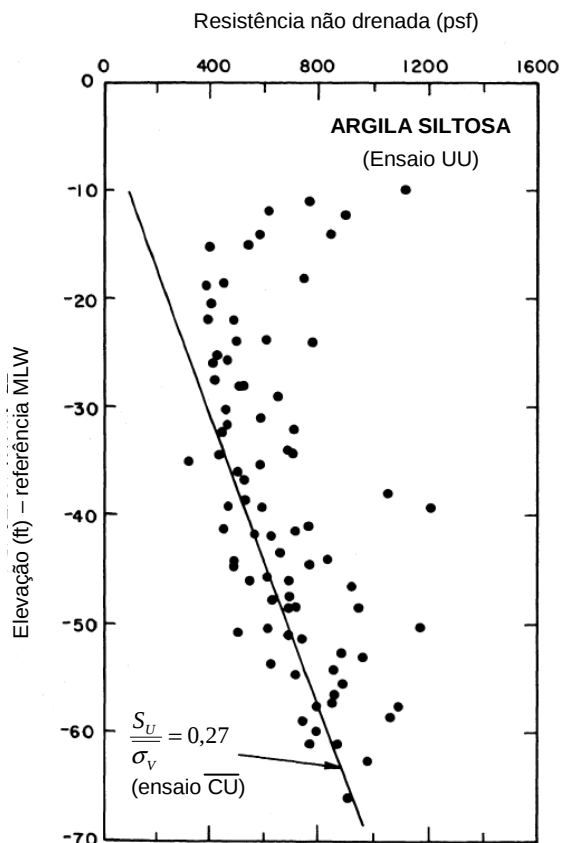


Figura III.4 – Perfil de resistência da camada de argila siltosa - adaptado de LaGatta e Shields (1984)

Descrição da Ruptura

A sequência executiva do cais teve início na parte oeste, avançando para a direção leste, com os serviços de dragagem e aterro hidráulico. Os serviços ao longo dos primeiros 300 m do cais ocorreram sem problemas.

No entanto, na ocasião da operação de dragagem na região central do cais, o construtor constatou que havia uma distorção nas vigas que funcionavam como tirantes próximos da cortina frontal, na longarina de distribuição, por isso a dragagem foi interrompida. Na manhã seguinte, ocorreu a ruptura de algumas vigas nesta região, simultaneamente à condição de maré mínima. Também no momento da ruptura, operava sobre a retroárea um trator de esteiras (D-6) a aproximadamente 3,0 m da cortina frontal. A camada de silte argiloso foi dragada até a El. – 19,0 MLW quando houve a ruptura, sendo esta 1,8 m acima da cota final de dragagem. As figuras a seguir mostram a cortina após o colapso, onde a extensão dos danos foi de aproximadamente 30,0 m.

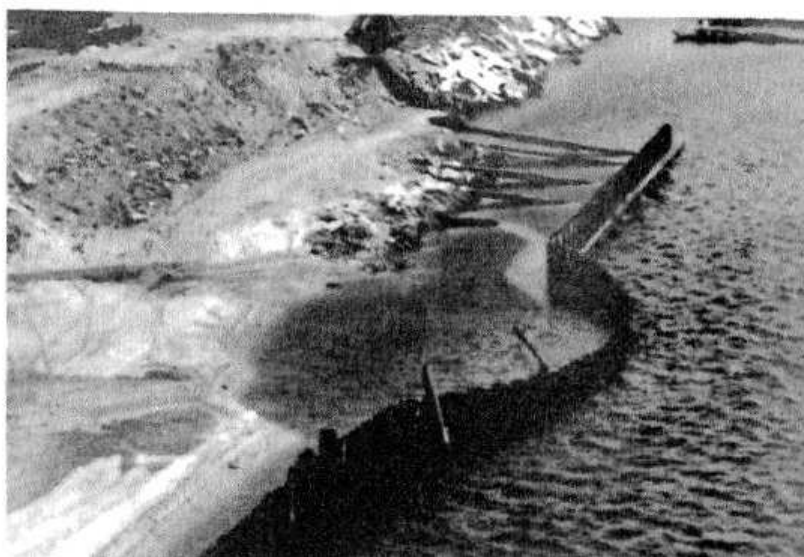


Figura III.5 – Colapso da cortina de estacas prancha - LaGatta e Shields (1984)



Figura III.6– Colapso da cortina de estacas prancha - LaGatta e Shields (1984)

Com o intuito de estabilizar a cortina e de minimizar o progresso da ruptura, os autores relatam que o construtor começou a remover parte do aterro de retroárea e depositá-lo a frente da cortina, na região da berma. O deslocamento da cortina para fora aumentou gradualmente ao longo do trecho central em ambas as direções. O deslocamento inicial no topo da cortina registrado foi de aproximadamente 0,9 a 1,2 m, estabilizando-se em aproximadamente 2,4 a 3,0 m na manhã seguinte ao dia da ruptura.

Análise da Ruptura

Com o intuito de avaliar as possíveis causas da falha na cortina, os autores conduziram algumas análises para a estimativa dos esforços na cortina, sobretudo nos tirantes que romperam no evento. Para tanto, utilizaram o perfil geotécnico na região onde ocorreu a ruptura, sendo os parâmetros geotécnicos conforme figura que segue abaixo:

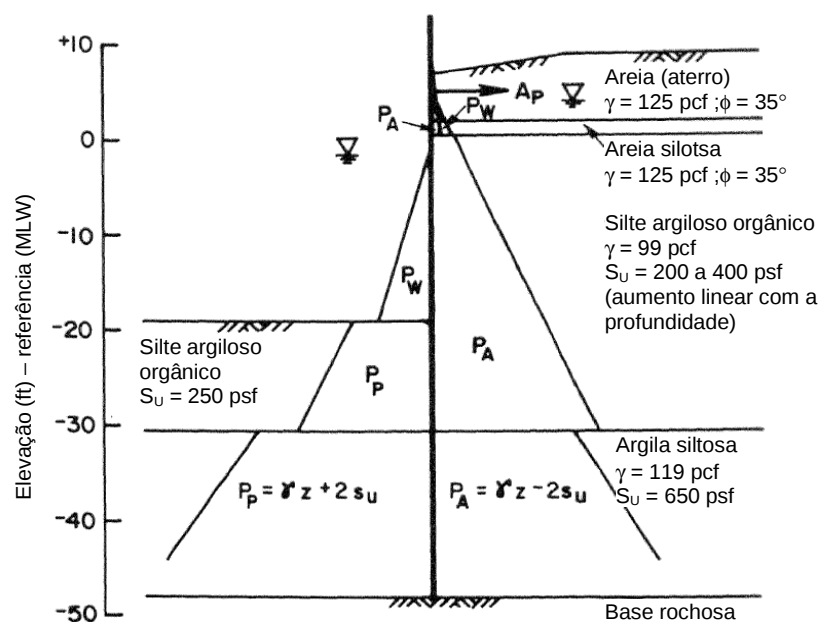


Figura III.7 – Perfil geotécnico e premissas adotadas nas análises- adaptado de LaGatta e Shields (1984)

O perfil geotécnico adotado para o projeto foi o referente ao trecho extremo leste do cais, por este ser o crítico em relação à estabilidade do pé da cortina de estacas prancha, por conta da pequena espessura da base rochosa nesta região. Ainda na seção considerada no projeto, a espessura da camada de silte argiloso orgânico é aproximadamente a mesma da região onde ocorreu o colapso, porém sobrejacente a aquela, ocorre uma camada de areia, e na região do colapso, sobrejacente a esta, ocorre uma camada de argila.

Adicionalmente, os autores consideraram nas análises as condições de carregamento observadas no momento da falha da cortina, bem como características peculiares do subsolo local, os quais também seguem abaixo listados:

- a) Os parâmetros de resistência da camada compressível existente foram reavaliados e aprimorados levando em conta algum tempo de adensamento e ganho de resistência. Para as análises foi tomado um adensamento de 50%;
- b) Para as condições do nível do mar local foi considerada a elevação mínima da maré a frente da contenção (El. -1,0 MLW) e para a região atrás da cortina, uma sobre elevação de 0,60 m acima da cota onde os drenos foram instalados (El. +4,0 MLW);
- c) A cota de dragagem tomada para as análises foi aquela observada no momento da ruptura, ou seja, a 1,8 m acima da cota nominal de dragagem (El. -19,0 MLW).

Os cálculos foram realizados a partir de abordagens e métodos clássicos para a avaliação deste tipo de problema, conforme já descritos anteriormente. Os resultados seguem apresentados na tabela abaixo:

Tabela III.1 - Carga nos tirantes calculada para a condição de ruptura - *adaptado de LaGatta e Shields (1984)*

Método de cálculo	Carga nos tirantes (kips)
<i>Free earth support</i>	232
<i>Fixed earth support</i> (viga equivalente)	227
Aumento para levar em conta o efeito de arco (a partir de <i>free earth support</i>)	302
Sobrecarga adicional da escavadeira de pá (D-6)	9

Dados do projeto	Carga nos tirantes (kips)
Capacidade nominal	180
Capacidade última	300

Vale ressaltar que a protensão das ancoragens para 100% da carga nominal de projeto levou a ancoragem ter um comportamento "indeslocável" (*nonyielding*). Para cortinas de cais executadas com dragagem, este tipo de comportamento dos tirantes leva a uma redistribuição significativa dos empuxos atrás da contenção, por conta do arqueamento do solo com aumento na porção superior no nível dos tirantes, conforme mostra a figura a seguir:

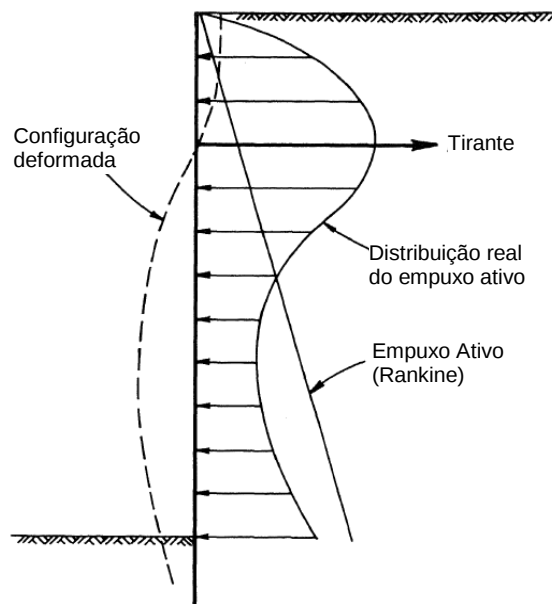


Figura III.8 – Efeito de arqueamento do solo - adaptado de LaGatta e Shields (1984)

Este comportamento também foi identificado por Rowe (1952) em seus experimentos, notadamente no início do carregamento. No entanto, este arqueamento logo perde lugar, pois no caso dos experimentos levados a termo pelo autor, os tirantes se deformaram, permitindo assim o trabalho da contenção com uma maior interação do solo com a mesma e conseqüentemente, outra distribuição dos empuxos no tardo da cortina, que depende, sobretudo, da flexibilidade da contenção propriamente dita.

Existem várias recomendações na literatura para o aumento da carga nos tirantes, as quais são obtidas a partir da adoção de empuxos baseados nas teorias de equilíbrio limite, como por exemplo, Rankine ou Coulomb. Estas recomendações se baseiam na adoção de um coeficiente arbitrário ou na redução das tensões admissíveis do material do tirante, para levar em conta os fatores que conduzem a um aumento da carga nos mesmos, seja pelo efeito de arco, seja pelo carregamento não uniforme dos tirantes da contenção, ou outros fatores. A tabela a seguir traz alguns dos valores de referências encontradas na literatura:

Tabela III.2 – Fatores de majoração das cargas nos tirantes presentes na literatura -
adaptado de LaGatta e Shields (1984)

Referências (autores)	Fator de majoração das cargas
NAFAC DM-7 (1971)	Não há recomendação
Terzaghi (1954)	20 % para as conexões
Peck, <i>et al.</i> (1974)	20 % para sistema de ancoragens convencional Recomenda uso de diagramas aparentes de empuxo (<i>braced excavations</i>) para tirantes de comportamento dito “indeslocáveis”
Tschebotarioff (1962)	25 % para sistema de ancoragens convencional (80 % de redução da tensão admissível) Recomenda uso de diagramas aparentes de empuxo (<i>braced excavations</i>) e redução da tensão admissível para tirantes de comportamento dito “indeslocáveis”
USS Steel Sheet Piling Design Manual (1974)	30% para os tirantes 50% a 100% para as junções e conexões
Tsinker (1983)	40% a 70% para os tirantes
L. Casagrande (1973)	100%

Segundo os autores estes coeficientes de segurança são recomendados para todos os tipos de cortinas de obras portuárias, independente do tipo. Para o caso específico das cortinas com ancoragens indeslocáveis, viabilizadas por dragagem, valores elevados de majoração das cargas são apropriados.

Sobre os resultados das análises conduzidas pelos autores, comparando-os com os do projeto e com as premissas adotadas no mesmo, cabem as seguintes observações:

- a) Para as cargas calculadas e resumidas na tabela 1 acima, mesmo com a dragagem executada numa elevação acima da cota nominal de projeto, as cargas nos tirantes são maiores que a carga nominal de projeto (admissível) e se aproxima do valor último, sem levar em conta o efeito de arco, dado, sobretudo, pela protensão dos tirantes e induzindo posterior comportamento indeslocável ao tirante ou a contenção na região próxima ao tirante;

- b) A distância dos valores encontrados pelas análises dos autores se deve ao fato de que o projeto não considerou a maré mínima local, sendo considerada a elevação do brejo local (El.+ 3,0 MLW) nos dos lados da contenção. Segundo dados básicos do regime de marés da região, a cota mínima se dá na El. - 3,5 MLW e a falha na cortina ocorreu quando o nível era de EL.- 1,0 MLW;
- c) O projeto adotou valores bastante otimistas para a resistência da camada de silte argiloso orgânico, se comparados aos valores estimados pelos autores, sendo adotados por aqueles $c = 350$ psf e $\phi = 5^\circ$ para o cálculo dos empuxos ativos através da teoria de Rankine. Isto equivale a usar uma resistência não drenada com valor crescente com a profundidade, variando entre 370 a 450 psf;
- d) Adicionalmente, vale frisar que o projeto não considerou qualquer acréscimo de carga nos tirantes para o efeito de arco, por conta, sobretudo, da protensão realizada nas vigas usadas para o sistema de ancoragem provisório da obra;
- e) Os efeitos gerados pela operação da escavadeira de pá no tardo da contenção, sobre a carga nos tirantes são relativamente pequenos, como se observa na tabela XX. No entanto, os autores citam que pode ter havido alguma flexão dos tirantes, aumentando a solicitação em termos de tensões de flexão, por conta da pequena espessura de solo acima dos tirantes (da ordem de 60 a 90 cm);
- f) Além do citado na alínea e) acima, os efeitos deletérios de adensamento da camada compressível, quais sejam a camada de silte argiloso e argila siltosa, provocam o recalque destas camadas e, conseqüentemente, podem induzir tensões de flexão nas vigas que foram utilizadas como tirantes no sistema de ancoragem provisório da obra;
- g) Os autores ressaltam ainda que a utilização de vigas ao invés de tirantes de barra, comumente circulares, faz com que o sistema de ancoragem seja muito mais sensível a recalques.

Conclusões

Segundo os autores, os fatores principais da falha da contenção são os que seguem abaixo:

- a) A não consideração no projeto do nível mínimo de maré na frente da contenção;
- b) Abordagem muito otimista para a definição dos parâmetros de resistência das camadas compressíveis existentes;
- c) Protensão das vigas do sistema de ancoragem (adotadas em lugar dos tirantes por se tratar de um sistema provisório) levando a um comportamento indeslocável do sistema e resultando num aumento nas cargas nos tirantes, devido ao efeito de arqueamento do solo pressuposto ocorrido;
- d) utilização de vigas ao invés de tirantes (normalmente de seção circular) para o sistema de ancoragem, que são mais sensíveis aos recalques do aterro de retroárea, sendo que estes induzem tensões de flexão adicionais nas vigas, que não foram previstas no projeto;
- e) o mesmo efeito pressuposto acima também é induzido pela operação do equipamento D-6 sobre o aterro da retroárea no tardo da contenção. Este também não foi previsto no projeto da estrutura de contenção.

Os autores ressaltam o fato da não consideração do efeito de arqueamento do solo, bem como outros fatores importantes como a distribuição irregular de carga nos tirantes, recalques da retroárea e solicitações cíclicas oriunda de operação de equipamentos. Existem na literatura varias recomendações para a adoção de fatores de majoração das cargas nos tirantes para levar em conta todos estes fatores, conforme mostrado na tabela III.2.

Finalmente os autores reafirmam que mesmo com o caso de falha explicitado no artigo, o tema merece maior estudo e ainda não é totalmente conhecido (dominado) no meio profissional.