



Cláudia de Jesus Thompson da Rocha

Licenciada em Engenharia Geológica

**Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita:
Aplicação a um caso de estudo**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia geológica (Geotecnia)

Orientador: Mestre Eng.^o Alexandre Manuel Gameira dos
Santos Ferreira (IPTM)

Co-orientadora: Doutora Eng.^a Ana Paula Fernandes
da Silva (FCT/UNL)

Júri:

Presidente: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas
Arguente: Doutora Ana Paula Confraria Varatojo
Vogais: Mestre Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira
Doutora Ana Paula Fernandes da Silva

Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo

Copyright © Cláudia de Jesus Thompson da Rocha, 2012

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À minha família

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho não poderia ter sido concretizado sem a preciosa e imprescindível ajuda de algumas pessoas e entidades, pelo que deixo aqui o meu reconhecimento e a minha gratidão, particularmente:

- Ao Eng.º Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira, por toda amizade, motivação, paciência, bem como pela disponibilidade na orientação desta dissertação;
- À Prof. Ana Paula Fernandes da Silva, pela amizade e paciência demonstradas no decorrer do meu percurso universitário e nesta dissertação;
- Ao Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTM) por toda a disponibilidade e informações prestadas para a realização da mesma;
- Ao técnico especialista José Magalhães pela sua preciosa contribuição;
- Aos meus pais por todo o amor, carinho, compreensão e amizade demonstrada desde o primeiro dia da minha vida;
- Às minhas duas irmãs, Idithe e Márcia, por todo o companheirismo, carinho e amizade com que sempre me ampararam ao longo de toda a minha vida;
- A todos os restantes familiares, bem como ao Nelson Ribeiro e ao Hector Ribeiro;
- A todos os meus colegas pela amizade e companheirismo que demonstraram durante o meu percurso académico, com um muito obrigado especial para a Cláudia Santos, Liliana Ribeiro, Filipe Santos, Jorge Gomes, Elizabete Dias, João Santos e Isa Helena.

A todos que colaboraram na realização desta dissertação DEIXO AQUI o meu mais profundo e sincero obrigado.

RESUMO

Até há algumas décadas atrás, as zonas de ocupação intensa pelo homem consistiam em terrenos apresentando as melhores características resistentes e de deformação, evitando-se as zonas de características geotécnicas mais deficientes. Actualmente, torna-se necessário ocupar as zonas costeiras aplanadas anteriormente preteridas, que tendem a ser maioritariamente constituídas por solos moles, geralmente originados em ambientes de sedimentação fluvial ou afim, caracterizados por exibirem deformabilidade elevada e fraca capacidade resistente.

Consequentemente, os métodos de estudo e análise destes solos, bem como as técnicas para a melhoria das suas características geotécnicas tem vindo a assumir, progressivamente, importância. Neste contexto, a presente dissertação efectua uma actualização dos métodos de dimensionamento de estacas de brita por vibrosubstituição, bem como da sua aplicação no reforço das características geotécnicas dos solos moles.

Apresenta-se ainda, um caso prático de um muro cais na cidade de Tavira, com um reforço de solos por inclusões deste tipo, devidamente fundamentado por uma adequada campanha de prospecção e ensaios in-situ e laboratoriais. A análise deste caso de estudo inicia-se pela revisão crítica dos parâmetros geotécnicos utilizados no respectivo projecto. De igual modo, faz-se uma análise crítica ao método de dimensionamento usado no projecto e estudam-se ainda soluções alternativas de reforço dos respectivos solos de fundação, com aplicação dos métodos considerados mais adequados.

Finalmente, comparam-se os resultados do projectista, baseados em métodos correntes, com os obtidos nesta investigação e tecem-se considerações sobre o interesse e viabilidade de aplicação das várias soluções analisadas.

Palavras-chave: Estacas de brita; vibrosubstituição; solos moles; reforço de solos por inclusões.

ABSTRACT

Till some decades ago, the human activity used areas presenting adequate characteristics of resistance and deformability, avoiding less favorable geotechnical areas. Nowadays, it is necessary to use low flat coastal areas previously avoided, that are mainly constituted by soft soils, usually formed by sedimentation in fluvial or similar environments, and are characterized by high deformability and low strength.

So, the study and analysis methods for these soils, as well as the techniques for the improvement of their geotechnical characteristics have become more and more important. This dissertation reviews the design and analysis methods for stone columns, as well as its use in the improvement of the geotechnical characteristics of soft soils.

It is also presented and analyzed the practical case of a quay located in Tavira, in the south of Portugal; it was planned to reinforce the soil with this type of inclusions by vibro replacement, based in adequate geotechnical survey and *in situ* and laboratory testing. This case study starts with the review and discussion of geotechnical parameters used in its design. The design methods used are also reviewed and discussed, and other design methods are considered and compared, as well as other improvement methods, selecting the more adequate to this case study.

Finally, the results obtained in the project are compared with the present research, and some considerations are stated about the viability and relevance of the different solutions analyzed.

Keywords: Stone columns; vibro replacement; soft soils; soil reinforcement with inclusions.

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino

A	área total de influência
A_{col}	área da estaca executada
A_{sol}	área do solo natural envolvente
a	raio da estaca de brita
a_s	coeficiente de substituição de área aplicável a estacas de brita
B	largura da fundação
b	raio de influência de uma estaca de brita
CV	coeficiente de variação (desvio padrão referido ao valor médio)
C_1	coeficiente que depende da profundidade da sapata
C_2	coeficiente de tempo
c_{sol}	coesão em tensões totais do solo
c'	coesão em tensões efectiva
$c'_{1,2}$	coesão efectiva do solo melhorado, para n_1 e n_2 , respectivamente
c_u	resistência não drenada
D_{col}	módulo de deformabilidade confinado da estaca de brita
D_{sol}	módulo de deformabilidade confinado do solo
D_{S15}	diâmetro da partícula do solo a que corresponde 15 % de material passado acumulado
D_{G15}	diâmetro da brita (cascalho) a que corresponde 15 % de material passado acumulado
D_{S85}	diâmetro da partícula do solo a que corresponde 85 % de material passado acumulado
d	profundidade
d_{col}	diâmetro da estaca de brita
d_e	diâmetro de influência ou equivalente
d_c, d_q, d_γ	coeficientes de profundidade
E	módulo de deformabilidade ou módulo de Young
E_{col}	módulo de deformabilidade da estaca de brita
E_{sol}	módulo de deformabilidade do solo
E_i	módulo de deformabilidade deduzido em função dos valores do ensaio SPT na camada “i”
F	força
F_{col}	força aplicada à estaca de brita

F_{sol}	força aplicada ao solo
$F_c^1; F_q^1$	factores de cavidade de expansão
f_d	factor de profundidade considerando o confinamento lateral
G_{col}	módulo de distorção elástico da estaca de brita
G_{sol}	módulo de distorção elástico do solo
h	comprimento da estaca de brita
I_{z_i}	coeficiente de influência em função da profundidade
K	coeficiente de impulso de terras
K_a	coeficiente de impulso activo
K_p	coeficiente de impulso passivo
K_o	coeficiente de impulso em repouso
$m_{1,2}$	carga proporcional na coluna para n_1 e n_2 , respectivamente
$N_c; N_\gamma; N_q$	coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento;
N_{SPT}	número de pancadas para cravar 30 cm na 2ª fase do ensaio SPT
N_{30}	resultado do ensaio SPT corrigido para $E_R = 30\%$
N_{60}	resultado do ensaio SPT corrigido para $E_R = 60\%$
n	factor de melhoramento
n_0	factor básico de melhoramento
n_1	factor de melhoramento reduzido considerando a compressibilidade da estaca
n_2	factor de melhoramento considerando o efeito do confinamento lateral
p	pressão total
p_{col}	pressão aplicada à estaca de brita
p_{sol}	pressão aplicada ao solo entre as estacas
Q_h	capacidade resistente do terreno
Q_0	sobrecarga aplicada
q	pressão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecarga
q_a	sobrecarga aplicada à superfície do terreno
q_{adm}	tensão admissível
S	espaçamento entre as estacas de brita
S_c, S_q, S_γ	coeficientes de forma da base da fundação
s	assentamento
s_0	assentamento total do terreno sem estacas de brita
s_e	assentamento total do terreno com estacas de brita
t	tempo decorrido
$t_{0.05;n-1}$	t – Student de $n-1$ graus de liberdade com um nível de confiança de 95%
U_{rv}	grau de consolidação nas direcções radial e vertical
U_r	grau de consolidação na direcção radial

U_v	grau de consolidação na direcção vertical
W_{col}	peso da estaca
W_{sol}	peso do solo
X_k	valor característico de uma propriedade de um material
X_m	valor médio (média ponderada obtida para cada parâmetro e unidade geotécnica)
Z_i	espessura da camada “i”
z	distância vertical descendente
z_i	partes cilíndricas de uma estaca de brita

Alfabeto grego

α	factor de adesão
φ_u	ângulo de resistência ao corte em tensões totais
φ'	ângulo de resistência ao corte em tensões efectivas
φ_{col}	ângulo de resistência ao corte em tensões totais de uma estaca de brita
φ_{sol}	ângulo de resistência ao corte em tensões totais do solo
$\varphi'_{1,2}$	ângulo de resistência ao corte do solo melhorado, para n_1 e n_2 , respectivamente
$\Delta\sigma'_v$	acréscimo de tensão efectiva vertical
$\Delta\sigma'_{v(col)}$	acréscimo de tensão efectiva vertical na estaca de brita
$\Delta\sigma'_{v(sol)}$	acréscimo de tensão efectiva vertical no solo envolvente
σ	tensão normal total
σ_r	tensão total radial
$\sigma_{v,col}$	tensão vertical na estaca
$\sigma_{v,sol}$	tensão vertical no solo
$\sigma_{v,med}$	tensão vertical média
$\sigma_{v,l}$	tensão lateral de uma estaca
$\sigma_{v,p}$	tensão de ponta de uma estaca
σ_1, σ_3	tensões totais principais máxima e mínima
γ	peso volúmico
γ_{col}	peso volúmico da estaca de brita
γ_{sol}	peso volúmico do solo
γ_d	peso volúmico aparente seco
γ_{sat}	peso volúmico saturado
ν	coeficiente de Poisson

ν_{col}	coeficiente de Poisson da estaca de brita
ν_{sol}	coeficiente de Poisson do solo
ψ	ângulo de dilatação
λ	coeficiente de Lamé
λ_{col}	coeficiente de Lamé da coluna
λ_{sol}	coeficiente de Lamé do solo
δ	deflexão vertical
ρ_i	deflexão radial média

SIGLAS

ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
BRE	<i>Building Research Establishment</i>
CMC	Colunas de módulos controlados
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> – ensaio com o cone
CPTU	<i>Piezcone Penetration Test</i> – ensaio com o piezocone
CU	Consolidado não drenado
CV	Coefficiente de variação (desvio padrão referido ao valor médio)
DIA	Declaração de Impacte Ambiental
DGP	Direcção-Geral de Portos
DGPNTM	Direcção Geral de Portos, Navegação e Transportes Marítimos
DMT	<i>Dilatometric Marchetti Test</i> – ensaio com o dilatómetro de Marchetti
DSAP	Direcção de Serviços de Assuntos Portuários
ECM	Método da coluna equivalente
EN	Norma Europeia
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia / Universidade Nova de Lisboa
FEM	Método dos elementos finitos
FGFS	<i>Forschungsgesellschaft fur das Straßenwesen</i> (Sociedade Alemã de Pesquisas e Transporte)
FRA	Factor de redução de assentamentos
FS	Coefficiente de segurança global
GESC	<i>Geosynthetic encased stone columns</i>
GPS	Sistema de posicionamento global
I_c	Índice de consistência
ICE	<i>Institution of Civil Engineers</i>
IMP	Instituto Marítimo e Portuário
IP	Índice de plasticidade
IPTM	Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos
ISSMGE	Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
PDL	Penetrómetro dinâmico ligeiro
PMT	Ensaio com o pressiómetro Ménard

PLT	Ensaio de carga em placa
SCDOT	<i>South Carolina of Department of Transportation</i>
SCF	Factor de concentração de tensões ou coeficiente de tensões
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> – ensaio de penetração dinâmica normalizado
HP	Hidrotécnica Portuguesa
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
NMA	Nível médio da água
TC	<i>Technical Committee</i> da ISSMGE
UG	Unidade Geotécnica
WG	<i>Working group</i>
ZH	Cota referente ao zero hidrográfico
1D	Unidimensional
2D	Duas dimensões
3D	Tridimensional

ÍNDICE DE TEXTO

AGRADECIMENTOS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	xi
SIMBOLOGIA.....	xiii
SIGLAS	xvii
ÍNDICE DE TEXTO.....	xix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxiii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxix
Capítulo 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. OBJECTIVOS E TRABALHOS DESENVOLVIDOS	1
1.2. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.3. METODOLOGIA	5
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	5
Capítulo 2 ESTACAS DE BRITA: DESENVOLVIMENTO E PROCESSOS EXECUTIVOS	7
2.1. O DESENVOLVIMENTO DAS ESTACAS DE BRITA.....	7
2.2. APLICAÇÃO À MELHORIA DAS CARACTERÍSTICAS HIDROMECAÑICAS DE SOLOS	15
2.2.1. Aumento da capacidade resistente	16
2.2.2. Aceleração do processo de consolidação	17
2.2.3. Diminuição dos assentamentos totais e diferenciais	17
2.2.4. Reforço da estabilidade de taludes em aterros	18
2.2.5. Redução do potencial de liquefacção	19
2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS	20
2.3.1. Equipamento.....	20
2.3.2. Técnicas de execução	23
2.3.2.1. Processo húmido	24
2.3.2.2. Processo seco.....	26
2.4. MONITORIZAÇÃO E CONTROLO.....	29

Capítulo 3 ESTACAS DE BRITA: COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO	35
3.1. COMPORTAMENTO	35
3.1.1. Interação estaca de brita – solo.....	35
3.1.2. Tipos de rotura	37
3.2. ALGUNS CONCEITOS PARA O DIMENSIONAMENTO	39
3.2.1. Aplicabilidade	39
3.2.2. Material de enchimento.....	42
3.2.3. Célula unitária	43
3.2.4. Coeficiente de substituição.....	46
3.2.5. Factor de concentração de tensões	46
3.2.6. Factor de melhoramento e de redução de assentamentos	48
3.2.7. Redução do tempo de consolidação	48
3.3. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	49
3.3.1. Métodos empíricos, experimentais e analíticos.....	49
3.3.1.1. Método de Balaam e Booker (1985)	52
3.3.1.2. Método de Priebe (1995).....	57
3.3.2. Métodos numéricos	62
Capítulo 4 ESTUDO DE CASO – PORTO DE PESCA DE TAVIRA	65
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	66
4.2. O PROJECTO DE EXECUÇÃO (2010).....	70
4.2.1. Caracterização geológica dos materiais	70
4.2.1.1. Campanhas de prospecção.....	71
4.2.2. Caracterização geotécnica dos materiais	74
4.2.3. Projecto de alteração do projectista: metodologia de cálculo.....	78
4.2.3.1. Fundações do molhe – cais oeste	80
4.2.3.2. Fundações do molhe – cais leste	82
4.2.3.3. Estacas de brita.....	84
4.3. ANÁLISE CRÍTICA E REFORMULAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO	85
4.3.1. Reinterpretação da caracterização geológico – geotécnica	85
4.3.2. Comparação dos modelos geológico – geotécnicos de projecto e actual	91
4.3.3. Redimensionamento das estacas de brita	93
4.3.3.1. Molhe – cais leste.....	96
4.3.3.2. Molhe – cais oeste	97

4.3.4.	Análise por elementos finitos (FEM)	100
4.3.4.1.	Análise FEM do solo sem reforço	101
4.3.4.2.	Análise FEM do solo reforçado com estacas de brita sob o cais.....	113
4.3.4.3.	Análise FEM do alargamento da zona de solo reforçado com estacas de brita.....	123
4.3.5.	Análise da estabilidade global	134
4.4.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	138
4.4.1.	Zonamento geotécnico e diferenças nos modelos do projecto de 2010 e da autora ...	138
4.4.2.	Fundamentos do cálculo.....	139
4.4.3.	Assentamentos no molhe – cais leste	140
4.4.3.1.	Molhe – cais leste não reforçado com estacas de brita.....	140
4.4.3.2.	Molhe – cais leste reforçado com estacas de brita	141
4.4.3.3.	Monitorização.....	142
4.4.4.	Molhe – cais oeste	142
	Capítulo 5 CONCLUSÕES	145
	Referências bibliográficas	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Método de furação com encamisamento.....	9
Figura 2.2 - Método vibro-composto	10
Figura 2.3 – Instalação de estacas de brita recorrendo ao trado contínuo, veio de alimentação e apiloamento	11
Figura 2.4 – Princípios básicos da técnica de vibrosubstituição	12
Figura 2.5 – Construção de pegões de agregados apiloados	14
Figura 2.6 – Instalação de estacas híbridas ou bi-modulares	14
Figura 2.7 – Distribuição das tensões entre as estacas de brita e o solo envolvente	16
Figura 2.8 – Estabilidade de taludes com recurso a estacas de brita.....	19
Figura 2.9 – Faixa granulométrica dos solos susceptíveis a liquefacção	20
Figura 2.10 – Vibrador e o seu princípio de funcionamento.....	21
Figura 2.11 – Sistema de injeção de água	22
Figura 2.12 – Vibrocat	23
Figura 2.13 - Vibradores de profundidade concebidos pela Keller	24
Figura 2.14 – Vibrosubstituição ou processo húmido por alimentação superior	25
Figura 2.15 – Método de alimentação inferior “offshore”	26
Figura 2.16 – Método de alimentação inferior	27
Figura 2.17 – Vibrodeslocamento pelo método de alimentação inferior	28
Figura 2.18 – Dispositivo de registo automático	30
Figura 2.19 – Exemplo do registo de diversos parâmetros durante a execução de estacas de brita.	31
Figura 2.20 – Instrumentação típica de um aterro assente em estacas de brita	32
Figura 2.21 – Verificação da evolução da compactação do solo melhorado	33
Figura 2.22 – Resultados para ensaios CPT (A) e SPT (B), realizados antes e após o reforço.....	34
Figura 3.1 – Comportamento de uma estaca rígida e de uma estaca de brita perante um carregamento vertical	36
Figura 3.2 – Mecanismos de rotura de grupos de estacas de brita	39
Figura 3.3 – Domínio de aplicação das técnicas de vibração profunda	40
Figura 3.4 – Tipos de malha de distribuição e respectivos diâmetros de influência	44
Figura 3.5 – Relação entre a resistência não drenada do solo e o diâmetro teórico da estaca de brita	45
Figura 3.6 – Efeito da relação dos espaçamentos (a/b) no factor de redução de assentamentos.....	53

Figura 3.7 – Definição dos termos usados no método de Balaam e Booker, 1985	53
Figura 3.8 – Relação tensão – deformação para diferentes análises e relação do diâmetro de influência/diâmetro da estaca igual a 2	55
Figura 3.9 – Efeito da dilatância na correcção do assentamento elástico	56
Figura 3.10 – Comparação de alguns métodos de previsão de redução de assentamentos	57
Figura 3.11 – Relação entre n_0 , A/A_{col} e φ_{col}	58
Figura 3.12 – Consideração do efeito da compressibilidade da estaca de brita	59
Figura 3.13– Correcção do factor de profundidade com o factor de influência y	61
Figura 3.14 – Limite do factor de profundidade	62
Figura 4.1 – <i>Layout</i> inicial do porto de pesca de Tavira	68
Figura 4.2 – Localização e <i>layout</i> do porto de pesca de Tavira	69
Figura 4.3 – Localização dos ensaios realizados nas duas campanhas de reconhecimento geológico – geotécnico	72
Figura 4.4 – Perfil geológico – geotécnico das sondagens S2, S3 e S4 realizadas em 1997 e S1 realizada em 2008	77
Figura 4.5 – Perfil geológico – geotécnico das sondagens S1, S3, S4, S5 e S6 realizadas em 2008	78
Figura 4.6 – Espaçamento entre as estacas de brita	95
Figura 4.7 – Esquemas das situações analisadas pelo método de Priebe (1995)	95
Figura 4.8 – Aumento de tensão e assentamentos elásticos na sapata, relativamente aos solos de fundação do molhe leste.....	97
Figura 4.9 – Aumento de tensão e assentamentos elásticos na sapata, relativamente aos solos de fundação do molhe oeste.....	98
Figura 4.10 – Aumento de tensão e assentamentos elásticos na sapata, relativamente aos solos de fundação do molhe – cais oeste não reforçado.....	99
Figura 4.11 – Modelo FEM do solo sem reforço com estacas de brita	102
Figura 4.12 – Deslocamento vertical do solo sem reforço – malha deformada	102
Figura 4.13 – Deslocamento vertical do solo sem reforço e na base do cais vertical	103
Figura 4.14 – Deslocamentos verticais do solo não reforçado, às cotas – 3,5, - 7,0 e - 12,0 m.....	103
Figura 4.15 – Deslocamento horizontal do solo sem reforço	104
Figura 4.16 – Deslocamentos horizontais do solo não reforçado a diferentes distâncias	105
Figura 4.17 – Tensões totais verticais no solo não reforçado. Tensões positivas correspondem a compressão.....	105
Figura 4.18 – Tensões totais verticais no solo não reforçado, à cota - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m, respectivamente.....	106
Figura 4.19 – Tensão total máxima no solo não reforçado	106
Figura 4.20 – Círculos de Mohr dos pontos A, B, C e D, localizados na Figura 4.19	107

Figura 4.21 – Tensão total mínima no solo não reforçado	107
Figura 4.22 – Tensão de corte máxima no solo não reforçado.....	108
Figura 4.23 – Deformação vertical no solo não reforçado	108
Figura 4.24 – Deformações verticais no solo não reforçado às cotas - 7,0 e - 12,0 m	109
Figura 4.25 – Deformações verticais no solo não reforçado às distâncias de 7,5, 16,0 e 22,5 m ..	109
Figura 4.26 – Deformação horizontal no solo não reforçado	110
Figura 4.27 – Deformação máxima no solo não reforçado	110
Figura 4.28 – Deformação mínima no solo não reforçado.....	111
Figura 4.29 – Deformações máximas e mínimas abaixo do cais vertical do solo não reforçado...	111
Figura 4.30 – Deformação de corte no solo não reforçado	112
Figura 4.31– Deformação de corte máxima no solo não reforçado	112
Figura 4.32 – Deformação de corte máxima à diferentes distâncias no solo não reforçado	113
Figura 4.33 – Deformação de corte máxima no solo não reforçado a diferentes profundidades ...	113
Figura 4.34 – Modelo FEM do solo reforçado com estacas de brita apenas sob a base do cais	114
Figura 4.35 – Deslocamento vertical do solo reforçado sob a base do cais – malha deformada ...	114
Figura 4.36 – Deslocamento vertical no solo reforçado apenas sob a base do cais	115
Figura 4.37 – Deslocamentos verticais do solo reforçado sob o cais, às cotas - 3,5, - 7,0 e - 12,0 m	115
Figura 4.38 – Deslocamento horizontal do solo reforçado só na base do cais	116
Figura 4.39 – Deslocamento horizontal do solo reforçado sob a base do cais e a diferentes profundidades.....	116
Figura 4.40 – Tensão total vertical do solo reforçado sob a base do cais	117
Figura 4.41 – Tensões totais verticais às cotas - 4,0, - 9,5, -13,5 e - 17,5 m.....	117
Figura 4.42 – Tensão total máxima no solo reforçado sob a base do cais	118
Figura 4.43 – Tensão de corte máxima no solo reforçado sob a base do cais.....	118
Figura 4.44 – Deformação vertical no solo reforçado sob a base do cais vertical	119
Figura 4.45 – Deformações verticais do solo reforçado na base do cais vertical, às cotas - 7,0 e - 12,0 m.....	119
Figura 4.46 – Deformações verticais do solo reforçado sob a base do cais vertical, às distâncias de 7,5, 16,0 e 22,5 m.....	119
Figura 4.47 – Deformação horizontal no solo reforçado na base do cais.....	120
Figura 4.48 – Deformação máxima no solo reforçado sob a base do cais	120
Figura 4.49 – Deformação mínima no solo reforçado sob a base do cais	121
Figura 4.50 – Deformações máximas e mínimas do solo reforçado na base do cais, abaixo do cais vertical.....	121

Figura 4.51 – Deformação de corte no solo reforçado apenas sob a base do cais.....	122
Figura 4.52 – Deformação de corte máxima no solo reforçado apenas sob a base do cais.....	122
Figura 4.53 – Deformação de corte máxima ao longo da distância no solo reforçado na base do cais	123
Figura 4.54 – Deformação de corte máxima ao longo da profundidade no solo reforçado na base do cais	123
Figura 4.55 – Modelo FEM do solo reforçado com estacas de brita numa área alargada para além do cais.....	124
Figura 4.56 – Deslocamento vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais – malha deformada.....	124
Figura 4.57 – Deslocamento vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais ...	125
Figura 4.58 – Deslocamentos verticais do solo reforçado numa zona para além do cais, às cotas – 3,5, - 7,0 e - 12,0 m.	125
Figura 4.59 – Deslocamento horizontal do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	126
Figura 4.60 – Deslocamentos horizontais do solo reforçado numa zona alargada a diferentes distâncias.....	126
Figura 4.61 – Tensão total vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	127
Figura 4.62 – Tensões totais verticais às cotas - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m, respectivamente.....	127
Figura 4.63 – Tensão total máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	128
Figura 4.64 – Tensão de corte máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	128
Figura 4.65 – Deformação vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	129
Figura 4.66 – Deformações verticais do solo reforçado numa zona alargada para além do cais, às cotas - 7,0 e - 12,0 m	129
Figura 4.67 – Deformações verticais às distâncias de 15, 20 e 22,5 m.....	129
Figura 4.68 – Deformação horizontal do solo reforçado numa zona alargada para além do cais ..	130
Figura 4.69 – Deformação máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	130
Figura 4.70 – Deformação mínima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais.....	131
Figura 4.71 – Deformações máximas e mínimas do solo reforçado numa zona alargada, abaixo do cais vertical.....	131
Figura 4.72 – Deformação de corte do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	132
Figura 4.73– Deformação de corte máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais	132
Figura 4.74 – Deformação de corte máxima ao longo da distância no solo reforçado para além do cais	133
Figura 4.75 – Deformação de corte máxima ao longo da profundidade no solo reforçado para além do cais.....	133
Figura 4.76 – Modelo utilizado na análise de estabilidade, no caso do solo não reforçado.....	135

Figura 4.77 – Superfícies potenciais de rotura e respectivos factores de segurança global do solo não reforçado.....	135
Figura 4.78 – Superfícies potenciais de rotura e respectivos factores de segurança global do solo reforçado com estacas de brita sob o cais.....	136
Figura 4.79 – Superfícies potenciais de rotura e respectivos factores de segurança global do solo reforçado com estacas de brita para além do cais vertical.....	136
Figura 4.80 – Resistência ao corte na base das fatias e resistência ao corte efectivamente mobilizada do solo não reforçado e do solo reforçado com estacas de brita.....	137

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Mecanismo de rotura nas estacas de brita	38
Quadro 3.2 - Resultados expectáveis no reforço de solos com estacas de brita	41
Quadro 3.3 – Dimensão das partículas do material de enchimento	42
Quadro 3.4 – Principais métodos empíricos e analíticos de dimensionamento das estacas de brita	50
Quadro 3.5 – Estimativa da capacidade resistente última de estacas de brita	51
Quadro 3.6 – Métodos numéricos de dimensionamento	63
Quadro 4.1 – Ensaio de laboratório realizados na campanha de 2008	73
Quadro 4.2 – Resultados dos ensaios com molinete realizados na campanha de 2008	73
Quadro 4.3 – Ensaio de identificação realizados sobre as amostras intactas	73
Quadro 4.4 – Densidade, peso volúmico aparente e ensaios triaxiais	74
Quadro 4.5 – Caracterização geotécnica da fundação dos molhes cais	77
Quadro 4.6 – Valores característicos	81
Quadro 4.7 – Determinação do módulo de deformabilidade dos solos de fundação do molhe – cais oeste	81
Quadro 4.8 – Assentamentos totais e diferenciais	81
Quadro 4.9 – Valor característico para a determinação da capacidade resistente	82
Quadro 4.10 – Resultado dos ensaios com molinete	83
Quadro 4.11 – Determinação do módulo de deformabilidade dos solos de fundação do molhe – cais este	83
Quadro 4.12 – Assentamentos totais e diferenciais do molhe – cais este	83
Quadro 4.13 – Dimensionamento das estacas de brita	84
Quadro 4.14 – Zonamento geotécnico e respectivo N_{SPT} para os ensaios PDL1 a PDL15	87
Quadro 4.15 – Zonamento geotécnico e respectivo N_{SPT} de acordo realizados nas sondagens S1 (2008) a S6 (2008)	87
Quadro 4.16 – Correlações da unidade UG2 – lodos. Resistência não drenada	88
Quadro 4.17 – Correlações da unidade UG2 – lodos	89
Quadro 4.18 – Correlações da unidade UG3 – areias siltosas. Resistência não drenada	89
Quadro 4.19 – Correlações da unidade UG3 – areias siltosas	90
Quadro 4.20 – Correlações da unidade UG4 – cascalheiras	90
Quadro 4.21 – Correlações da unidade UG4 – cascalheiras. Ângulo de resistência ao corte (°)	90

Quadro 4.22 – Zonamento geotécnico e principais características do estrato de fundação adoptado nesta dissertação.....	92
Quadro 4.23 – Zonamento geotécnico e características do estrato de fundação adoptado no projecto	92
Quadro 4.24 – Parâmetros geotécnicos e principais características das camadas de fundação dos cais leste e oeste	94
Quadro 4.25 – Estacas de brita - parâmetros considerados.....	94
Quadro 4.26 – Variação de tensões verticais devido à presença dos cais verticais.....	96
Quadro 4.27 – Parâmetros de melhoramento dos solos de fundação do cais leste, considerados no método de Priebe.....	96
Quadro 4.28 – Aumento de tensão e assentamentos nos solos de fundação do molhe – cais leste..	97
Quadro 4.29 – Parâmetros de melhoramento dos solos de fundação do cais oeste, considerados no método de Priebe.....	98
Quadro 4.30 – Aumento de tensão e assentamentos nos solos de fundação do molhe – cais oeste.	98
Quadro 4.31 – Aumento de tensão e assentamentos do molhe – cais oeste com fundação não reforçada.....	100
Quadro 4.32 – Propriedades dos materiais consideradas na análise FEM, em tensões totais	100
Quadro 4.33 – Resultados obtidos na análise FEM.....	133
Quadro 4.34 – Zonamento geotécnico e características do estrato de fundação do cais leste adoptado pela autora	138
Quadro 4.35 – Zonamento geotécnico e características do estrato de fundação do cais este adoptado no projecto.....	138
Quadro 4.36 – Síntese dos pressupostos adoptados para a determinação dos assentamentos do molhe – cais leste	139
Quadro 4.37 – Síntese dos assentamentos estimados do molhe – cais leste	141
Quadro 4.38 – Síntese dos assentamentos estimados do molhe – cais leste reforçado com estacas de brita	141
Quadro 4.39 – Síntese dos assentamentos totais do molhe – cais oeste.....	143

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJECTIVOS E TRABALHOS DESENVOLVIDOS

A presente dissertação, inserida no Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), tem como principal objectivo contribuir para a melhor compreensão dos diferentes métodos de dimensionamento de estacas/colunas de brita, bem como da sua utilização no reforço das características resistentes e de deformabilidade de solos moles.

Aplicar-se-ão alguns dos métodos mais recentes a um caso de obra devidamente acompanhado, de modo a que, comparando os resultados obtidos com os do projecto, se possa aferir da respectiva aplicabilidade e interesse.

1.2. ENQUADRAMENTO DO TEMA

A crescente necessidade de ocupação de terrenos litorais com deficientes características geotécnicas é, por um lado, devido ao facto de os lugares com melhores propriedades geotécnicas já se encontrarem actualmente ocupados por estruturas e, por outro lado, devido às questões ambientais cada vez mais valorizadas no âmbito do desenvolvimento sustentado, privilegiando a requalificação de locais anteriormente ocupados com aterros ou zonas industriais, os designados *brownfields* da bibliografia anglo-saxónica, ao invés da construção em locais ambientalmente “intactos”. Estes terrenos, em geral aplanados, são, em regra, constituídos por solos moles, geralmente originados na sedimentação estuarina ou fluvial, junto às margens, sendo caracterizados por apresentar baixa resistência ao corte e elevada compressibilidade. Estes solos são formados por fracções finas, contendo proporções variáveis de silte e argila, em condições saturadas, pouco

permeáveis, possuindo eventualmente elevados teores de matéria orgânica, responsáveis pela coloração escura dos solos. Estas características levam a que a sua condutividade hidráulica seja muito reduzida pelo que, perante um carregamento superficial, a redução do seu volume com a consequente expulsão de água, isto é, a sua consolidação, é um processo lento, diferido no tempo, e dependendo do caminho que a água terá que percorrer até ser expulsa (Domingues, 2006).

A noção de "solo mole" não tem, até ao momento, uma definição quantitativa precisa. De um ponto de vista qualitativo, pode-se dizer que solos moles são aqueles em que qualquer construção - aterro, edifício ou outro -, mesmo transmitindo cargas reduzidas ao solo de fundação, podem provocar roturas ou assentamentos importantes, sendo necessário tomar em conta estes factos a nível de projecto.

Apesar de, até ao momento, não haver uma definição quantitativa precisa, há várias características geralmente reconhecidas aos solos moles. Assim, os solos moles são solos de formação muito recente, de origem sedimentar em meio aquoso, (por via mecânica ou química) constituídos essencialmente por partículas finas, classificando-se, do ponto de vista granulométrico, em argilas, argilas siltosas ou, no extremo, siltes argilosos; a sua formação recente leva a que sejam solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, eventualmente ainda subconsolidados, à excepção da crosta superficial, onde os ciclos de molhagem e secagem provocaram geralmente uma camada apresentando forte sobreconsolidação; são solos apresentando elevado grau de saturação e baixo índice de consistência ($I_c < 0.5$, podendo eventualmente apresentar valores negativos).

A elevada deformabilidade associada à baixa permeabilidade faz com que os grandes assentamentos que se verificam neste tipo de solos se processem, em geral, durante períodos longos, com os inevitáveis inconvenientes para a construção e exploração de obras de engenharia civil.

Por último, outra das importantes características apresentadas por este tipo de solos é a sua baixa resistência ao corte, com os inevitáveis problemas de estabilidade das obras a construir. No entanto, quanto a esta característica, a escola "ocidental" e a escola russa diferem nos limites considerados. Assim, para a escola russa, solo mole será todo aquele que apresentar uma, pelo menos, das seguintes características (Evgeniev e Kazarnovski, 1976; Abelev, 1977):

- Resistência ao corte determinada por ensaio de molinete "in situ" menor que 75 kPa;
- Deformação sob uma carga de 250 kPa superior a 50 mm/m.

A escola "ocidental" define, do ponto de vista de resistência ao corte sem drenagem, o limite de 25 kPa (Correia, 1982). De acordo com esta definição, pode subdividir-se estes solos, quanto a consistência, em moles a muito moles.

Os problemas postos pelos solos moles, quando servem de fundação a obras de engenharia, podem ser, essencialmente, de dois tipos:

- Assentamentos excessivos;
- Capacidade portante insuficiente.

De acordo com o modelo apresentado inicialmente por Skempton em 1948, são consideradas duas fases de comportamento distintas para as argilas moles. Na primeira fase, correspondente à fase de construção da obra, devido à rapidez de colocação das cargas, em conjunção com a permeabilidade reduzida das argilas, tem-se uma resposta não drenada do solo. Na segunda fase, após a construção, desenvolve-se a consolidação da camada argilosa, associada à variação das pressões intersticiais da água e das tensões efectivas, com as consequentes deformações e aumento da resistência.

Assim distinguem-se, no assentamento total deste tipo de solos moles, três componentes:

- Assentamento imediato, também chamado inicial ou não drenado, e que, de acordo com os princípios clássicos da resposta "não drenada", é uma deformação a volume constante provocada pela tensão de corte sob a área carregada;
- Assentamento provocado pela consolidação, também designada por consolidação primária, provocada pela drenagem da água do solo, como consequência do gradiente hidráulico gerado pelo excesso de pressão intersticial da água provocado pelo carregamento, com variação de volume e da tensão efectiva;
- Assentamento devido à consolidação secundária, também designada por consolidação secular, que se dá, na sua quase totalidade, após a dissipação das tensões intersticiais, e de acordo com a prática habitual, a tensão efectiva constante.

Os métodos de estudo e análise destes solos, bem como os processos para a melhoria das suas características geotécnicas assumem, actualmente, uma grande importância. Para a viabilização de obras de engenharia neste tipo de solos é necessário a adopção de soluções de fundações especiais em função da natureza e da dimensão dos empreendimentos, bem como de técnicas de melhoramento de terrenos e, às vezes, do recurso a procedimentos associados à vertente de engenharia geoambiental.

Actualmente, encontram-se disponíveis várias técnicas de melhoramento de terrenos, dependendo as suas aplicações, fundamentalmente, do tipo de solo a tratar, das características a melhorar, da localização da zona a intervir e da relação custo – eficácia da potencial técnica a utilizar. Estas técnicas têm como objectivo alcançar, de entre outros, um ou mais dos seguintes objectivos (Silva, 2008):

- Redução e aceleração de assentamentos, aumento da resistência portante e/ou melhoria da estabilidade geral de estruturas implantadas em solos moles;

- Mitigação da susceptibilidade de liquefacção de solos;
- Contenção de solos instáveis;
- Melhoria da trabalhabilidade e reutilização de materiais de aterro;

Uma classificação bastante utilizada é a adoptada pela ASCE SIG *Committee* em 1997 que, de acordo com o tipo de resultados a obter, agrupa as técnicas da seguinte forma:

- Para tratamento;
- Para reforço;
- Para melhoramento.

Segundo esta classificação, as estacas de brita inserem-se nas técnicas de reforço de solos, pois constituem um sistema composto de terreno reforçado, *in situ*, por inclusões inseridas convenientemente orientadas (reforços) para melhorar as características resistentes do solo (Silva, 2008). De salientar que o aumento da capacidade para resistir às acções exteriores e a diminuição da deformabilidade de um maciço natural ou artificial, se fica a dever, sobretudo, à introdução destes elementos resistentes, o que não conduz, em geral, a um melhoramento significativo das características do maciço, como acontece nos métodos de tratamento e melhoramento, mas sim, a uma melhoria no comportamento global, tornado possível pela transferência de esforços para os elementos de reforço. Pode-se assim dizer que o efeito da introdução dos reforços é, por isso, essencialmente estrutural, pois a estrutura global do maciço é alterada (Domingues, 2006).

Mais recentemente, o comité técnico TC 17, actualmente designado por TC 211 da ISSMGE, propôs uma nova classificação das técnicas de melhoramento das características e comportamento dos terrenos (Chu *et al.*, 2009):

- 1) WG-A: concepção e dimensionamento;
- 2) WG-B: melhoramento de terrenos sem a introdução de elementos/inclusões em solos atréticos;
- 3) WG-C: melhoramento de terrenos sem a introdução de inclusões em solos coesivos;
- 4) WG-D: melhoramento de terrenos com introdução de elementos/inclusões;
- 5) WG -E: melhoramento de terrenos com injecção de determinados tipos de inclusões;
- 6) WG-F: reforço do solo no preenchimento;
- 7) WG G: reforço do solo no corte.

No caso das estacas de brita, a técnica enquadra-se, segundo este sistema, nos métodos de melhoramento de terrenos com a introdução de elementos/inclusões, cujo princípio consiste na execução de um furo circular com determinado diâmetro e comprimento, a partir da superfície, e na introdução de material granular com melhores características drenantes e resistentes que o solo

envolvente, e posterior compactação da mesma de baixo para cima. As colunas são dispostas segundo malhas regulares de grandes dimensões e com determinada geometria (Hernández, 2009).

1.3. METODOLOGIA

A metodologia que se propõe nesta dissertação consiste na elaboração de uma pesquisa bibliográfica e síntese do estado de arte, englobando duas fases:

- Processos e métodos construtivos;
- Métodos de dimensionamento.

Em seguida, propõe-se aplicar os métodos de dimensionamento a um caso de estudo concreto. Neste caso, exprimir-se-ão as concepções e dimensionamento de um reforço com estacas de brita pelo projectista da obra em estudo. Com os elementos disponíveis, proceder-se-á a um novo estudo, analisando as características geotécnicas das formações ocorrentes, estimando o seu comportamento sem qualquer tratamento, dimensionando o seu reforço com estacas de brita e estimando o seu respectivo comportamento.

De seguida, comparar-se-ão os resultados obtidos com os de projecto, tentando discutir as causas das suas diferenças e perspectivando análises e estudos complementares a executar.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, da seguinte forma:

No Capítulo 1 faz-se uma breve introdução à temática desenvolvida nesta dissertação, referindo-se também os objectivos e trabalhos desenvolvidos neste estudo, a sua metodologia, bem como o enquadramento geral do tema, expondo-se, sucintamente, as características gerais dos solos moles, incluindo aspectos relacionados com o seu comportamento e a necessidade de melhoria/reforço para o seu adequado comportamento.

No Capítulo 2 apresentam-se as características genéricas da técnica de reforço de solos com estacas de brita, bem como uma síntese do estado da arte. Faz-se referência à sua aplicação na melhoria das características hidromecânicas de solos e expõem-se os aspectos relacionados com o seu processo construtivo, nomeadamente o equipamento utilizado e os procedimentos executivos das diferentes técnicas. São também abordados os aspectos relacionados com a monitorização e controlo das estacas de brita executadas para o reforço de solos moles.

O Capítulo 3 dedica-se aos aspectos relacionados com o dimensionamento das estacas de brita, dando-se ênfase ao seu comportamento perante um carregamento externo, aos parâmetros fundamentais para o seu dimensionamento, assim como os factores básicos considerados no mesmo. Faz-se ainda uma abordagem teórica de alguns dos diferentes métodos de dimensionamento disponíveis na bibliografia.

No Capítulo 4 faz-se uma breve apresentação da obra que constitui o caso prático de estudo deste trabalho. Faz-se referência às fases de evolução do seu projecto de execução e às suas alterações, bem como aos aspectos mais relevantes para este estudo. Efectua-se uma análise crítica das soluções adoptadas e faz-se uma reformulação do dimensionamento. Discutem-se e comparam-se os resultados obtidos com os do projecto, sugerindo-se ainda sistemas de observação a implementar para o seu controlo em obra e validação de pressupostos de concepção.

No Capítulo 5 apresentam-se as considerações finais do presente trabalho e sugerem-se possíveis desenvolvimentos de estudos futuros.

Finalmente, apresentam-se as referências bibliográficas que possibilitaram a realização desta dissertação.

Capítulo 2

ESTACAS DE BRITA: DESENVOLVIMENTO E PROCESSOS EXECUTIVOS

Neste capítulo, apresentam-se as características genéricas da técnica de reforço de solos com estacas de brita, bem como uma síntese actualizada do estado da arte. Faz-se referência à sua aplicação na melhoria das características hidromecânicas de solos, nomeadamente, no aumento da capacidade resistente, na aceleração do processo de consolidação, na diminuição dos assentamentos totais e diferenciais, no reforço da estabilidade de taludes em aterros e na redução do potencial de liquefacção.

Expõem-se ainda os aspectos relacionados com o seu processo construtivo, nomeadamente o equipamento utilizado e os procedimentos executivos das diferentes técnicas. São também abordados os aspectos relacionados com a monitorização e controlo das estacas de brita executadas para o reforço de solos moles.

2.1. O DESENVOLVIMENTO DAS ESTACAS DE BRITA

As “estacas de brita” são consideradas como sendo um dos mais eficazes métodos de reforço de solos moles, ou seja, argilas, siltes e areias siltosas. Esta técnica, que surgiu como referido da extensão do método de vibrocompactação, tem sido utilizada com sucesso em todo o mundo, há mais de 60 anos (Elsawy, 2010).

Anteriormente à utilização da vibração para a execução destas estacas, o conceito da substituição do solo mole por inclusões sob a forma de estacas de brita já era bem conhecido em França, em 1830, tendo sido usado no reforço do solo de fundação do arsenal militar de Bayonne. As colunas tinham apenas 2 m de comprimento e 0,2 m de diâmetro, construídas através da cravação de estacas rígidas ocas nos depósitos moles, posterior enchimento dos furos com agregados calcários e na

retirada das estacas ocas de cofragem. A carga suportada por cada estaca era de 10 kN (Mohammed *et al.*, 2010).

É importante notar que a primeira utilização documentada foi para a construção do Taj Mahal, na Índia, completada em 1653. Esta estrutura histórica tem sido suportada, com sucesso, por mais de três séculos, por furos escavados e preenchidos com brita (Townsend e Anderson, 2004).

O equipamento fundamental na compactação dos solos é um vibrador em profundidade que resulta de um estudo feito pelos engenheiros alemães W. Degen e Sergey Steuerman, no início da década de trinta do século XX, sendo o primeiro vibrador patenteado em 1933, pela firma Joham Keller de Renchen, à qual pertenciam os dois engenheiros (Barksdale e Bachus, 1983). Este equipamento foi inicialmente criado para a compactação de grandes massas de betão, em barragens (Cristóvão, 1985).

No entanto, as estacas de brita foram esquecidas até 1935 e redescobertas como uma possível subaplicação da técnica de vibrocompactação (Domingues, 2006). Apesar da existência de alguns trabalhos relacionados com esta técnica, não se conhece mais qualquer aplicação da mesma até final da década de 50 do século passado. Foi apenas nessa altura que a técnica da vibrocompactação passou a ser usada para execução das primeiras estacas de brita “modernas” (Domingues, 2006).

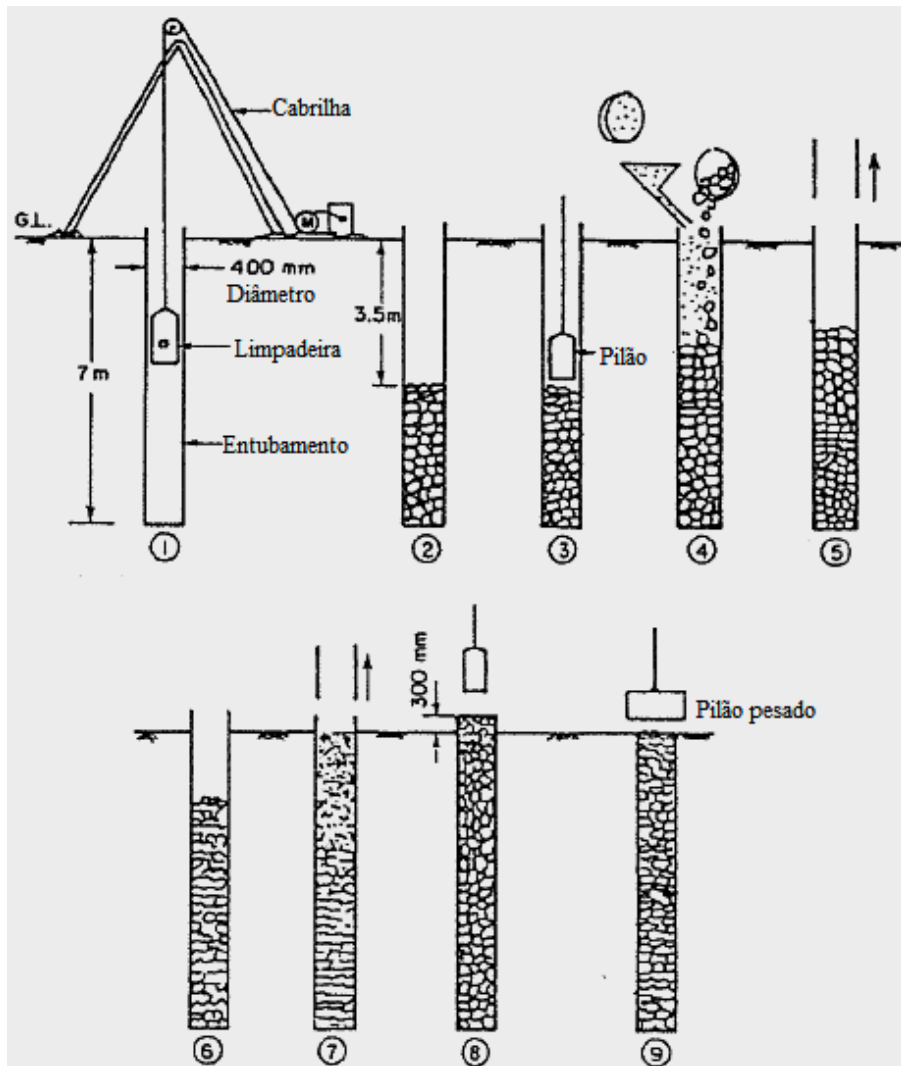
As estacas de brita têm sido construídas através de diversos métodos, desde o seu desenvolvimento nos anos 1950. Os métodos conhecidos para a construção das estacas de brita em solos coesivos incluem (Stuedlein, 2008):

- a) Método com encamisamento (*Cased-borehole method*);
- b) Método vibro-composto;
- c) Com recurso a um “sem fim”;
- d) Vibrosubstituição;
- e) Método GESC (geossintéticos envolvendo estacas de brita, por vezes com ligantes no material de enchimento);
- f) Método de pegões de agregados apiloados (*rammed aggregate pier*);
- g) Colunas híbridas ou colunas bi-modulares.

Um dos métodos utilizados para a instalação de estacas de brita é, na literatura inglesa, designado por *Cased-borehole method*. Como o próprio nome sugere, utiliza um tubo de revestimento introduzido até à profundidade desejada, seguida de uma posterior escavação com recurso a baldes. Assim, é introduzido material granular, normalmente misturas de areia e brita, por patamares ascendentes e compactado através de impactos dinâmicos originários de um peso em queda livre (pilão), como ilustra a Figura 2.1. Geralmente o peso é de 15 à 20 kN e a sua altura de queda de 1,0 à 1,5 m (Bergado, 1996; Raman, 2006; Stuedlein, 2008).

De salientar que o tubo de revestimento usado para assegurar a estabilidade do furo era inicialmente um tubo guia com cerca de 1 m de comprimento, o qual foi substituído pelo tubo de encamisamento total, pois de outro modo formavam-se crateras com um grande diâmetro, por vezes com mais de 2 m (Domingues, 2006).

Este método, desenvolvido na Índia e popular no Sudeste de Ásia devido ao baixo custo de mão-de-obra e equipamentos, utiliza apenas equipamentos tradicionais, em contraste com os vibrossistemas, que requerem equipamentos especiais e pessoal especializado.



- (1) Execução do furo recorrendo ao encamisamento metálico e remoção do solo com recurso a balde;
- (2) Introdução do material de enchimento (brita) a partir da superfície até uma determinada profundidade;
- (3) Subida parcial do encamisamento e queda do pilão repetidamente sobre a brita, de modo a compactá-la o melhor possível;
- (4) Nova introdução de mais material de enchimento num novo patamar, acompanhado da subida do tubo de encamisamento. O processo repete-se sucessivamente, recomeçando no ponto (2), até se atingir a cota da superfície (5, 6, 7, 8).

Figura 2.1 – Método de furação com encamisamento (Bergado, 1996, adaptado)

De salientar que, geralmente, quando se atinge a superfície, deixa-se a brita até 300 mm acima da cota do terreno (Figura 2.1 (8)), após o que se compacta o último patamar com uma massa mais pesada e com maior área, Figura 2.1 (9).

Após a retirada do tubo de encamisamento e da compactação da brita, o diâmetro da estaca de brita tende a ser maior do que o inicial (secção interior do encamisamento) dependendo da maior ou menor resistência do solo natural.

Desenvolvido no Japão em meados do século XX, o método *vibro-composto* é também uma das técnicas utilizadas para a instalação das estacas de brita, geralmente usado na estabilização de argilas moles na presença de níveis freáticos elevados. É também usual a utilização de areia em vez de brita como agregado, tendo como produto resultante as designadas “estacas de areia compactada”. Estas são construídas introduzindo um tubo de encamisamento metálico no solo com o auxílio de um martelo vibratório vertical, pesado, localizado no topo do tubo de encamisamento, (1) da Figura 2.2. A acção do seu peso próprio e dos movimentos vibratórios verticais do martelo ajudam a atingir a profundidade desejada, sendo posteriormente introduzida a areia (neste caso) através de um depósito alimentador ou tremonha existente no topo do tubo de encamisamento (Figura 2.2 (2)). Segue-se a compactação através de repetidas extracções e avanços parciais do tubo usando o martelo vibrador. O processo é repetido até a estaca estar completamente construída e o encamisamento completamente fora do solo, (3) da Figura 2.2 (Bergado, 1996; Stuedlein, 2008).

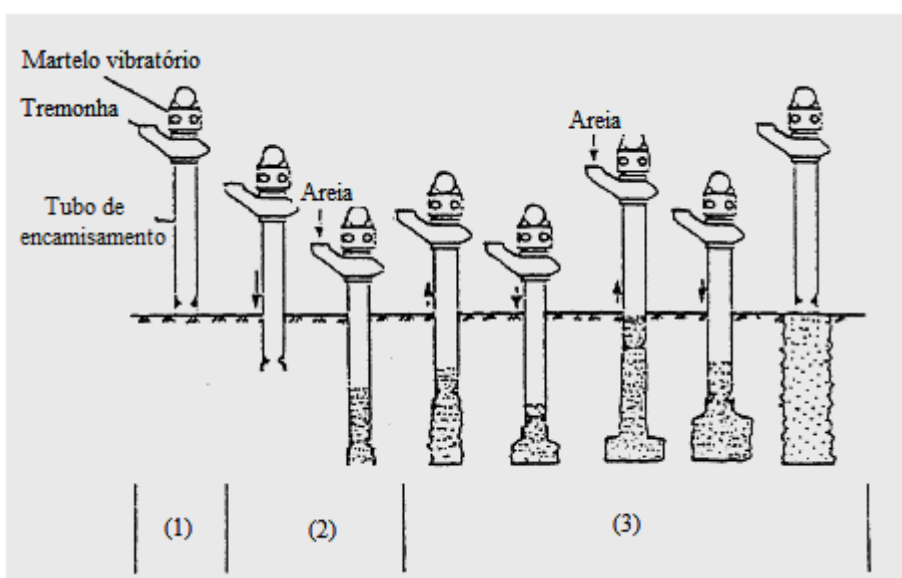


Figura 2.2 - Método vibro-composto (Bergado, 1996, adaptado)

Segundo Domingues (2006), uma outra forma de instalar estacas de brita é recorrendo a um *sem fim*, equipamento bastante idêntico ao trado contínuo para a execução de estacas de betão. O processo inicia-se com a abertura do furo pela rotação do trado até à profundidade pretendida

(Figura 2.3 - 1). Inicialmente, procedia-se à retirada do trado e à introdução da brita simplesmente por gravidade, o que poderia levar à instabilidade do furo após retirada do trado (Adalier e Elgamal, 2004).

Após alguns desenvolvimentos deste método no Japão, a brita passou a ser colocada no fundo do furo através de um tubo existente no interior do próprio trado e compactada através de um sistema de varas (Adalier e Elgamal, 2004). Este novo sistema de alimentação da brita, juntamente com a sistemática inversão da rotação do trado e os movimentos verticais associados (Figura 2.3 – (2), (3) e (4)), levaram a significativas melhorias, uma vez que a estaca é construída de forma contínua, reduzindo o risco de rotura do furo e o tempo de execução da estaca (Domingues, 2006). Outra grande vantagem deste novo sistema é uma melhor compactação da brita e compressão do solo em redor (Adalier e Elgamal, 2004).

Este método, para além de ser mais recente, comparativamente aos anteriormente descritos, é bastante mais utilizado, com registos de tempos de execução inferiores a 1 hora em estacas com 20 m de comprimento (Adalier e Elgamal, 2004). A Figura 2.3 mostra o processo de execução da mais recente versão deste método.

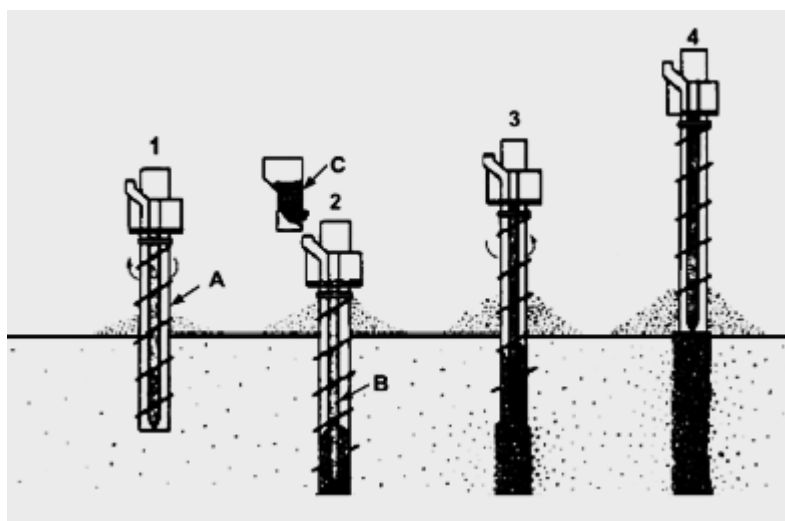


Figura 2.3 – Instalação de estacas de brita recorrendo ao trado contínuo, veio de alimentação e apiloamento (Adalier e Elgamal, 2004)

A tentativa de usar a técnica de vibrocompactação para melhorar os solos não granulares com apreciáveis quantidades de argila e/ou silte induziu ao aparecimento da técnica de *vibrosubstituição*. Desenvolvida em 1956, é uma das técnicas mais recentes e frequentemente empregue hoje em dia para a instalação de estacas de brita devido ao seu baixo custo, ao seu curto tempo de execução e, principalmente, pela sua eficácia no reforço dos solos de fracas características geotécnicas.

Contrariamente à vibrocompactação, que densifica solos atríticos soltos a mediamente compactos apenas com a ajuda de vibrações, melhorando-os directamente, a vibrosubstituição melhora solos coesivos não compactáveis instalando colunas de material granular bem compactado, substituindo-os parcialmente com recurso a vibrações horizontais (Priebe, 1995; Raman, 2006). O princípio básico desta técnica é ilustrado na Figura 2.4.

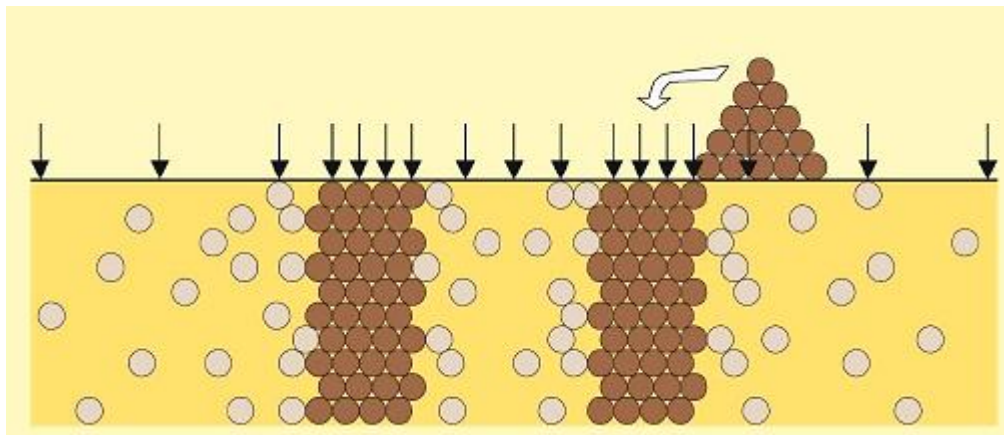


Figura 2.4 – Princípios básicos da técnica de vibrosubstituição (Raju *et al.*, 2004, adaptado)

A melhoria que pode ser alcançada com a vibrosubstituição depende de vários factores, nomeadamente:

- Tipo de solo, plasticidade e características granulométricas;
- Espaçamento das estacas;
- Tipo de material de enchimento;
- Características do vibrador;
- Técnica de construção usada;
- Diâmetro e comprimento das estacas executadas.

Segundo a Keller Group (2009), é usual atingirem-se capacidades resistentes, após tratamento, na gama dos 150 a 400 kPa, para diâmetros de 0,6 à 1,0 m e comprimentos da ordem dos 10 m.

Inicialmente, a introdução do vibrador no solo decorria sem o auxílio de, simultaneamente, pressão de água. Após o vibrador ser levantado, a cavidade cilíndrica temporariamente estável era preenchida com material grosseiro, troço a troço e então compactado pelo uso repetitivo do vibrador. O solo circundante era lateralmente deslocado pelo vibrador e pela brita pressionada lateralmente no solo durante o preenchimento da cavidade e na fase de compactação, criando estacas de brita fortemente interligadas com o solo circundante (Moseley e Kirsch, 2005).

Entretanto, os possíveis colapsos da cavidade em solos coesivos com elevado teor em água foram superados com o aparecimento dos vibradores de alimentação inferior. Durante a retirada do

vibrador, a brita e o ar comprimido passaram a ser introduzidas através da ponta do vibrador, impedindo assim o colapso dos furos (Moseley e Kirsch, 2005). Este método foi então reconhecido como sendo a técnica de *vibrosubstituição pelo método seco*, ou ainda por *vibrodeslocamento*, e patenteado em 1972, na Alemanha.

De modo a superar as dificuldades de compactação da brita em solos coesivos com elevado teor em água, testou-se posteriormente o uso de uma forte injeção de água, na ponta do vibrador, à medida que este era introduzido até a profundidade desejada. A lama do solo que reflui até a superfície ajuda na estabilização do furo. Esta técnica é conhecida como *vibrosubstituição pelo método húmido*.

Uma outra aplicação dos vibradores com o sistema de alimentação inferior, corresponde ao aparecimento das chamadas *estacas de brita cimentadas*, em 1976, no qual os vazios existentes entre a brita são preenchidos por uma suspensão de cimento e bentonite (Moseley e Kirsch, 2005).

Também, como desenvolvimento adicional deste sistema, surgiram as *colunas de betão vibradas*, que recorrem ao auxílio de uma bomba para a injeção do betão até à extremidade do vibrador, através de um sistema de tremonha. Estas estacas, constituídas por brita e uma mistura de betão, são assim executadas através do método seco de alimentação inferior (Chu *et al.*, 2009).

Com o intuito de aumentar a contenção lateral das estacas de brita em solos muito moles, quase líquidos, foi introduzida uma técnica em que aplica um *revestimento de geotêxtil* em volta da estaca (GESC). Este invólucro confina cada estaca de brita compactada, assegurando a estabilidade actuando como separador e filtro entre o solo e a brita e utilizando a resistência à tracção do geotêxtil, evitando assim a rotura por expansão. Este método foi desenvolvido em 1992 e aplicado pela primeira vez no início de 1993, num projecto de uma barragem na Áustria (Moseley e Kirsch, 2005), podendo ser utilizado em solos orgânicos como turfas ou lodos com resistência não drenada $c_u < 2 \text{ kN/m}^2$ (Kempfert, 2003).

De acordo com os estudos realizados por Tallapragada e Golait (2012), ainda com o revestimento de geotêxtil, pode ser adicionado à matriz da brita, cal e areia. Segundo este autor, esta solução leva a um aumento de rigidez da estaca de brita, proporcionando maior resistência lateral e de ponta e, conseqüentemente, maior capacidade portante, quando comparado com a estaca de brita sem qualquer aditivo.

Outra técnica similar às estacas de brita, é o método de *pegões de agregados apilados*, designado na literatura inglesa por “rammed aggregate pier” (Chu *et al.*, 2009). Este método também instala colunas usando brita mas, no entanto, o processo de construção é diferente. Em vez de ser horizontalmente vibrada, a brita é compactada através de pancadas verticais em patamares de 0,3 m. É realizado um furo com um trado ou é impulsionado um mandril para atingir profundidades máximas de cerca de 14 m. O equipamento usa a energia do impacto vertical, resultando num

aumento de resistência e rigidez do agregado, pressiona-o lateralmente na matriz do solo mole. Obtém-se assim o seu melhoramento e excelente ligação com o solo circundante, proporcionando o controlo dos assentamentos. Esta técnica, para além da sua aplicação em solos moles, pode ser usada para o reforço de areias soltas, siltes, camadas de solo mistos, incluindo argilas, enchimentos não controlados e solos abaixo do nível freático. O método encontra-se ilustrado na Figura 2.5.

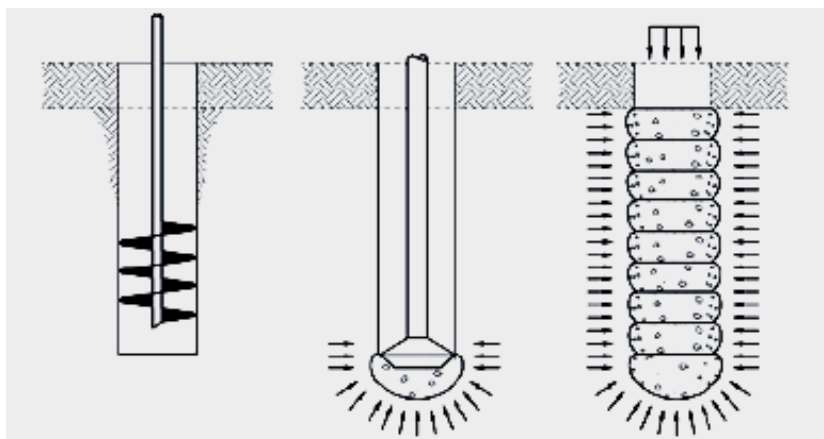


Figura 2.5 – Construção de pegões de agregados apilados (Chu *et al.*, 2009)

Segundo Chu *et al.* (2009), podem ser feitas aplicações envolvendo as chamadas colunas híbridas ou colunas bi-modulares. Neste método, são envolvidas duas técnicas em que, a parte inferior da coluna é efectuada por inclusões semi-rígidas, conhecidas usualmente por colunas de módulos controlados (CMC), e a parte superior é formada por estacas de brita, como ilustrado na Figura 2.6

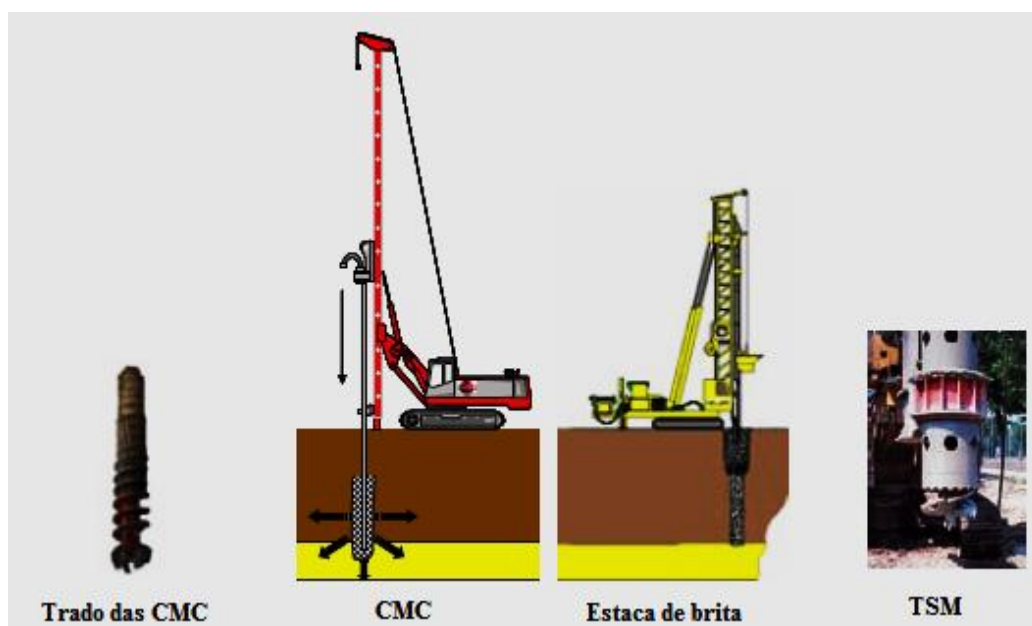


Figura 2.6 – Instalação de estacas híbridas ou bi-modulares (Chu *et al.*, 2009, adaptado)

De acordo com Masse *et al.* (2004), as CMC são instaladas usando um trado oco de deslocamento, acoplado a um equipamento com movimentos rotativos para a instalação de estacas (TSM). O processo inicia-se com a introdução do trado em rotação até à profundidade pretendida. Atingida essa profundidade, injecta-se, através do orifício do trado, uma calda a pressão moderada, que é geralmente uma argamassa de misturas de areias limpas ou betão feito com seixo fino, dependendo da resistência pretendida. Terminada a injeção, retira-se o trado.

2.2. APLICAÇÃO À MELHORIA DAS CARACTERÍSTICAS HIDROMECÂNICAS DE SOLOS

Simultaneamente com o rápido crescimento das infra-estruturas de desenvolvimento na última década, o melhoramento de terrenos com recurso às estacas de brita tem estado em crescente aplicação e aceitação (Raju *et al.*, 2004). Esta técnica proporciona uma solução económica e flexível visto ser simples de implementar, rápida e adaptar-se facilmente a diferentes condições do solo. Tendo em conta a profundidade de tratamento, a carga a ser aplicada e as diferentes tecnologias de instalação de estacas de brita disponíveis, estas podem ser aplicadas a uma vasta gama de solos, desde arenosos soltos a compressíveis moles.

De um modo geral, a técnica de reforço de solos por intermédio de estacas de brita proporciona os seguintes benefícios (González, 2008):

- Incremento da rigidez do solo tratado com conseqüente redução dos assentamentos;
- Diminuição do tempo de consolidação, visto funcionarem acessoriamente como drenos;
- Melhoria da resistência ao corte devido à maior capacidade resistente das inclusões de estacas;
- Compactação e drenagem de solos soltos mitigando o potencial de liquefacção.

A aplicação desta técnica em solos com deficientes características mecânicas, ou seja, argilas, siltes e areias silto – argilosas soltas, é diversificada, podendo ser utilizada, nomeadamente, em (Raju *et al.*, 2004):

- Aterros simples e aterros sanitários, rodoviários, ferroviários e aeroportuários;
- Estruturas navais;
- Fábricas de produtos químicos;
- Fundações de tanques de armazenamento;
- Fundações de cais, rampas de acesso, pontes e edifícios de grande extensão.

No entanto, como qualquer outra técnica de melhoria de terreno, esta solução deve ser sempre adequadamente comparada com outras alternativas, considerando tanto as vantagens como as limitações de cada método, tendo em conta as situações a resolver.

2.2.1. Aumento da capacidade resistente

No caso do reforço dos solos moles com estacas de brita, após a aplicação da uma carga vertical sobre os solos reforçados com estacas de brita, uma grande parte da carga total é inicialmente suportada pelas estacas de brita, que são muito mais rígidas que o solo circundante. Como o processo de consolidação continua, a estaca e o solo envolvente interagem entre si, promovendo uma redistribuição da carga aplicada sobre o conjunto (Zhang, 2009). As concentrações de tensão desenvolvem-se na estaca acompanhada de uma redução de tensão no solo circundante. Quando o solo reforçado é carregado, os assentamentos verticais da estaca e do solo são aproximadamente iguais e, sendo a estaca de brita mais rígida que o solo envolvente, vai suportar grande parte da carga aplicada, estando o solo mole sujeito a uma carga menor (Elsawy, 2010).

A distribuição de tensões vertical na coluna ($\sigma_{v,col}$), no solo mole ($\sigma_{v,sol}$) e a tensão vertical média ($\sigma_{v,med}$) é ilustrado na Figura 2.7.

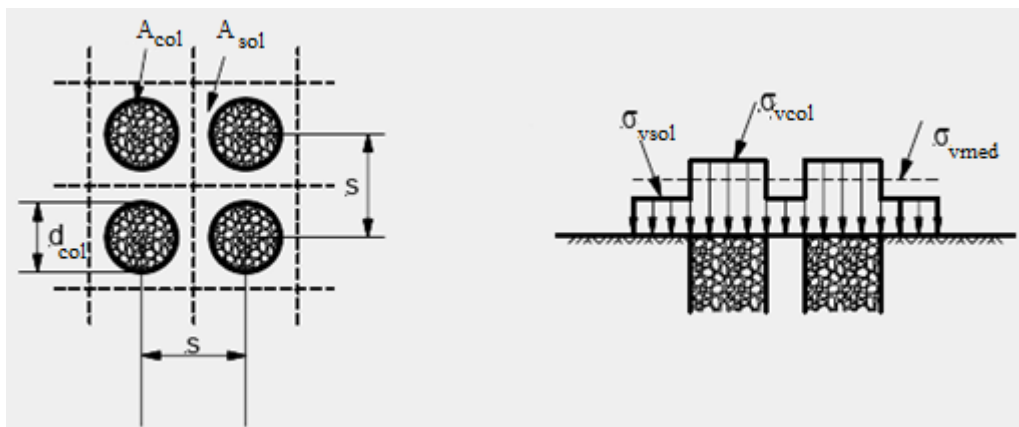


Figura 2.7 – Distribuição das tensões entre as estacas de brita e o solo envolvente (Bergado, 1996, adaptado)

Segundo Bergado (1996) e Elsayy (2010), a rigidez relativa da estaca de brita e do solo circundante é influenciado pela magnitude da concentração de tensões. A distribuição das tensões verticais numa estaca de brita é geralmente expressa pelo factor de concentração de tensões, SCF, que será definido posteriormente no capítulo 3.

Alcançando um estado de equilíbrio, o sistema estaca de brita – solo, quando comparado com o solo não reforçado, proporciona um aumento significativo de capacidade resistente, reduzindo o deslocamento vertical, situação muito comum em solos moles.

Como já referido, o confinamento lateral das estacas de brita depende da resistência não drenada (c_u) do solo envolvente. De acordo com a normalização alemã, as estacas de brita podem ser eficientemente aplicadas em solos cuja resistência não drenada varia entre 15 a 25 kN/m². Solos com valores de c_u inferiores à aquele, ou seja, solos em que o apoio lateral é significativamente muito baixo e não podem proporcionar um adequado confinamento à estaca, podem induzir excessivas deformações laterais (expansão) na parte superior da estaca de brita, minorando a sua eficiência (Elsawy, 2010). De acordo com Moseley e Kirsch (2005), nestes casos, é usual o recurso do sistema alternativo, onde se envolve as estacas de brita em geossintéticos (GESC).

A carga de projecto admissível de uma estaca de brita deve ser relativamente uniforme e limitada a um máximo de 500 kN por coluna, se o solo *in situ* possuir suporte lateral suficiente. As estacas de brita individuais são normalmente concebidas para uma carga de 200 a 300 kN por coluna. A capacidade resistente última de um grupo de estacas de brita é prevista através da estimativa da capacidade máxima de uma única coluna e multiplicando este valor pelo número de colunas no grupo (SCDOT, 2010).

2.2.2. Aceleração do processo de consolidação

De acordo com Tan *et al.* (2008), a drenagem radial permite uma rápida dissipação do excesso de pressão intersticial e a elevada rigidez da estaca de brita reduz a carga sobre o solo de fundação, ou seja, a tensão vertical no solo e, assim, evita a formação instantânea de um excesso de pressão intersticial.

Em solos moles, este facto é de grande importância uma vez que, como referido, estes são muito compressíveis e apresentam na sua constituição uma considerável percentagem de material fino, o que os torna muito pouco permeáveis à passagem de água. Visto que neste tipo de solos o processo de consolidação é lento, diferido no tempo, e dependente do caminho que a água terá que percorrer, a introdução das estacas de brita reduz o tempo necessário para se processar grande parte das deformações, uma vez que a água é mais rapidamente expulsa, radial e verticalmente (Domingues, 2006).

2.2.3. Diminuição dos assentamentos totais e diferenciais

A redução dos assentamentos totais e diferenciais é um dos benefícios alcançados com o melhoramento dos solos moles com estacas de brita. Visto que a sua presença acelera a consolidação primária, promovendo uma maior resistência ao corte dos solos moles, os assentamentos totais e diferenciais são assim minorados com a sua presença.

A construção de aterros sobre solos fracos e muito compressíveis tais como argilas moles, siltes, turfas, etc., constitui um dos mais sérios problemas enfrentados pelos engenheiros geotécnicos. Nos solos de fundação, a construção de aterros é muitas vezes problemática e deve atender a dois requisitos fundamentais para o funcionamento da obra: apresentar um factor de segurança adequado contra a insuficiente capacidade resistente da fundação e apresentar deformações, no fim ou após construção, compatíveis com o tipo de obra, evitando-se também danos às estruturas adjacentes.

O problema é bastante frequente quando se pretende, por exemplo, a execução de aterros em baixas aluvionares para assentamento de plataformas de vias de comunicação (auto-estradas, estradas, encontros e pilares de pontes, caminhos de ferro, aeroportos, etc). Visto estas infra-estruturas terem, muitas vezes, como condicionantes, o tempo de construção, os limites de assentamentos totais após a construção, os limites de assentamentos diferenciais ao longo do eixo do aterro, bem como a respectiva estabilidade global (factor de segurança mínimo), o reforço destes solos com estacas de brita vai proporcionar a redução do tempo de consolidação, acelerando os assentamentos, que se darão na sua quase totalidade durante a fase construtiva e antes da entrada em serviço da obra, diminuindo o valor dos assentamentos em fase de serviço da obra.

Uma outra aplicação comum das estacas de brita é nas fundações de tanques de armazenamento, pois também requerem assentamentos máximos totais e diferenciais dentro de limites apertados, após construção (Keller, 2006).

De acordo com Townsend e Anderson (2004), os assentamentos têm sido estimados por métodos pseudo-elásticos e elastoplásticos, ambos considerando a carga aplicada e usando o conceito de célula unitária. O reforço previsto é muitas vezes expresso através do *factor de redução de assentamento "FRA"*, tipicamente relacionado com o *coeficiente de substituição (a_s)* ou *factor de área de melhoria ($1/a_s$)*, que serão abordados mais adiante na secção 3.2.4 e 3.2.6. O assentamento da área não melhorada é determinado pela análise convencional de assentamentos.

De salientar que os solos reforçados com estacas de brita reduzem assentamentos geralmente de 30 a 50 % da resposta dos terrenos não tratados e assentamentos diferenciais de 5 a 15 % da resposta do solo não tratado (Moseley e Kirsch, 2005).

2.2.4. Reforço da estabilidade de taludes em aterros

Além de reduzir os assentamentos e aumentar a capacidade resistente em solos com deficientes características geotécnicas, as estacas de brita também constituem uma solução viável e económica para a estabilização de taludes em aterros. Visto que a resistência ao corte ao longo das superfícies de rotura é função do ângulo de resistência ao corte, das forças normais e tangenciais à superfície

de rotura e da coesão entre as partículas, a presença das estacas de brita contribui para um acréscimo na estabilidade, uma vez que a superfície de rotura passa a intersectar um material com melhores características resistentes, como exemplifica a Figura 2.8.

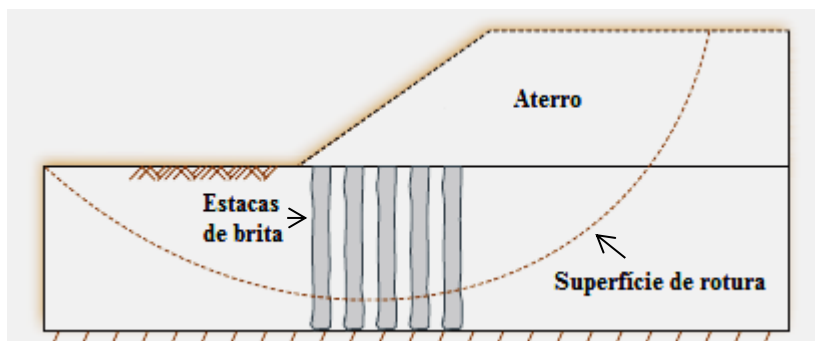


Figura 2.8 – Estabilidade de taludes com recurso a estacas de brita (Hayward Baker, 2010, adaptado)

2.2.5. Redução do potencial de liquefacção

Apesar de os solos moles de natureza argilosa, objecto essencial de estudo nesta dissertação, não serem sujeitos à liquefacção, convém no entanto referir que as estacas de brita são consideradas uma das técnicas mais eficientes, quando comparada com outras utilizadas para a mitigação do potencial de liquefacção. De acordo com Priebe (1998), esta técnica proporciona as melhores condições para a mitigação deste fenómeno: compactação do solo, drenagem e aumento da resistência do solo. Sendo a permeabilidade um parâmetro que afecta o comportamento dos depósitos arenosos perante a liquefacção, as estacas de brita são eficientes para a rápida dissipação das pressões intersticiais (Cristóvão, 1985). A redução brusca da pressão da água em direcção à estaca cria uma espécie de efeito de filtro que mantém o apoio lateral necessário para a capacidade de sustentação das estacas e impede um maior grau de infiltração do solo nas colunas. Este facto é de grande relevância em zonas sísmicas, desde que as estacas possuam uma certa flexibilidade e possam absorver amplitudes de deformações elevadas, sem no entanto perderem a capacidade resistente (Priebe, 1995).

De acordo com Priebe (1995), os solos susceptíveis à liquefacção são solos saturados soltos a mediamente compactos, com distribuição granulométrica bastante uniforme, abrangendo a faixa das areias siltosas. A Figura 2.9 mostra a faixa granulométrica dos solos susceptíveis a liquefacção. Pode verificar-se que esta vai desde a areia média à grossa até ao silte de granulometria média a grossa.

Nestes solos, as forças dinâmicas de um evento sísmico levam a um ajustamento da estrutura de grãos para um estado mais denso. Inicialmente, se o solo não drenar o suficiente, devido a uma baixa permeabilidade ou caminhos de drenagem extensos, a pressão intersticial na água aumenta

em conformidade e as tensões efectivas diminuem, reduzindo a resistência ao corte pré-existente no solo. Num estado limite, o subsolo comporta-se como um fluido, e perde a sua capacidade resistente, podendo ocorrer deformações extremas.

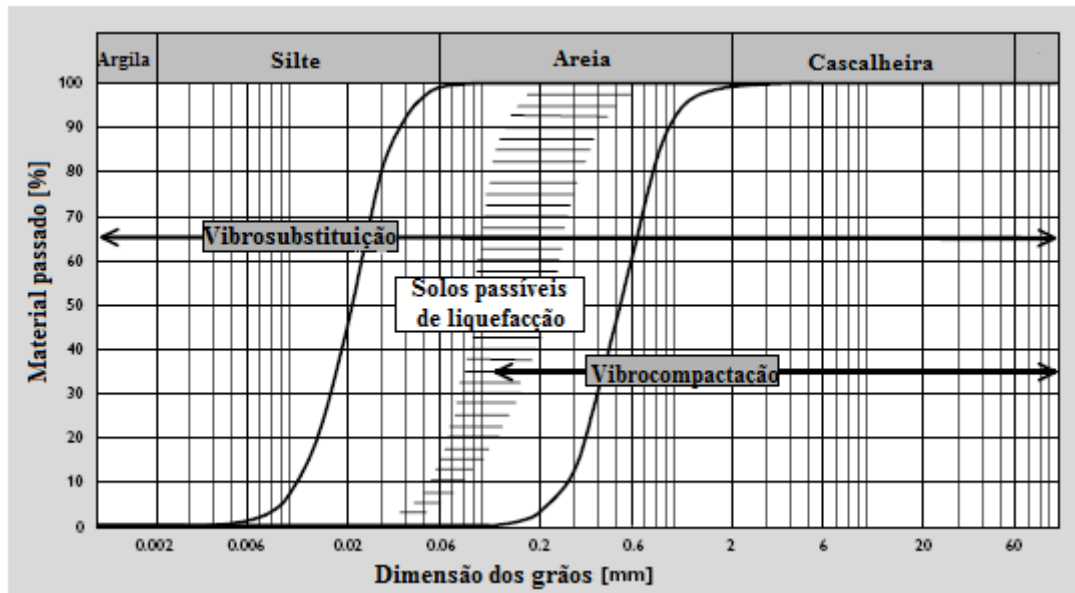


Figura 2.9 – Faixa granulométrica dos solos susceptíveis a liquefacção (Priebe, 1998, adaptado)

2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS

2.3.1. Equipamento

Como já referido, a ferramenta básica usada na instalação das estacas de brita é um vibrador desenvolvido em 1934 por Steuermann e Degen na Alemanha (Asalemi, 2006).

O sucesso da utilização de sistemas vibratórios em solos coesivos depende de (SCDOT, 2010; Townsend e Anderson, 2004):

- Tipo de solo;
- Percentagem de silte e argila no solo;
- Plasticidade do solo;
- Tipo de vibrador;
- Forma e dureza do material de enchimento;
- Área e espaçamento entre as colunas;
- Energia de compactação aplicada ao material de enchimento.

O vibrador consiste, essencialmente, num tubo de aço cilíndrico, cujo peso está compreendido entre 15 a 40 kN, com aproximadamente 300 a 500 mm de diâmetro e um comprimento entre 2 a 5 m

(Moseley e Kirsch, 2005). O elemento fundamental do vibrador é um peso excêntrico que gira em torno de um eixo vertical, accionado por um motor, eléctrico ou hidráulico, que induz movimentos oscilatórios horizontais (Hayward Baker, 2010). Os movimentos rotacionais deslocam radialmente o solo circundante e ajudam na compactação da brita.

Segundo Moseley e Kirsch (2005), a potência típica dos vibradores varia geralmente de 50 a 150 kW, podendo ir aos 200 kW nos equipamentos mais pesados. A velocidade de rotação do peso excêntrico, no caso de motores eléctricos, é determinada pela frequência da corrente eléctrica e pela polaridade do motor, podendo ser, por exemplo, de 3000 ou 1500 rpm a partir de uma fonte de alimentação de 50 Hz, e 3600 ou 1800 rpm a partir de uma fonte de alimentação de 60 Hz, com um pólo ou duplo pólo, respectivamente.

Segundo aqueles autores (*op.cit.*), as forças horizontais provocadas pela rotação do peso excêntrico variam de 150 a 700 kN. Dependendo das características do vibrador e da experiência e “know-how” das empresas, as amplitudes (duplas) de oscilação poderão variar entre 10 e 50 mm, considerando que o vibrador é livremente suspenso sem estar confinado (Moseley e Kirsch, 2005). Podem ser obtidos valores de aceleração até 50g, medidos na ponta do vibrador.

Os elementos que compõem o vibrador e que são de grande importância para o seu correcto funcionamento, bem como o seu princípio de funcionamento, encontram-se ilustrados na Figura 2.10.

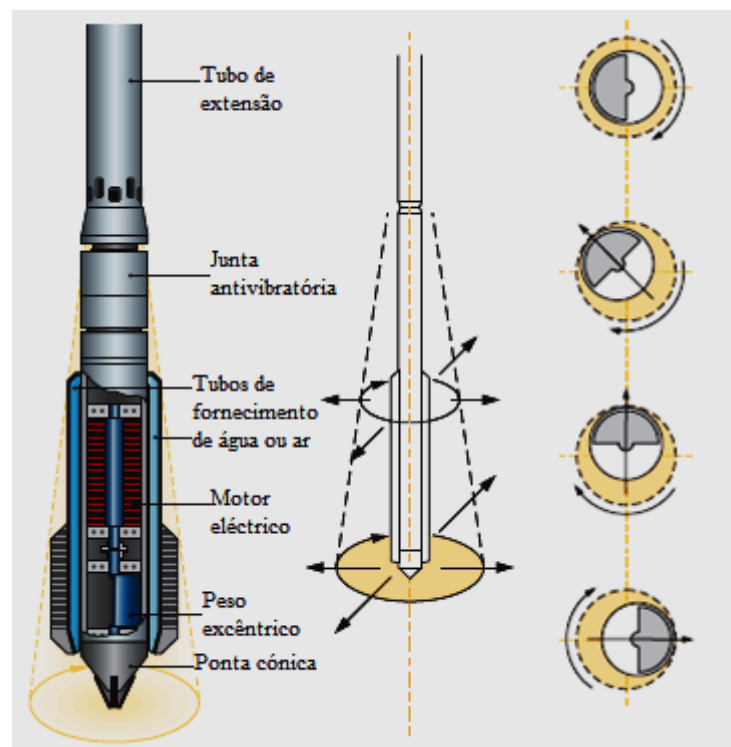


Figura 2.10 – Vibrador e o seu princípio de funcionamento (Keller, 2006, adaptado)

Para atender à profundidade de tratamento, são ligados ao vibrador tubos de extensão com diâmetro ligeiramente inferior a este, apresentando no seu conjunto (vibrador mais tubos) cerca de 10 m de comprimento, que podem facilmente ser aumentados, caso a profundidade de tratamento assim o exija (Domingues, 2006). Os tubos para o fornecimento de água e ar (opcional) também são incluídos nos tubos de extensão. De salientar que os pesados tubos de extensão também servem para fornecer o impulso vertical, contribuindo para o avanço da sonda e para proporcionar um trabalho contínuo (Barksdale e Bachus, 1983). Entre o vibrador e os tubos de extensão encontra-se uma junta antivibratória que é fundamental para absorver as vibrações produzidas e para evitar que se transmitam para o resto do equipamento (IFC, 2011).

O sistema de descarga ou de lançamento da brita, que geralmente se integra no vibrador, é composto por uma câmara de descarga, tubo alimentador e orifício de saída, permitindo assim a tomada da brita na parte superior e uma alimentação contínua até o orifício de saída (IFC, 2011). De salientar que é muito importante que a brita seja de granulometria adequada e que se encontre limpa para evitar que se obture o tubo alimentador.

No caso de se recorrer ao método húmido, a água sob pressão é introduzida no topo do vibrador e conduzida através de tubagens existentes até à extremidade inferior do vibrador, onde se encontram orifícios laterais junto à sua ponta cónica, como ilustrado na Figura 2.11. O formato cónico também tem a utilidade de auxiliar na introdução do vibrador no terreno.



Figura 2.11 – Sistema de injeção de água (Quinalia, 2010)

O vibrador e os tubos de extensão são suspensos por um guindaste ou encontram-se montados numa máquina base personalizada, designada *vibrocat* (Figura 2.12). Estas máquinas foram

concebidas para transportar e apoiar o vibrador: primeiro para garantir que as estacas estão verticais e segundo para possibilitar a aplicação de frequência necessária ou a força vertical desejada, o que acelera a introdução do vibrador e o processo de compactação. Esta máquina é dotada de uma unidade de armazenamento que fornece material de enchimento através de dispositivos mecânicos especializados ou pneumáticos (Moseley e Kirsch, 2005).

Keller e Bauer introduziram, com sucesso, o uso de macacos hidráulicos acoplados no vibrador para promover um maior impulso para baixo. Ao longo dos anos, foram desenvolvidos diversos tipos de vibradores em profundidade, como por exemplo, os vibradores Mono, S e L desenvolvidos pela Keller, para atender às diversas condições do solo (Raju *et al.*, 2004).

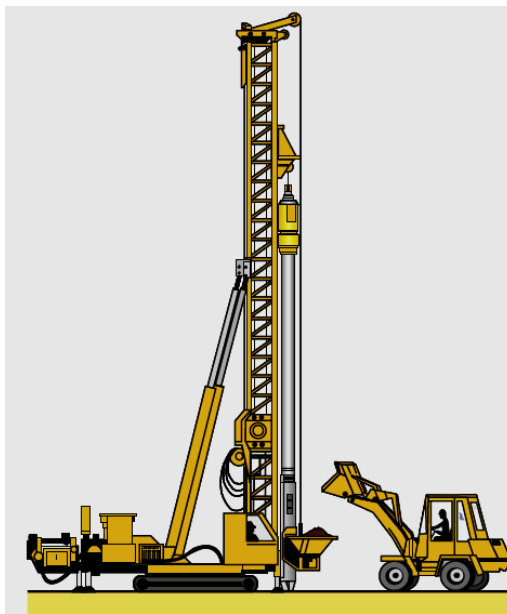


Figura 2.12 – Vibrocat (Keller Group, 2009)

2.3.2. Técnicas de execução

O melhoramento de um solo mole com estacas de brita pode ser realizado recorrendo a diferentes processos de escavação, substituição e técnicas de compactação. Quanto aos métodos construtivos, e como já referido, existem basicamente duas técnicas:

- Vibrosubstituição pelo processo húmido;
- Vibrosubstituição pelo processo seco.

Quanto ao modo de alimentação da brita, em ambos os métodos pode ser feito a partir do topo, ou seja, por “alimentação superior” ou a partir do fundo do vibrador, isto é, “alimentação inferior” (Hernández, 2009). Para esse efeito, Keller desenvolveu também dois tipos de adaptadores de alimentação inferior como um complemento aos vários tipos de vibradores e que são referidos

como sistemas Alpha e Beta. A Figura 2.13 ilustra, a secção transversal dos vibradores de alimentação superior e inferior.

As fases de construção das colunas através dos dois métodos são muito semelhantes, diferenciando-se basicamente na utilização de ar comprimido ou pressão de água, como método de ajuda para a introdução do vibrador.

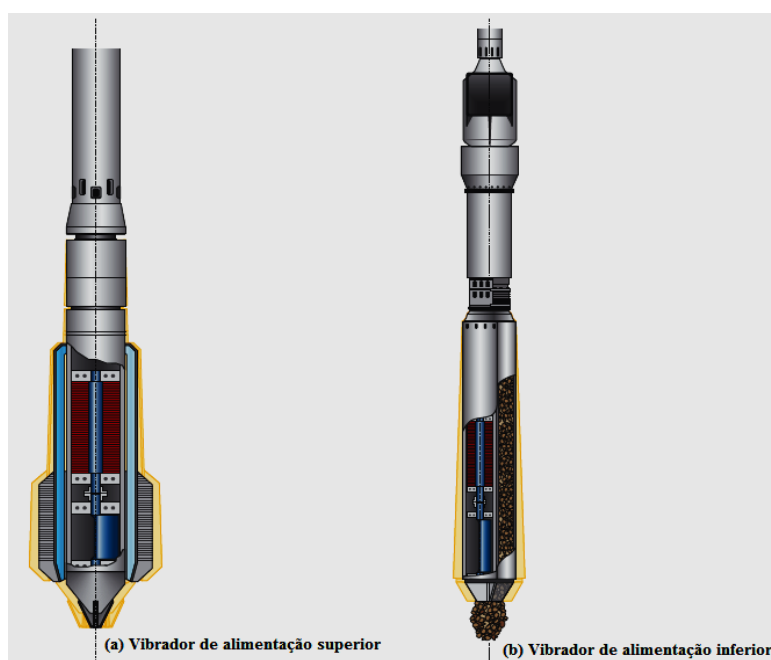


Figura 2.13 - Vibradores de profundidade concebidos pela Keller (Raju *et al.*, 2004, adaptado)

Segundo a ISSMGE TC 17 (2009), a profundidade de tratamento é geralmente entre 3 a 10 m, mas que no entanto tem vindo a estender-se até aos 56 m.

2.3.2.1. Processo húmido

Como já referido, quando no processo de instalação das estacas de brita se recorre a jactos de água para a execução do furo, a técnica é denominada por vibrosubstituição ou por processo húmido (Raju *et al.*, 2004).

O processo inicia-se com o posicionamento do vibrador no ponto de tratamento e com sua penetração no terreno através do efeito combinado do seu peso próprio, da energia de vibração e da pressão de água proveniente dos orifícios localizados na extremidade do vibrador (Hernández, 2009).

Uma vez atingida a profundidade pretendida e efectuada a lavagem do furo, este é preenchido com brita em patamares de aproximadamente 0,3 a 1,2 m e que é posteriormente compactada por intermédio de movimentos ascendentes e descendentes do vibrador e pelas suas forças horizontais.

Deste modo, há uma substituição parcial, onde parte do solo é substituído e o resto é deslocado lateralmente e comprimido (Raju *et al.*, 2004). Este procedimento é repetido para diferentes patamares até se atingir a cota da superfície, formando-se assim a estaca de brita. Para finalizar o processo, a superfície é normalmente regularizada e recompackada com um compactador de superfície ou equipamento similar Moseley e Kirsch (2005).

A Figura 2.14 mostra esquematicamente o seu processo de execução.

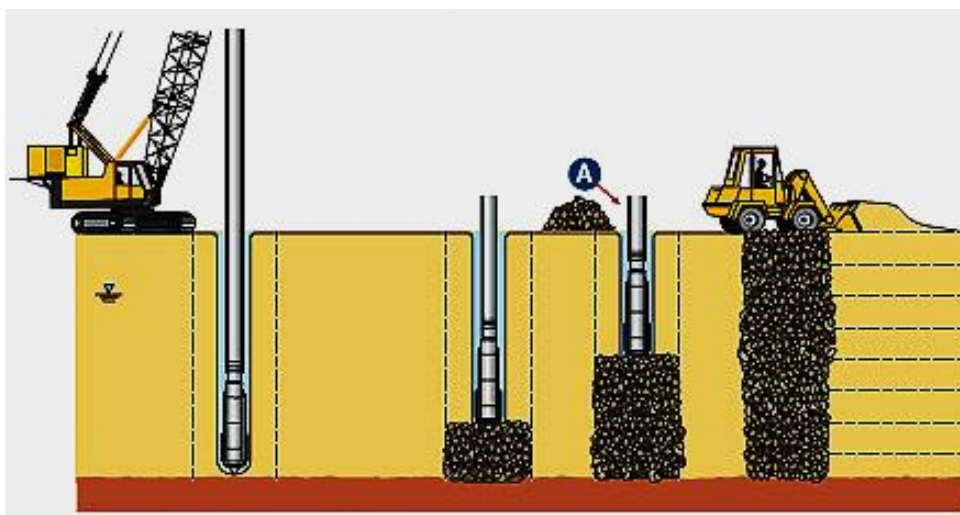


Figura 2.14 – Vibrosubstituição ou processo húmido por alimentação superior (Quinalia, 2010)

O processo húmido é geralmente usado para o reforço de solos moles abaixo do nível freático e quando há necessidade de instalar colunas de grande diâmetro (ISSMGE TC 17, 2009). Segundo Raju *et al.* (2004), com esta técnica podem ser alcançadas profundidades máximas de 30 m.

O grande volume de água necessário constitui a principal desvantagem da técnica húmida, exigindo que haja um devido encaminhamento ou tratamento do refluxo (água com lamas) saída do furo, sem causar poluição e interrupção dos trabalhos (Townsend e Anderson, 2004).

Segundo Raman (2006), este método é utilizado em solos moles relativamente impermeáveis e coesos, geralmente com resistência não drenada de 15 a 50 kPa. Estes solos são facilmente penetrados a pressões de água relativamente baixas, sendo o material transportado para a superfície através do fluxo de água.

O método húmido é geralmente mais rápido relativamente ao método seco, resultando em estacas de maiores diâmetros (normalmente 600 a 1200 mm de diâmetro), capazes de suportar uma maior carga de projecto por coluna, permitindo assim a utilização de uma granulometria mais extensa de material de enchimento, com cerca de 20 a 75 mm de diâmetro (ISSMGE TC 17, 2009).

No caso do reforço de solos submersos para suportar, por exemplo, muros cais ou pilares de pontes, é usado para a instalação de estacas de brita uma barcaça ou pontão para servir como plataforma de

trabalho, apoiando assim o guindaste ou equipamento similar (Keller, 2006). A sua localização é muitas vezes feita com o auxílio de um sistema de posicionamento global (GPS). A penetração até à profundidade a atingir é assistida pela acção combinada de vibrações e ar comprimido. A brita é lançada para o vibrador, quer utilizando um braço longo de uma escavadora ou outros sistemas de transporte de brita (Raju *et al.*, 2004). Na Figura 2.15 encontra-se esquematizado o método de vibrosubstituição “offshore” pela técnica de alimentação inferior.

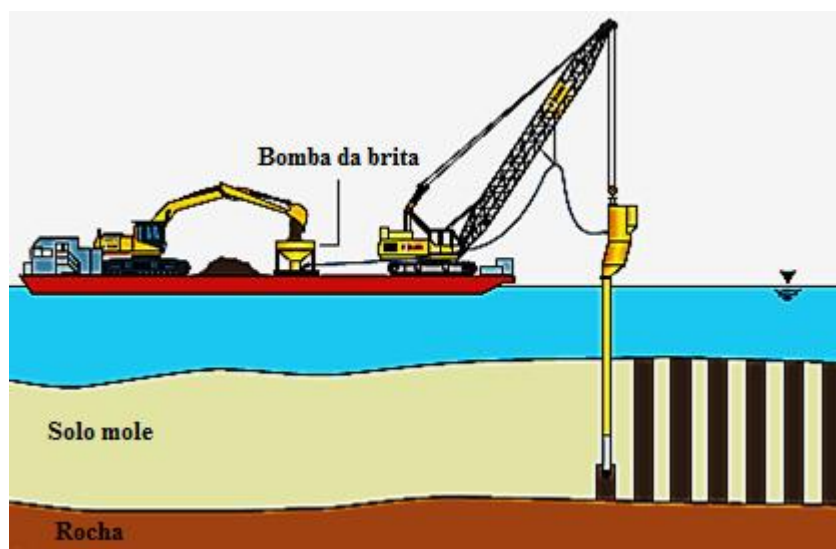


Figura 2.15 – Método de alimentação inferior “offshore” (Keller, 2006, adaptado)

2.3.2.2. Processo seco

Como já referido, no caso em que as estacas de brita são instaladas sem a aplicação de jactos de água, o processo é conhecido como vibrodeslocamento ou processo seco (Moseley e Kirsch, 2005). A ausência de jactos de água durante a formação inicial do furo é a principal diferença entre o vibrodeslocamento e a vibrosubstituição.

Após o posicionamento do vibrador no ponto a tratar, este é introduzido até à profundidade pretendida por acção combinada do seu peso próprio, das oscilações do vibrador e com a ajuda de ar comprimido vindo da extremidade do vibrador, deslocando lateralmente o solo sem recorrer ao jacto de água. De salientar que o ar comprimido ajuda na prevenção do colapso do furo (Moseley e Kirsch, 2005).

Este método tanto pode recorrer à técnica de “alimentação superior” como à de “alimentação inferior” (SCDOT, 2010). Na técnica de alimentação superior, a introdução da brita é feita directamente através da superfície, despejando-a no espaço entre o furo e a sonda. Ou seja, o procedimento é o mesmo que o método húmido, com excepção de que neste é utilizado pressão de ar na abertura do furo.

Entretanto, segundo Barksdale e Bachus (1983), com o desenvolvimento de um novo vibrador pela GKN Keller Ltd. e *Karl Bauer e Spezialtiefbau GmbH*, contendo um tubo de alimentação na sua extremidade inferior, tornou-se possível a utilização do processo seco em solos moles com o nível freático elevado. Adjacentes ao vibrador, existem tubos excêntricos que permitem o fornecimento da brita até ao fundo do furo escavado sem extrair o vibrador, como ilustra a Figura 2.16.



Figura 2.16 – Método de alimentação inferior

Segundo a ISSMGE TC 17 (2009), o método seco de alimentação superior é geralmente usado em solos acima do nível freático, com resistência não drenada superior à 30 kPa. A granulometria do material de enchimento é geralmente cerca de 40 a 75 mm, instalando colunas com aproximadamente 400 a 700 mm.

Este método de alimentação inferior é geralmente usado em solos abaixo do nível freático, utilizando material de enchimento com granulometria entre 10 a 50 mm e instalando estacas com diâmetros entre 500 e 1000 mm (ISSMGE TC 17, 2009).

Sendo assim, o vibrador serve como um invólucro que impede o colapso do furo e garante a continuidade da coluna (Hernández, 2009).

Para se poder usar o método de vibrodeslocamento por alimentação superior, o furo deve ser capaz de permanecer estável quando o vibrador é extraído, o que requer que o solo tenha resistência suficiente.

Raman (2006) refere que a pressão do ar comprimido deve variar entre 275 a 415 kPa para evitar a fissuração do solo envolvente e da coluna entretanto construída. Devido à ausência do jacto de água, as colunas formadas têm diâmetros de cerca de 15 a 25 mm menores que o método por via húmida. O método de alimentação superior é geralmente usado para pequenas estacas de brita, para as colunas mais profundas e onde existe a possibilidade de colapso do furo, é usado o método de alimentação inferior.

De salientar que este método é um processo de deslocamento puro, onde o solo não é removido e onde não se recorre a jactos de água, o que implica a minimização de problemas relacionados com o seu abastecimento e a sua eliminação (Raju *et al.*, 2004). Assim sendo, tem particular relevância em áreas de trabalho limitadas, como é o caso de áreas urbanas ou adjacentes a vias-férreas e estradas. A Figura 2.17 mostra o processo de execução das colunas de brita recorrendo ao método seco por alimentação inferior.

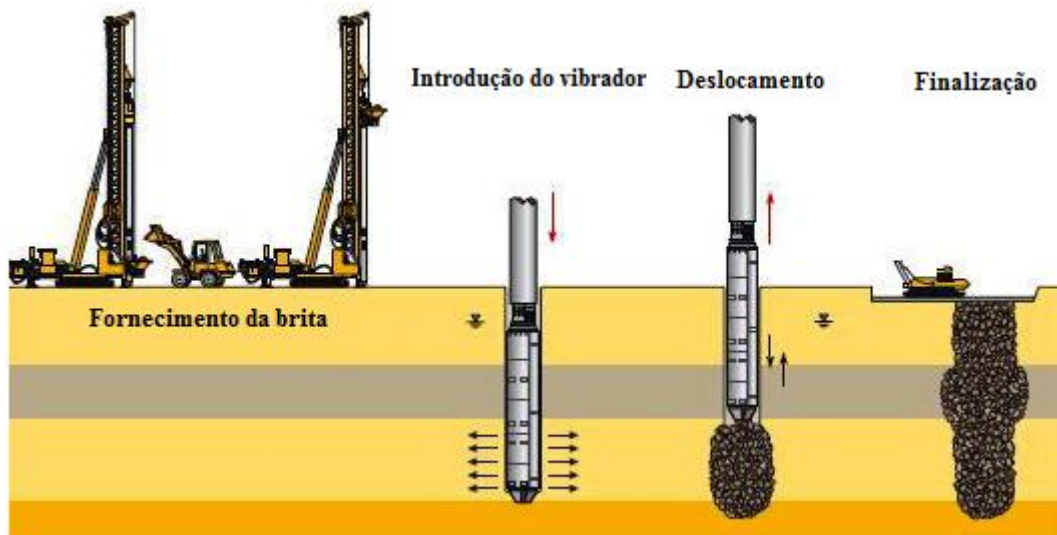


Figura 2.17 – Vibrodeslocamento pelo método de alimentação inferior (Raju *et al.*, 2004, adaptado)

Relativamente à normalização existente sobre as vibro tecnologias têm sido publicadas diversas, ao longo do tempo, nomeadamente (Moseley e Kirsch, 2005):

- 1) Normalização emitida pela *German Transport Research Society* (FGFS, 1979);
- 2) O manual de dimensionamento e construção das estacas de brita do *US Department of Transportation* (Barksdale e Bachus, 1983);
- 3) Especificação para o melhoramento de terrenos pela *British Institution of Civil Engineers* (ICE, 1987);
- 4) Especificação sobre as estacas de brita vibradas, publicada pelo *British Research Establishment* (BRE, 2000);
- 5) Trabalho realizado pela *European community* para padronizar a execução de obras com recurso aos vibro sistemas (*European Standard WG12*, 2003);
- 6) Norma alemã intitulada “*Execution of special geotechnical works – Ground treatment by deep vibration*”, que serviu de base à norma europeia (EN 14731, 2005).

2.4. MONITORIZAÇÃO E CONTROLO

Para se garantir uma adequada instalação de estacas de brita no campo torna-se essencial um controlo minucioso e contínuo de todo o processo e uma boa comunicação entre todos os intervenientes no trabalho. Este processo exige equipamentos apropriados e técnicos com experiência neste tipo de trabalho. O plano de monitorização deve contemplar a descrição dos procedimentos de instalação das estacas de brita, incluindo os parâmetros de controlo crítico, as condições do terreno e do solo a tratar e quaisquer obstruções do terreno que podem impedir a introdução do vibrador (EN 14731, 2005).

Relativamente ao equipamento de instalação, devem ser verificados e anotados alguns aspectos fundamentais como, segundo Barksdale e Bachus (1983), o tipo de equipamento de vibrosubstituição e as características do vibrador utilizado, nomeadamente o diâmetro do tubo, incluindo as nervuras de estabilização (mm), o seu comprimento (m), a potência, a amplitude de vibração livre (mm), a frequência do vibrador (rpm), o momento excêntrico e as características do sistema de injeção (número de orifícios, sua localização e diâmetro interno).

No âmbito do processo húmido, deve ter-se em consideração o sistema de abastecimento de água, identificando o tipo de bomba e a sua capacidade, as características do sistema de injeção (número, localização e diâmetro interno) e a sua condição geral. É também importante registar a quantidade de água consumida, que normalmente ronda entre 5 a 15 l/s e a respectiva pressão de injeção, com valores típicos entre 2 e 5 bar (Domingues, 2006).

Quanto à brita, deve ser periodicamente verificada, anotando o tipo e a sua origem, o estado de contaminação nas condições provenientes do fornecedor, incluindo agregados fracos, areia, matéria orgânica ou outros materiais nocivos. Também deve ter-se em conta a contaminação geral da brita devido ao método de armazenamento e movimentação no local. A granulometria da brita e outros requisitos aplicáveis, conforme estabelecido no caderno de encargos, também devem ser apurados.

Segundo a Hayward Baker (2010), podem ser usados dispositivos de medição electrónica no controlo de qualidade de execução, geralmente localizados na cabine onde se encontra o operador (Figura 2.18). Este tem como objectivo garantir e registar todo o processo, visto que é automatizado e individualizado para cada coluna.

Parâmetros como a hora, profundidade de tratamento, intensidade da corrente eléctrica, quantidade de brita, velocidade de avanço do vibrador e energia de compactação, são geralmente representados em forma de gráfico, em função do tempo e, mais raramente, expressos em função da profundidade quando se recorre a *software* adequado para o tratamento de dados (*op. cit.*).



Figura 2.18 – Dispositivo de registo automático (Hayward Baker, 2010)

No geral, devem ser registados os seguintes elementos (EN 14731, 2005):

- Data, o número de referência e localização da estaca de brita;
- Método de tratamento, tipo de equipamento e pessoal envolvido;
- Comprimento das estacas de brita, o diâmetro médio e o da superfície;
- Origem, tipo e quantidade total de brita utilizada em cada coluna;
- Tempo requerido para atingir a profundidade máxima e tempo de retirada, tempo total de construção, de utilização do jacto de água e de introdução e densificação da estaca de brita;
- Consumo de energia do vibrador durante a sua penetração e durante a compactação da estaca;
- Detalhes de obstruções, atrasos, condições climatéricas e anómalas de terreno;
- No caso da utilização do método *offshore* é particularmente importante o registo contínuo do nível de maré, de modo a rectificar comprimentos totais das estacas e respectivas cotas.

O consumo de energia é geralmente usado como uma indicação do grau de compactação atingido e é avaliado através da monitorização da corrente eléctrica consumida, ou pela pressão hidráulica, no caso de vibradores hidráulicos (Asalemi, 2006). O melhoramento conseguido manifesta-se num aumento proporcional ao consumo de energia que o motor necessita para manter as rotações (rpm) da massa excêntrica. Assim, o seu incremento registado no amperímetro significa que a brita se torna mais densa pela acção do vibrador (Domingues, 2006).

Este é um controlo de campo útil que pode ser continuamente monitorizado e que, juntamente com os parâmetros profundidade e tempo de execução de cada estaca, serve como um documento de revisão e possibilita observar, em tempo real e caso ocorram, as respostas indesejáveis do solo e fazer os ajustes necessários. De salientar que, quaisquer diferenças significativas, podem implicar

uma mudança de técnica de construção, ou indicar uma alteração nas propriedades do solo ou um colapso do furo.

O registo da quantidade de brita consumida é também essencial pois permite determinar o diâmetro da estaca instalada, sendo este normalmente superior ao diâmetro do furo previamente realizado devido à pressão radial exercida. A partir do volume de brita colocado em cada ponto de compactação determina-se o diâmetro médio da estaca. Para tal, procede-se à calibração da quantidade de brita, determinando as suas densidades máxima e mínima, antes de a estaca ser construída, e o volume do balde a ser usado para introduzir a brita no furo (Barksdale e Bachus, 1983).

A Figura 2.19 exemplifica um registo gráfico dos diversos parâmetros durante a execução de estacas de brita.

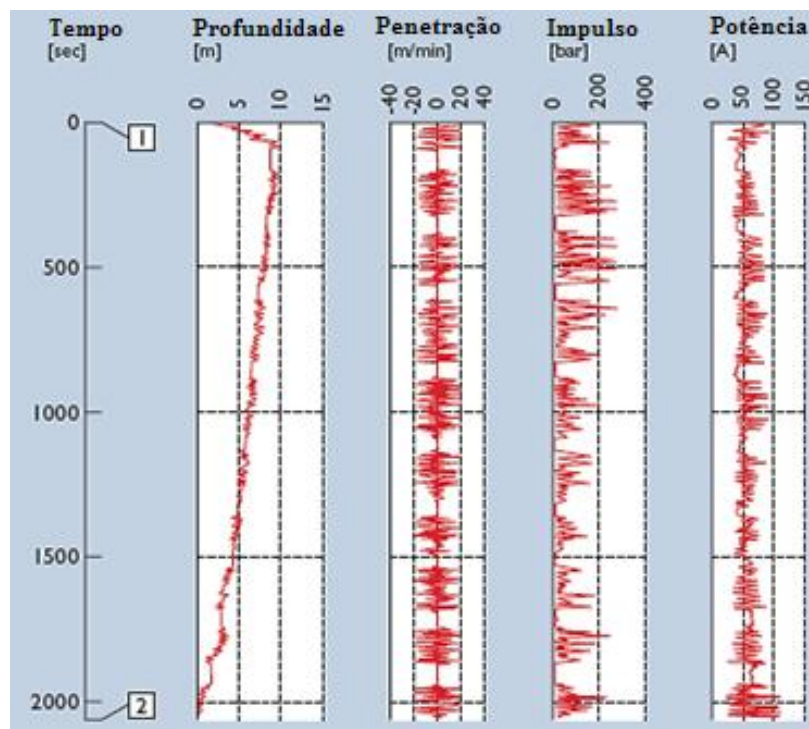


Figura 2.19 – Exemplo do registo de diversos parâmetros durante a execução de estacas de brita (Keller, 2006, adaptado)

Caso surjam camadas inesperadas de material orgânico durante a instalação das estacas, devem ser tomadas precauções de forma a libertar esse material recorrendo a lavagens extras que, por sua vez, podem levar a um acréscimo no diâmetro do furo e ao uso de maior quantidade de brita nessas camadas. Segundo Barksdale e Bachus (1983), a sua espessura não deve ser superior ao diâmetro da estaca e, caso aconteça, devem utilizar-se duas sondas para construir uma coluna de maior diâmetro.

Quanto à avaliação do desempenho das estacas de brita, esta pode ser feita através de inspeção visual, por monitorização de instrumentação e através de ensaios de campo. A observação do solo em redor das estacas de brita construídas pode ser um indício de perturbação do solo e a percolação de água até ao topo da estaca, enquanto a coluna adjacente está a ser construída, é uma indicação de uma construção limpa e da sua elevada permeabilidade.

O nível de instrumentação *in situ* necessário para assegurar o desempenho adequado das estacas de brita depende das condições do terreno e dos níveis de confiança envolvidos no projecto. Factores como o tipo de obra, a experiência e o desempenho dos operadores, a disponibilidade, fiabilidade e o histórico de desempenho do equipamento, também são relevantes na selecção do tipo de instrumentação (Barksdale e Bachus, 1983).

São geralmente usados instrumentos como inclinómetros para medir deformações laterais e piezómetros para controlar a evolução do nível freático. É comum o recurso a células de carga quando se pretende estimar a quantidade de carga que é redistribuída pelas estacas. Estas podem ser colocadas no topo das estacas e no solo entre as estacas, determinando assim o factor de concentração de tensões do solo reforçado (Domingues, 2006).

Também para o controlo de assentamentos, é usual a instalação de marcas topográficas. A Figura 2.20 exemplifica uma instrumentação típica de um aterro assente em estacas de brita.

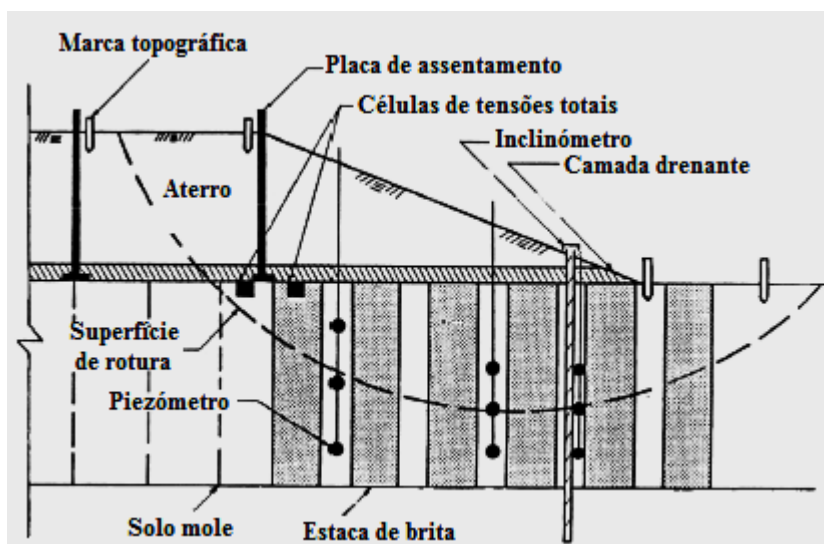


Figura 2.20 – Instrumentação típica de um aterro assente em estacas de brita (Barksdale e Bachus, 1983, adaptado)

A eficácia do tratamento após a construção das estacas de brita pode ser facilmente verificada usando um ou mais ensaios normalizados, tais como [EN 14731 (2005); Hayward Baker (2010)]:

- Ensaios de penetração dinâmica (SPT);
- Ensaios de penetração estática (CPT e CPTU);

- Ensaios com dilatómetros de Marchetti (DMT);
- Ensaios pressiométricos (PMT);
- Ensaios de carga em placa (PLT);
- Perfis de velocidades das ondas sísmicas de corte.

Para avaliar o acréscimo de tensão no solo reforçado, são normalmente realizados ensaios de penetração estática (CPT) entre as estacas, averiguando assim as resistências de ponta, o atrito lateral, bem como a resistência não drenada do solo tratado e a pressão intersticial, caso se utilize o piezocone. Os ensaios de penetração dinâmica normalizados (SPT) também são frequentemente usados para a determinação da resistência à penetração dinâmica, a comparar com a previamente avaliada na fase de estudo. A Figura 2.21 mostra os locais recomendados para a realização dos testes de avaliação da evolução da compactação do solo tratado. Os resultados, para os casos dos ensaios CPT e SPT, podem ser apresentados segundo a Figura 2.22.

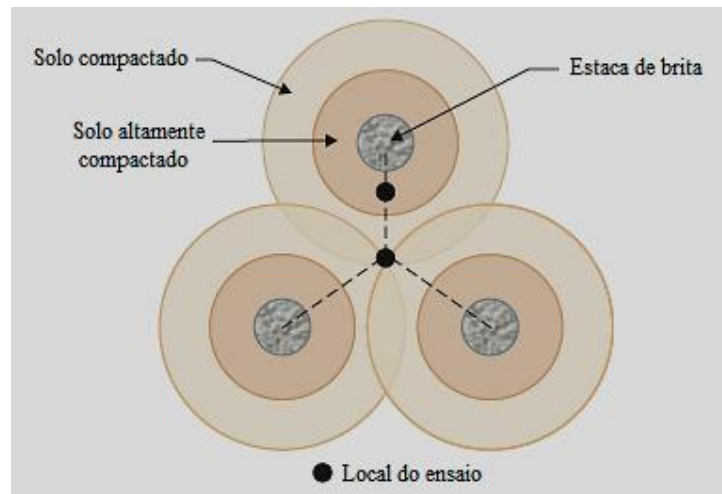


Figura 2.21 – Verificação da evolução da compactação do solo melhorado (Hayward Baker, 2010, adaptado)

Também se pode recorrer a ensaios de carga com placa (rectangular ou circular) sobre uma ou mais colunas para verificar a sua capacidade resistente e a diminuição dos assentamentos verticais. Podem ser realizados ensaios de corte directo para determinar o ângulo de resistência ao corte da estaca de brita concluída. Outros ensaios também usuais são os DMT para a obtenção do módulo de deformabilidade e o PMT para o mesmo efeito e também para a avaliação da pressão limite (EN 14731, 2005).

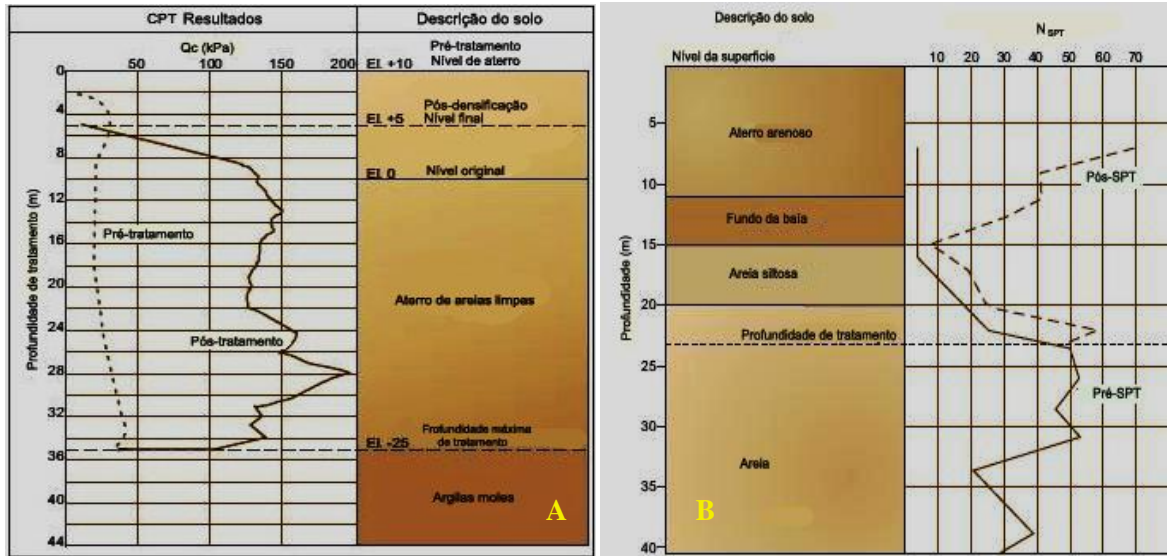


Figura 2.22 – Resultados para ensaios CPT (A) e SPT (B), realizados antes e após o reforço (Hayward Baker, 2010, adaptado)

Capítulo 3

ESTACAS DE BRITA: COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo, dedicado aos aspectos relacionados com o dimensionamento das estacas de brita, dá-se ênfase ao comportamento destas, designadamente à sua interacção com o solo envolvente e aos prováveis mecanismos de rotura perante um carregamento externo.

Referem-se, de igual modo, os parâmetros fundamentais para o seu dimensionamento, assim como os factores básicos considerados no mesmo. Faz-se ainda uma abordagem teórica de alguns dos diferentes métodos de dimensionamento disponíveis na bibliografia, nomeadamente o método utilizado no caso de estudo no capítulo 4.

3.1. COMPORTAMENTO

3.1.1. Interacção estaca de brita – solo

A presença de estacas de brita origina um conjunto de material com baixa compressibilidade e de resistência ao corte elevada relativamente ao solo não reforçado. Comparativamente ao solo *in situ*, as estacas de brita são geralmente mais rígidas e compostas por material granular. A falta de forças de natureza coesiva do material de enchimento faz com que a estabilidade da estaca dependa do apoio lateral do solo envolvente para que ela não entre em rotura quando carregadas (Townsend e Anderson, 2004).

Segundo Elsayy (2010), quando é aplicada uma carga axial no topo de uma estaca de brita, esta tem tendência a expandir-se lateralmente, aumentando o seu diâmetro. Segundo Barksdale e Bachus (1983), este fenómeno ocorre à profundidade de 2 a 3 diâmetros abaixo da superfície (Figura 3.1).

A extensão radial aumenta a tensão lateral no solo envolvente, o que proporciona um confinamento adicional à estaca e um aumento da sua rigidez. Uma grande parte do carregamento é inicialmente suportada pelas estacas de brita que são, comparativamente com o solo envolvente, muito mais rígidas e resistentes.

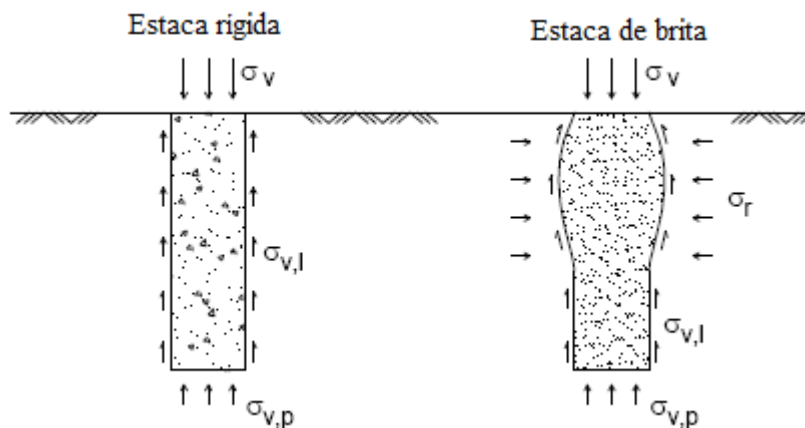


Figura 3.1 – Comportamento de uma estaca rígida e de uma estaca de brita perante um carregamento vertical (Domingues, 2006, adaptado)

Como o processo de consolidação continua, a estaca e o solo envolvente interagem entre si, promovendo uma redistribuição da carga aplicada sobre o conjunto (Zhang, 2009). As concentrações de tensões desenvolvem-se na estaca acompanhada de uma redução de tensão no solo circundante.

Quando o solo reforçado é carregado, os assentamentos verticais da estaca e do solo são aproximadamente iguais e, sendo a estaca de brita mais rígida que o solo envolvente, vai suportar grande parte da carga aplicada, estando o solo mole sujeito a uma carga menor (Elsawy, 2010). Em consequência, a estaca de brita sofre uma deformação imediata, a volume constante, com transmissão de parte de carregamento ao solo e, só depois, o conjunto estaca – solo sofre uma deformação com variação de volume, o que torna o mecanismo de colapso mais progressivo.

Deste modo e alcançando-se um estado de equilíbrio, o sistema estaca de brita – solo, quando comparado com o solo não reforçado, proporciona um aumento significativo da capacidade resistente, reduzindo o deslocamento vertical.

A aplicação destas estacas é assim mais vantajosa quando comparado com outros tipos de fundações indirectas mais “rígidas”, como é o caso das estacas de betão (Domingues, 2006). Detalha-se em seguida o mecanismo de rotura/comportamento associado a este tipo de estacas.

3.1.2. Tipos de rotura

Perante um carregamento vertical, a força aplicada às estacas são transferidas para o maciço e consoante o tipo de solo, através de atrito lateral ($\sigma_{v,l}$) ao longo da superfície de contacto estaca/solo e/ou directamente pela ponta ($\sigma_{v,p}$). Sendo a estaca de brita um material granular sem forças de natureza coesiva, quando carregado verticalmente tem tendência para sofrer um assentamento imediato e, conseqüentemente, a ser contrariado pela tensão de confinamento radial (σ_r) transmitida pelo solo através de um mecanismo de reacção passiva. O confinamento lateral é um factor importante para a sua estabilidade. Comparativamente a uma estaca rígida, as tensões que actuam numa estaca de brita sujeita a um carregamento vertical encontram-se esquematizadas na Figura 3.1.

As estacas de brita são geralmente construídas como estacas de ponta fundadas em substratos firmes subjacentes a solos moles ou como estacas flutuantes com a sua extremidade incorporada numa camada mole, sendo esta a situação menos frequente (Barksdale e Bachus, 1983).

Diversos autores investigaram, em laboratório e *in situ*, os possíveis mecanismos de rotura das estacas de brita, quando solicitadas axialmente, tanto individualmente como em grupo. Destacam-se, como a base destes estudos, os trabalhos realizados por Hughes e Withers (1974), Hughes *et al.* (1976), Madhav e Vitkar (1978), Aboshi *et al.* (1979) e Mckelvey *et al.* (2004).

Os principais tipos de deformações que podem ocorrer numa estaca de brita, quando solicitada axialmente, são devidos a deformações radiais, rotura por planos de corte e a assentamentos verticais excessivos, como referidos no Quadro 3.1.

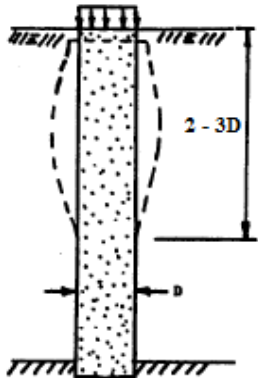
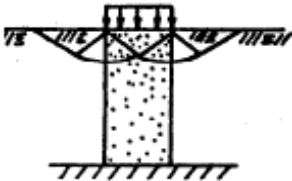
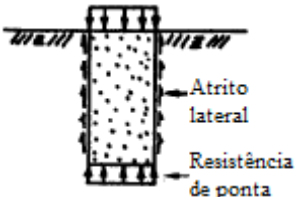
De salientar que quando a relação comprimento/diâmetro é pequena, ou seja, inferior a 4, parte das solicitações verticais são transmitidas à ponta da estaca, visto que o comprimento é insuficiente para absorver lateralmente as tensões verticais, funcionando essencialmente por ponta. No caso de a estaca ter um comprimento reduzido, de modo que a tensão na base exceda a resistência de ponta do solo, o modo de rotura por insuficiente capacidade de ponta ocorrerá antes do modo de rotura por excessiva expansão lateral.

Quando o comprimento da estaca é superior a cerca de 4 vezes o diâmetro, a resistência lateral assegura a degradação das tensões verticais, sendo a rotura por expansão lateral excessiva o mecanismo mais frequente.

De salientar que em estacas com comprimentos grandes, a resistência lateral equilibra as tensões verticais até uma determinada profundidade, ou seja, a partir desse comprimento as tensões verticais na estaca não se fazem sentir, sendo dispensável tal aumento de comprimento. De acordo com Hughes e Withers (1974), essa profundidade é cerca de 6 a 7 vezes o diâmetro da estaca.

Deve no entanto ressaltar-se que os mecanismos de rotura acima descritos são idealizados para solos com propriedades uniformes, que raramente ou nunca são encontrados na natureza. Ao longo da estaca, a presença de zonas isoladas de solos muito moles ou com elevado conteúdo de matéria orgânica pode levar à rotura por expansão lateral exactamente nessa zona, tanto em camadas superficiais como em profundidade (Barksdale e Bachus, 1983).

Quadro 3.1 – Mecanismo de rotura nas estacas de brita (Barksdale e Bachus, 1983, adaptado)

Mecanismos de rotura – Estacas de brita isoladas	
	<p>Rotura por excessiva expansão lateral (<i>bulging</i>): tipo de rotura mais provável em estacas de brita de grandes comprimentos, fundadas em substratos rígidos. Ocorre quando a estaca de brita possui insuficiente confinamento lateral por parte do solo envolvente. Tem lugar numa determinada zona da estaca, correspondente a uma profundidade de até 4 diâmetros (Hughes e Withers, 1974). Este é o mecanismo mais frequente encontrado na prática.</p>
	<p>Rotura por planos de corte: geralmente acontece em estacas de reduzido comprimento e fundadas num substrato rígido. Este mecanismo normalmente tem efeito no topo da estaca.</p>
	<p>Rotura por assentamentos verticais excessivos: provável em estacas flutuantes com reduzido comprimento ou com comprimentos que não degradem suficientemente as cargas aplicadas. É devido a uma insuficiente capacidade resistente da ponta no substrato subjacente fraco ou devido ao insuficiente atrito lateral. A estaca sofre deformações verticais, ou seja, “enterra-se”, antes de ocorrer a rotura por expansão lateral. Nestas estacas pode também ocorrer rotura por planos de corte.</p>

Uma vez que as estacas são geralmente instaladas em grupo, os prováveis mecanismos de rotura são, usualmente, uma combinação dos considerados para as estacas isoladas, como ilustrado na Figura 3.2. No entanto, diversos autores deram seguimento aos estudos realizados pelos autores atrás referidos, em particular: Dayte (1982), Wood *et al.* (2000), Christoulas *et al.* (2000), Bae *et al.* (2002), Black *et al.* (2006), Ambily e Gandhi (2007), Black *et al.* (2007) e Sivakumar *et al.* (2007).

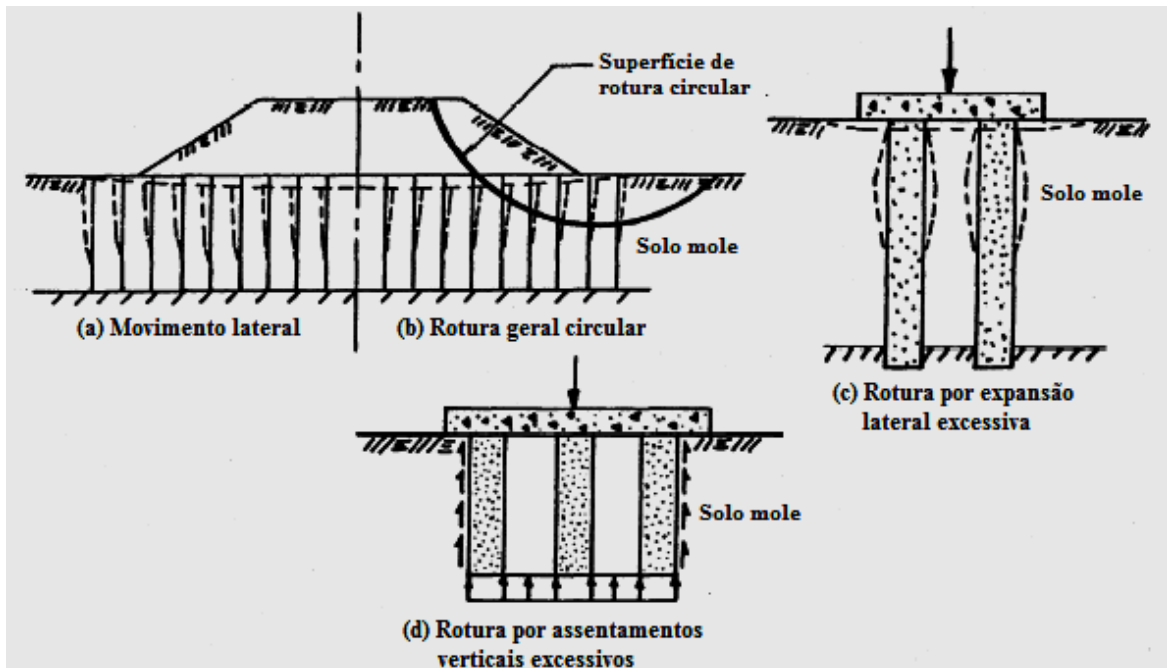


Figura 3.2 – Mecanismos de rotura de grupos de estacas de brita (Barksdale e Bachus, 1983, adaptado)

3.2. ALGUNS CONCEITOS PARA O DIMENSIONAMENTO

3.2.1. Aplicabilidade

A eficácia das técnicas de reforço de solos dependem, de entre outros factores, das características do solo *in situ*, sendo necessário conhecê-las para definir o método mais adequado. Um dos parâmetros fundamentais na caracterização do solo a reforçar pelos sistemas vibratórios é a sua distribuição granulométrica.

A Figura 3.3 mostra os limites de aplicação das duas técnicas de vibração profunda.

Nela visualizam-se os solos cuja solução mais adequada é o recurso às estacas de brita pois não podem ser efectivamente compactados apenas pelo efeito das vibrações, ou seja, solos contendo mais de 10 a 15% de finos (Keller Group, 2009). Estão incluídos nesta gama, solos argilosos (dimensão das partículas inferiores a 0,002 mm), os siltes (partículas com dimensão entre 0,002 e 0,06 mm) e areias finas soltas (partículas com dimensão de cerca de 0,2 a 0,6 mm). Quando contém mais de 15% de siltes, as areias siltosas muito soltas a soltas também poderão usufruir desta técnica (Domingues, 2006).

No entanto, as estacas de brita também podem ser utilizadas para reforçar solos mais grosseiros, como por exemplo, as areias siltosas muito soltas a soltas, com percentagem de silte superior a 15%.

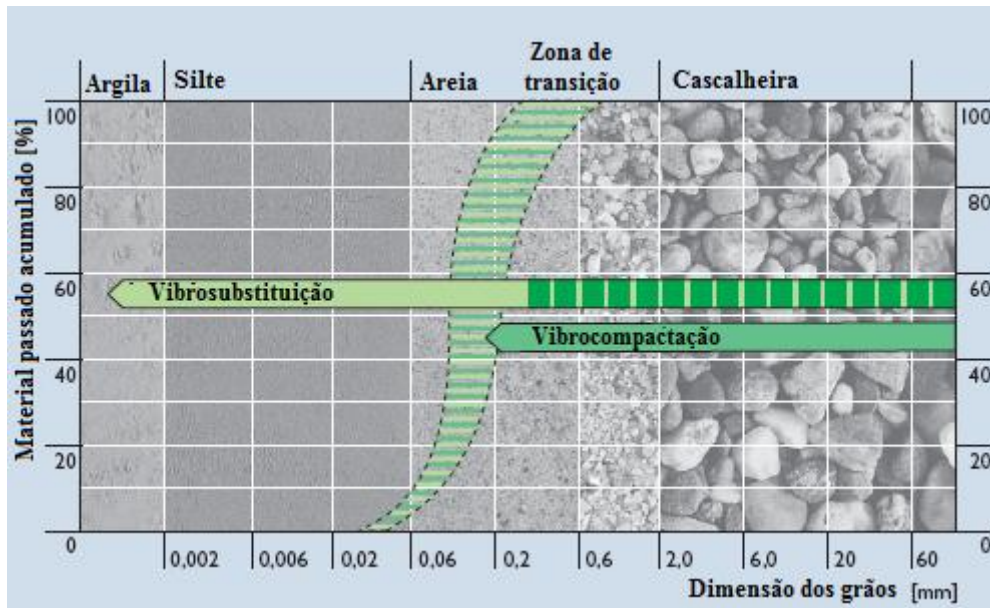


Figura 3.3 – Domínio de aplicação das técnicas de vibração profunda (Keller, 2006, adaptado)

De salientar que solos com valores de resistência não drenada (c_u) inferiores a 10 kPa, como é o caso de alguns solos argilosos, o recurso às estacas de brita não é aconselhável, pois o confinamento lateral induzido pelo solo à estaca é muito reduzido, fazendo com que a carga axial máxima suportada por ela seja reduzida, resultando numa maior deformação da estaca e numa menor capacidade resistente do conjunto (Domingues, 2006).

Quanto aos solos com valores de c_u entre 50 e 100 kPa, ou seja, solos com resistência mais elevada, estes fomentam diversos problemas ao avanço dos diversos equipamentos para a execução das estacas de brita. De referir que, pelas suas características, este tipo de solo geralmente não necessita de ser reforçado.

Segundo Barksdale e Bachus (1983), é habitual o reforço de solos por estacas de brita em solos moles, com valores da resistência não drenada entre 10 e 40 kPa.

No Quadro 3.2 seguinte encontram-se os resultados expectáveis para os vários tipos de solos reforçados com estacas de brita.

A experiência tem mostrado que os solos com menos de 15% de silte passados no peneiro # 200 ($< 0,074$ mm) e contendo menos de 2% de argila podem ser densificados recorrendo a vibrações pelo método seco. Os solos argilosos não reagem favoravelmente às vibrações e a melhoria nesses solos é medida pela percentagem de solo substituído e deslocado pelas estacas de brita (SCDOT, 2010). Segundo esta fonte, os tipos de solo com maior probabilidade de melhoria são os siltes compressíveis e as argilas que ocorrem nos 10 m abaixo da superfície e cujas tensões efectivas *in situ* variam entre 15 a 50 kN/m².

Quadro 3.2 - Resultados expectáveis no reforço de solos com estacas de brita (Hayward Baker, 2010, adaptado)

Tipo de solo	Eficácia relativa
Areias	Muito bom
Areias siltsosas	Muito bom
Siltes não plásticos	Excelente
Argilas	Excelente
Rejeitados	Bom
Aterro lançado	Bom
Lixeiras	Não aplicável

De salientar que as estacas de brita não são uma solução viável para solos com sensibilidade superior a 5 e em solos contendo quantidades consideráveis de matéria orgânica, solos com turfa e lentículas ou, em camadas com resistência não drenada inferior a 10 kN/m^2 , devem ser adoptados cuidados especiais. Quando a espessura da camada orgânica é maior do que 1 a 2 diâmetros da estaca de brita, torna-se questionável a formação de um diâmetro consistente de coluna.

Para a prevenção do fenómeno de “piping” no solo em redor da estaca de brita recomenda-se a seguinte condição, a verificar por análise das respectivas curvas granulométricas (SCDOT, 2010):

$$20D_{S15} < D_{G15} < 9D_{S85}$$

em que:

D_{S15} diâmetro da partícula de solo a que corresponde 15 % de material passado acumulado;

D_{G15} diâmetro da brita (cascalho) a que corresponde 15 % de material passado acumulado;

D_{S85} diâmetro da partícula de solo a que corresponde 85 % de material passado acumulado.

Em síntese e segundo Townsend e Anderson (2004), a maior vantagem económica é geralmente obtida se a profundidade do estrato a tratar se situar entre 5 a 10m. Em siltes e argilas, o melhoramento mais acentuado ocorre perto da superfície, com solos que apresentam uma resistência ao corte de aproximadamente 15 a 50 kPa. O limite inferior de resistência ao corte dos solos “in situ” para aplicação deste método é de 8 kPa. A contenção lateral é insuficiente para valores abaixo desse limite e a brita começa a deslocar-se para o interior do solo envolvente. Como limite superior para a aplicabilidade deste método ter-se-á, para a resistência ao corte, um valor entre 50 e 100 kPa. Acima deste valor o vibrador não consegue penetrar. De referir que o grau de melhoramento de solos siltsosos e argilosos é medido pela percentagem de solo substituído e deslocado pela estaca de brita.

3.2.2. Material de enchimento

As características do material de enchimento constituem um dos factores com relevância no desempenho adequado das estacas de brita. Como tal, o tipo e a dimensão das partículas da brita são um dos parâmetros a controlar no dimensionamento das estacas de brita.

De uma forma geral, são utilizados materiais granulares formados por partículas de diâmetros variados, normalmente angulosos e, muito raramente, material natural rolado, uma vez que apresentam menores valores de ângulo de resistência ao corte relativamente ao material britado mecanicamente (Domingues, 2006).

Segundo a norma EN 14731 (2005), podem ser usados como material de enchimento areias, cascalhos, rocha britada ou mesmo material reciclado, como por exemplo, tijolos ou betão britado, desde que possuam dureza e dimensões apropriadas. De acordo com aquela norma, o material de enchimento deve ser quimicamente inerte e ter dureza suficiente para que a coluna se mantenha estável durante a sua instalação e após construção. Quanto à sua granulometria, esta deve ser adequada à compactação, de modo a formar uma coluna densa, que interaja com o solo circundante e que respeite as condições de drenagem descritas na secção anterior. De salientar que a brita deve estar limpa de forma a não conter finos, nem ter vestígios de materiais orgânicos.

A dimensão das partículas também deve ser compatível com os sistemas de alimentação do vibrador, superior ou inferior, de forma que a brita flua livremente e não obstrua os mesmos. Nos diferentes processos são geralmente usadas as granulometrias do Quadro 3.3 para o material de enchimento (EN 14731, 2005).

Quadro 3.3 – Dimensão das partículas do material de enchimento (EN 14731, 2005)

Processo	Dimensão das partículas (mm)	
Seco	Alimentação superior	40 – 75
	Alimentação inferior	8 – 50
Húmido	25 – 75	

No entanto, outros autores referem que uma boa compactação é conseguida com material de enchimento que possua uma granulometria extensa, entre 2 e 70 mm, sendo comuns diâmetros na ordem de 8 a 32 mm (Domingues, 2006).

Moseley e Kirsch (2005) referem que, para o processo húmido, o diâmetro das partículas da brita ou do cascalho que compõem o material de enchimento deve variar de 30 a 80 mm e, quando se usa o vibrador de alimentação inferior no método seco, geralmente de 10 a 40 mm.

Relativamente ao ângulo de resistência ao corte da brita compactada, não existem valores precisos a adoptar nos cálculos, dependendo do tamanho e forma da brita, do processo de instalação, da penetração ou contacto entre o solo e o material de enchimento. Autores de diversas publicações referem para ângulos de resistência ao corte da brita valores compreendidos entre 35 e 45° (Cristóvão, 1985).

Tendo em conta que os materiais granulares constituintes da estaca de brita são angulosos, Cristóvão (1985) considera admissível adoptar valores de ângulo de resistência ao corte de 38°, no caso do material constituinte da estaca ser fino (< 50 mm) e o solo natural ser argiloso. Caso o material da estaca seja mais grosso (até 100 mm) e o solo natural mais siltoso, este autor considera admissível ângulos de resistência ao corte de 42°. Se o material de enchimento forem calhaus rolados, este autor recomenda o valor de 38°.

KellerTerra (2005) refere que a granulometria da brita deve estar situada entre 10 a 80 mm e considera ângulos de resistência ao corte entre 35 a 38° no caso em que o material de enchimento é arredondado e 38 a 40° para materiais angulosos.

Para Barksdale e Bachus (1983), no caso em que a brita utilizada é de boa qualidade e o solo coesivo tenha resistência não drenada entre 10 a 24 kN/m², admitem um ângulo de resistência ao corte de 42°. Para solos com resistência não drenada inferior a 10 kN/m², recomendam usar valores inferiores. Para resistências não drenadas superiores a 38 kN/m², apontam ângulos de resistência ao corte de 45°.

3.2.3. Célula unitária

Dependendo do objectivo do reforço, as estacas de brita são geralmente distribuídas uniformemente em planta, com determinada geometria e determinado espaçamento entre elas. Usualmente, são adoptadas malhas de distribuição em triângulo ou em quadrado e, mais raramente, em hexágono, Figura 3.4, pois é a mais difícil de implementar em obra (Domingues, 2006).

De uma forma geral, a aplicação de uma carga uniforme num conjunto infinitamente grande de estacas de brita gera um comportamento que, no seu todo, é unidimensional e vertical (Domingues, 2006).

Para fins de análise teórica de assentamentos e de capacidade portante das estacas de brita, é frequente utilizar o estudo de uma única estaca (cilindro ideal de material compactado) e da porção de solo que a envolve, uma vez que, perante o seu carregamento, este promove um comportamento bidimensional axissimétrico, vertical e radial, afectando a massa envolvente sobre o qual exerce a sua acção de melhoramento (Hernández, 2009).

A forma geométrica resultante em volta da estaca – triângulo, quadrado ou hexágono – é então aproximada a um cilindro de diâmetro tal, que a secção de ambas sejam as mesmas, ou seja, que tenham aproximadamente a mesma área total. Sendo assim, o estudo pode ser feito considerando uma única secção (d_e), reduzindo o problema tridimensional a duas dimensões, como representado na Figura 3.4. De salientar que o diâmetro de influência ou diâmetro equivalente (d_e) depende do espaçamento entre as estacas (S).

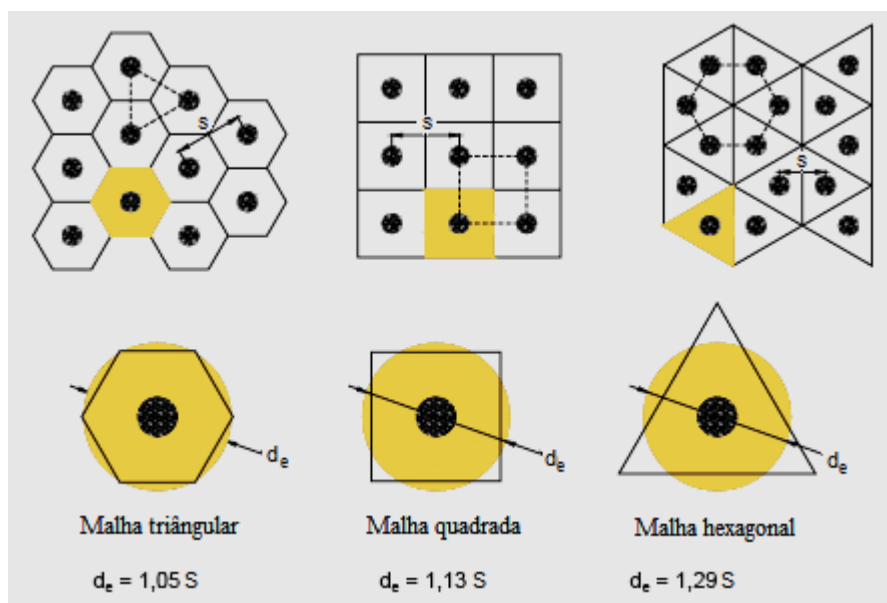


Figura 3.4 – Tipos de malha de distribuição e respectivos diâmetros de influência (Hernández, 2009, adaptado)

Ao cilindro equivalente de diâmetro d_e , corresponde uma área tributária de solo envolvente a uma estaca de brita denominada “célula unitária” (Elsawy, 2010), como ilustrado na Figura 3.4. Deste modo, as áreas de influência triangulares, quadradas e hexagonais, são convertidas numa área equivalente circular de diâmetro d_e , utilizada para efeito de cálculos. Como elemento essencial para a determinação do diâmetro teórico da estaca, considera-se a resistência não drenada (c_u) do solo envolvente (Cristóvão, 1985).

Besonçon *et al.* (1984), com base em numerosas observações efectuadas em diversas obras, ou seja, medições feitas após escavação do solo e em função da quantidade de brita consumida na execução das estacas, estabeleceram curvas que permitem obter o diâmetro teórico da estaca de brita em função do valor de c_u , representadas na Figura 3.5.

Devido ao facto de existir uma zona de transição em que o solo e a brita se encontram misturados assume-se, para medição da brita, um peso volúmico para o material compactado de 19 kN/m^3 e um volume que é 1,25 inferior ao medido antes da introdução da brita no furo.

Segundo Townsend e Anderson (2004), o diâmetro das estacas de brita efectivamente realizado e o espaçamento entre elas é determinado pelo melhoramento pretendido, pelo método de instalação e

tipo de equipamento utilizado, pela dimensão das partículas da brita e pela tensão do solo *in situ*. Os diâmetros das colunas variam geralmente entre 0,45 e os 1,2 m, sendo comum, para o método seco, diâmetros entre 0,9 a 1,1 m e, diâmetros ligeiramente superiores, para o método húmido.

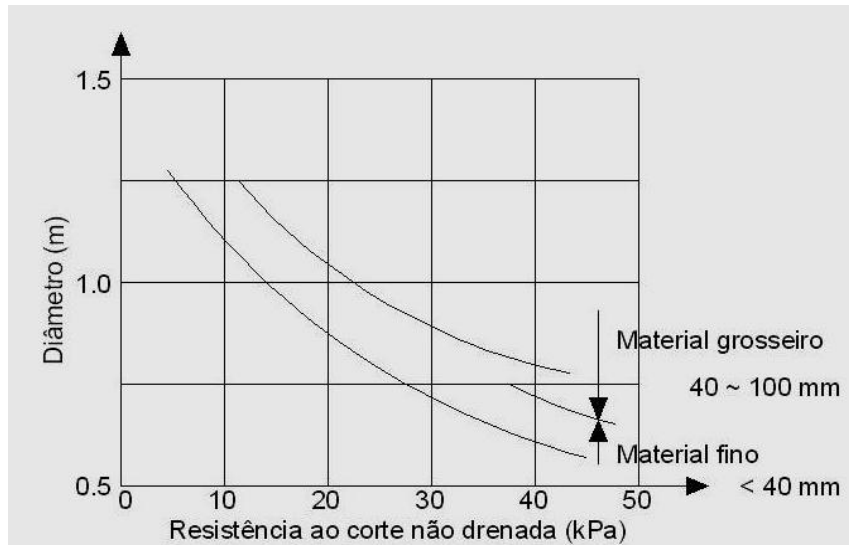


Figura 3.5 – Relação entre a resistência não drenada do solo e o diâmetro teórico da estaca de brita (Cristóvão, 1985, adaptado)

Para Hernández (2009), o diâmetro das estacas de brita pode variar entre 0,5 a 1,2 m, em função da deformabilidade do solo envolvente, sendo valores mais usuais entre 0,8 e 1,0 m. Em qualquer caso, existe uma forte influência do método construtivo adoptado no valor do diâmetro resultante, proporcionando a construção por via húmida valores ligeiramente superiores ao método seco, como referido no capítulo 2.

De acordo com Raju *et al.* (2004), os diâmetros das estacas variam normalmente entre 0,7 e 1,1 m e o espaçamento entre colunas de 1,5 a 2,5 m. Segundo este autor, a construção de colunas bem compactadas em solos muito moles só pode ser feita de forma fiável, quando o diâmetro da coluna é de 0,8 m ou mais. Em solos moles de muito baixa resistência não é recomendado um diâmetro inferior a 1,0 m.

Para as malhas triangulares, quadradas e hexagonais, são habitualmente usados espaçamentos de 1,5 a 3,5 m, relativamente ao centro de duas colunas (Townsend e Anderson, 2004). Um espaçamento inferior a 2 diâmetros da coluna dificulta a sua construção. Geralmente, o coeficiente espaçamento-diâmetro da coluna varia de 2,5 a 4. Para assegurar a acção de grupo em solos moles, Raju *et al.* (2004) referem que não recomendam um espaçamento superior a 2,5 m entre estacas.

3.2.4. Coeficiente de substituição

O volume de solo substituído pelas estacas de brita tem uma grande influência na melhoria alcançada com o tratamento. Neste contexto, o estudo da célula unitária torna-se essencial na determinação do chamado coeficiente de substituição, a_s , que é definido como sendo o quociente entre a área da estaca efectivamente executada e a área total de influência de mesma (Fernandes, 2011):

$$a_s = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}} \quad (3.1)$$

donde:

A_{col} área da estaca executada;

A_{sol} área do solo natural envolvente;

A área total de influência da estaca (dentro da célula unitária).

Uma outra forma de expressar este coeficiente é em termos do diâmetro da estaca de brita (d_{col}) e do espaçamento entre elas (S). Para uma malha quadrada e em triângulo equilátero, o coeficiente de substituição é, respectivamente (Elsawy, 2010):

$$a_s = (\pi/4)(d_{col}/S)^2 \quad (3.2)$$

$$a_s = (\pi/2\sqrt{3})(d_{col}/S)^2 \quad (3.3)$$

Para efeito de dimensionamento, é também usual a determinação do inverso do coeficiente de substituição, geralmente denominado por coeficiente de melhoramento de área (SCDOT, 2010):

$$\frac{1}{a_s} = \frac{A}{A_{col}} \quad (3.4)$$

São comuns valores para a_s entre 0.1 e 0.4 [Townsend e Anderson (2004); SCDOT (2010)].

3.2.5. Factor de concentração de tensões

Face à interacção estaca de brita – solo descrita na secção 3.1.1, perante um carregamento vertical sobre a estaca de brita, a relação entre os acréscimos de tensão efectiva na estaca de brita e no solo envolvente, é definida através da seguinte equação (Domingues, 2006):

$$SCF = \frac{\Delta\sigma'_{v,col}}{\Delta\sigma'_{v,sol}} \quad (3.5)$$

sendo:

SCF factor de concentração de tensões ou coeficiente de tensões;

$\Delta\sigma'_{v,col}$ acréscimo de tensão efectiva vertical na estaca de brita;
 $\Delta\sigma'_{v,sol}$ acréscimo de tensão efectiva vertical no solo envolvente.

Mediante o equilíbrio das forças verticais, obtém-se a seguinte equação:

$$(A_{col} + A_{sol}) \cdot \Delta\sigma'_v = A_{col} \cdot \Delta\sigma'_{v,col} + A_{sol} \cdot \Delta\sigma'_{v,sol} \quad (3.6)$$

Segundo Hernández (2009), é também frequente a definição deste factor como sendo a razão entre a tensão vertical suportada e a tensão vertical média aplicada, $\sigma_{v,med}$, determinando assim o factor de concentração de tensões sobre a estaca, SCF_{col} , e o factor de concentração sobre o solo, SCF_{sol} , respectivamente:

$$SCF_{col} = \frac{\sigma_{v,col}}{\sigma_{v,med}} \quad (3.7) \quad SCF_{sol} = \frac{\sigma_{v,sol}}{\sigma_{v,med}} \quad (3.8)$$

Note-se que a transferência da tensão vertical aplicada na coluna e no solo *in situ* não depende apenas da rigidez relativa dos dois materiais, mas também do espaçamento e do diâmetro das estacas.

Os valores medidos de SCF, têm sido geralmente na ordem de 2,0 a 5,0 e, conforme indicações teóricas, o seu valor deve aumentar com o tempo (SCDOT, 2010). Em solos muito moles e com um espaçamento reduzido entre estacas, é recomendado adoptar um valor elevado de SCF (3,0 a 4,0), e para solos com melhores características geotécnicas e com um maior espaçamento entre as estacas, valores mais baixos (2,0 a 2,5). Na fase preliminar do projecto deve ser assumido um valor conservativo de SCF, ou seja, na ordem de 2,5.

A tensão vertical média na célula unitária ($\sigma_{v,med}$), para um dado coeficiente de substituição, a_s , pode ser determinado através do equilíbrio das forças verticais (SCDOT, 2010):

$$\sigma_{v,med} = \sigma_{v,col} \cdot a_s + \sigma_{v,sol}(1 - a_s) \quad (3.9)$$

ou seja, a tensão vertical no solo envolvente e na estaca de brita, tendo em conta o conceito de célula unitária, pode ser determinado através do rearranjo da equação (3.9):

$$\sigma_{v,sol} = \frac{\sigma_{v,med}}{[1 + (SCF - 1)a_s]} \quad (3.10) \quad \sigma_{v,col} = \frac{SCF \cdot \sigma_{v,med}}{[1 + (SCF - 1)a_s]} \quad (3.11)$$

O factor de concentração de tensões depende ainda da profundidade, uma vez que as tensões de corte na interface estaca – solo decrescem com ela, ou seja, para um determinado comprimento de estaca, o SCF aumenta com a profundidade. Por fim, refira-se que a variação das características de deformabilidade nos estratos atravessados implica calcular diferentes valores de SCF.

3.2.6. Factor de melhoramento e de redução de assentamentos

Também para efeitos de dimensionamento, refiram-se ainda dois factores com relevância prática, utilizados para quantificar o grau de melhoramento conseguido ao reforçar o terreno com estacas de brita. O factor de melhoramento, n , é geralmente usado para avaliar a redução dos assentamentos originados com a presença das estacas de brita. É definido como sendo o quociente entre o assentamento total do terreno sem estacas de brita, s_0 , e o assentamento total obtido com estacas de brita, s_e . O seu inverso é normalmente designado como sendo o factor de redução de assentamentos, FRA. Esta relação é dada por (Hernández, 2009):

$$n = \frac{1}{FRA} = \frac{s_0}{s_e} \quad (3.12)$$

Desta forma, constata-se que, quanto maior for o n , maior será o “ n ” e, conseqüentemente, menor será o FRA.

3.2.7. Redução do tempo de consolidação

Segundo Raman (2006), o cálculo do tempo de consolidação dos solos reforçados com estacas de brita tem sido baseado nos estudos realizados por Han e Ye (2001). Para tal, estes autores desenvolveram um método simplificado, considerando uma relação de rigidez linear entre a estaca de brita e o solo envolvente apesar de, na realidade, o seu comportamento ser não linear. Assume-se que as estacas de brita actuam como drenos onde o fluxo vertical e radial são similares à solução de Terzhagi (1D) e de Barron (1948) para os drenos em solos granulares finos. Assim, a determinação do tempo de consolidação em solos reforçados com estacas de brita pode ser obtida através da equação:

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (3.13)$$

onde:

- U_{rv} grau de consolidação nas direcções, radial e vertical;
- U_r grau de consolidação na direcção radial;
- U_v grau de consolidação na direcção vertical.

Neste contexto, quando a consolidação do solo envolvente é completa, a tensão efectiva vertical na estaca de brita e no solo envolvente são aproximadamente constantes e igualam a tensão vertical total.

3.3. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Diversos autores desenvolveram soluções para estimar a capacidade resistente e os assentamentos de fundações reforçadas com estacas de brita, podendo os métodos ser classificados em empíricos, experimentais, analíticos e numéricos, que se sintetizam nas secções seguintes.

Descrevem-se ainda com mais detalhe os dois métodos que serão utilizados no âmbito do caso de estudo no capítulo 4, Priebe (1995) e FEM, bem como um terceiro, Balaam e Booker (1985), que inicialmente foi ponderado utilizar para o caso de estudo, uma vez que consideram a solução de uma carga ser transmitida ao solo reforçado através de um ensoleiramento geral, rígido, de dimensões finitas, situação que se aproxima muito da situação do caso de estudo.

No entanto, ulteriormente e devido a limitações do método, que apenas permite considerar o reforço numa única camada de solo e atendendo ao caso em análise obrigar a considerar pelo menos três camadas individualizadas de solo, não veio a ser aplicado. Contudo, considerou-se, pelo seu interesse, manter a descrição do método de Balaam e Booker (1985).

3.3.1. Métodos empíricos, experimentais e analíticos

Resumem-se, no Quadro 3.4, alguns destes métodos de dimensionamento das estacas de brita.

Para o efeito de cálculos, é usual, em alguns métodos, considerar como secção teórica a secção plana dos cilindros, desprezando assim a zona periférica em que a brita está misturada com o solo envolvente. Como elemento essencial para a determinação do diâmetro teórico da estaca, considera-se a resistência não drenada (c_u) do solo (Cristóvão, 1985).

Quadro 3.4 – Principais métodos empíricos e analíticos de dimensionamento das estacas de brita

Método		Pressupostos básicos	Aplicações
Empírico	Greenwood (1970)	Considera a resistência não drenada do solo mole e o espaçamento entre as colunas. Estacas fundadas num substrato rígido. Despreza os assentamentos imediatos e os deslocamentos induzidos pelas tensões de corte mobilizadas. Tem em conta o processo de instalação das estacas de brita.	Avaliação da redução dos assentamentos em fundações de grandes dimensões.
	Vesic (1972)	Teoria de expansão das cavidades cilíndricas. Considera que o sistema solo – estaca se encontra em estado de equilíbrio limite. Considera a coesão, o atrito e as deformações volumétricas na zona plástica.	Simula o mecanismo de rotura por expansão lateral, semelhante a um ensaio pressiométrico. Estima a tensão efectiva máxima de uma estaca isolada. Define um coeficiente de rigidez e a resistência lateral última desenvolvida pelo solo.
Semi - empírico	Hughes e Withers (1974)	Teoria de expansão das cavidades cilíndricas. Considera que o sistema solo – estaca se encontra em estado de equilíbrio limite.	Simula o mecanismo de rotura por expansão lateral, baseado em ensaios pressiométricos. Estima a tensão efectiva vertical máxima de uma estaca isolada.
Empírico	Baumann e Bauer (1974)		Determinação do factor de melhoramento. Avaliação dos assentamentos.
	Thorburn (1975)	Considera a resistência do solo. Associa um coeficiente de segurança conveniente à rotura a curto e a longo prazo, após a consolidação do solo em torno da coluna.	Avaliação da capacidade portante / carga admissível de uma estaca de brita e do diâmetro eficaz. Válido para estacas isoladas carregadas no topo e para estacas inseridas em grupos.
Analítico	Priebe (1976)	Utiliza o conceito de célula unitária. Usa a teoria de impulsos de Rankine. $K_0 = 1$. Considera que a estaca é fundada num estrato inferior rígido, o material de enchimento é incompressível e o solo envolvente com comportamento elástico. Deformação lateral no solo da fronteira da célula unitária é zero.	Redução dos assentamentos de fundações instaladas sobre malha infinita de estacas de brita. Pressupostos simplificados relativamente ao comportamento do solo. Apenas para $K_0 = 1$.
	Goughnour e Bayuk (1979)	Usa o conceito de célula unitária. Solução por processo iterativo com apresentação gráfica simplificada. Assume-se que a brita é incompressível e que as tensões de corte não actuam no contacto estaca/solo. $K_0 < 1$. Considera a consolidação e a cedência da coluna.	Redução dos assentamentos. Usa apenas uma camada de solo. Para estacas que funcionam com resistência de ponta.
	Aboshi <i>et al.</i> (1979)	Admite que o assentamento entre a estaca e o solo envolvente é uniforme e o solo não reforçado tem um módulo de deformabilidade volumétrico constante.	Assentamentos de uma estaca inserida numa malha infinita.
	Balaam e Booker (1981)	Utiliza o conceito de célula unitária. Assume que o solo e a coluna tem um comportamento elástico linear. $K_0=1$. Deformação vertical uniforme. Sem movimentos radiais. Sem tensões de corte na interface solo/estaca. Deslocamentos verticais uniformes. Ensoleiramento rígido. Resultados semelhantes ao método de Priebe.	Determinação dos assentamentos, momentos e forças de corte em ensoleiramentos rígidos. Comportamento dependente do tempo. Apenas para uma camada de solo. Para estacas que funcionam com resistência de ponta.
	Van Impe e De Beer (1983)	Consideram estacas em equilíbrio limite com deformações volumétricas constantes. Consideram estado de deformação plana. Desprezam as tensões tangenciais entre a brita e o solo. Substrato rígido. Baseiam-se na teoria da elasticidade em deformação plana. Consideram o ângulo de resistência ao corte da brita e o factor de adesão, α .	Determinam a percentagem de carga total suportada pela estaca de brita.
	Balaam e Booker (1985)	Assume um comportamento elástico para o solo circundante e elástico perfeitamente plástico para a coluna. Usa o critério de rotura de Mohr Coulomb e uma lei de fluxo não associada.	Avaliação dos assentamentos. Relação tensão – deformação para um espaçamento entre colunas correspondente à relação diâmetro de influência/diâmetro da coluna. Influência do ângulo de dilatação.
	Han e Ye (1992)	Durante a consolidação, a tensão na estaca de brita aumenta com o tempo, enquanto que no solo diminui. No final da consolidação o coeficiente de impulso em repouso é aproximadamente constante.	Fórmula simplificada para estimar o tempo de consolidação, quantifica o coeficiente modular para o solo reforçado.

Quadro 3.4 – Principais métodos empíricos e analíticos de dimensionamento das estacas de brita (continuação)

Método	Pressupostos básicos	Aplicações	
Semi – empírico	Priebe (1995)	Utiliza o conceito de célula unitária. Assume que os materiais têm um comportamento elástico linear e usa a teoria de impulsos de Rankine. $K_0=1$. Considera que a estaca é fundada num estrato inferior rígido. Considera a estaca compressível, os módulos de deformabilidade da estaca de brita e do solo, o confinamento devido a sobrecarga. Determina o factor básico de melhoramento. Método muito usado.	Redução dos assentamentos com extensão às estacas flutuantes, sapatas isoladas ou corridas. Avaliação da capacidade resistente.
Analítico	Bouassida <i>et al.</i> (1995)	Usa o conceito de célula unitária e grupos de estacas. Técnica de dimensionamento de cedência.	Previsão da capacidade resistente em função do coeficiente de melhoramento de área. Validação experimental. Aumento da capacidade resistente.
	Poorooshab e Meyerhof (1996)	Relação entre o assentamento do solo reforçado e do solo não reforçado com idênticas sobrecargas. Consideraram um comportamento linear elástico para as estacas de brita.	Coeficiente de desempenho.
	Elshazly <i>et al.</i> (2007)		Apresenta a relação entre o espaçamento entre colunas e K na técnica de vibro-instalação.
Experimental	Ambily e Gandhi (2007)	Realizaram estudos experimentais detalhados sobre o comportamento de uma estaca de brita isolada e de um grupo de sete estacas, variando parâmetros como o espaçamento entre as colunas, resistência ao corte de argilas moles e condições de carregamentos. Também realizaram análises por elementos finitos usando 15 elementos triangulares recorrendo ao software PLAXIS.	

No Quadro 3.5, sistematizam-se, segundo Aboshi e Suematsu (1985), os modos de rotura e respectiva formulação matemática de alguns dos métodos para estimar a capacidade resistente das estacas granulares.

Quadro 3.5 – Estimativa da capacidade resistente última de estacas de brita (Aboshi e Suematsu, 1985, adaptado)

Mecanismo de rotura	Fórmula derivada	Autor
Por expansão lateral	$Q_{ult} = (\gamma_{col} z K_p + 2c_o \sqrt{K_p}) \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}}$	Greenwood (1970)
	$Q_{ult} = (F_c^1 C_o + F_q^1 Q_o) \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}}$	Vesic; Datye e Nagaraju (1972)
	$Q_{ult} = (\sigma_{ro} + 4C_o) \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}}$	Hughes e Withers (1974)
	$Q_{ult} = \frac{1 + \sin \varphi_{sol}}{1 - \sin \varphi_{sol}} (4C_o + \sigma_{ro} + K_o q_{sol}) \left(\frac{d_{col}}{B} \right)^2 + \left(1 - \left(\frac{d_{col}}{B} \right)^2 \right) q_{sol}$	Madhav e Vitkar (1978)
Por planos de corte	$Q_{ult} = C_o N_c + \left(\frac{1}{2} \gamma_{col} B N_\gamma \right) + \gamma_{col} D_f N_q$	Madhav e Vitkar (1978)
	$Q_{ult} = \left(\frac{1}{2} \gamma_{col} B \tan^3 \psi \right) + 2C_o \tan^2 \psi + 2(1 - a_s) C_o \tan \psi$ $\psi = 45^\circ + \frac{\tan^{-1}(\nu_{sol} a_s \tan \varphi_{sol})}{2}$	Barksdale e Bachus (1979)
Por assentamentos excessivos	$Q_{ult} = (1 - a_s) C_o + \frac{(\gamma_{sol} z + \nu_{sol} \sigma_{v,sol}) a_s \tan \varphi_{sol} \cos^2 \theta}{n}$ $\nu_{sol} = \frac{1}{1 + (n - 1) a_s}$	Abosh, Icimoto, Enoki e Harda (1979)

Onde: K_p – coeficiente de impulso passivo; φ_{sol} – ângulo de resistência ao corte do solo; F_c^1 ; F_q^1 – factores de cavidade de expansão; Q_o – sobrecarga aplicada; d_{col} ; B – diâmetro da estaca de brita e largura da fundação, respectivamente; N_c ; N_γ ; N_q – coeficientes de capacidade resistente ao carregamento vertical; a_s – coeficiente de substituição.

3.3.1.1. Método de Balaam e Booker (1985)

No seguimento dos trabalhos apresentados anteriormente, Balaam e Booker (1981), em que propuseram soluções analíticas para um solo reforçado comportando-se como incompressível (assentamento imediato) e compressível (assentamento final, após a consolidação), concluindo que o primeiro é negligenciável em relação ao segundo.

Neste método recorre-se ao conceito de célula unitária e assume-se um comportamento elástico para a estaca de brita e para o solo. Consideraram a não existência de tensões de corte na interface solo/estaca e sugerem deslocamento vertical uniforme do conjunto.

Neste contexto, apresentaram a relação tensão-deformação, através de parâmetros normalizados, para vários espaçamentos e parâmetros, obtendo a seguinte relação entre a deformação vertical, ε , e a tensão média vertical aplicada, $\sigma_{v,med}$:

$$\sigma_{v,med} \cdot b^2 = [(\lambda_{col} + 2 \cdot G_{col})a^2 + (\lambda_{sol} + 2 \cdot G_{sol}) \cdot (b^2 - a^2) - 2 \cdot a^2 \cdot (\lambda_{col} - \lambda_{sol}) \cdot F] \cdot \varepsilon \quad (3.14)$$

sendo:

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)} \quad (3.15)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.16)$$

$$F = \frac{(\lambda_{col} - \lambda_{sol}) \cdot (b^2 - a^2)}{2 \cdot [a^2(\lambda_{sol} + G_{sol} - \lambda_{col} - G_{col}) + b^2(\lambda_{col} + G_{sol} + G_{col})]} \quad (3.17)$$

em que E e ν representam o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson (do solo e da coluna de brita) e a e b o raio da estaca de brita e o correspondente raio de influência de uma coluna ($d_c/2$), respectivamente.

A Equação 3.14 pode ser usada para estabelecer a relação entre o factor de redução de assentamentos e o espaçamento entre colunas, ilustrada na Figura 3.6, proposta pelos mesmos autores para efeitos de avaliação da melhoria introduzida pelas estacas de brita.

Posteriormente e uma vez que sob certas condições uma análise puramente elástica sobreavalia a redução dos assentamentos devido à existência de colunas de brita, Balaam e Booker (1985) desenvolveram um novo método, em que também consideram um comportamento elástico para o solo circundante mas agora um comportamento elástico perfeitamente plástico para a coluna, usando como critério de rotura de Mohr-Coulomb e uma lei de fluxo não associada. Admitem um ângulo de dilatância da estaca constante e a poder variar entre 0 e o ângulo de resistência ao corte do solo, φ_{sol} . A solução completa é encontrada considerando a condição de continuidade das tensões e das deformações nas direcções radial e vertical, na interface coluna/solo.

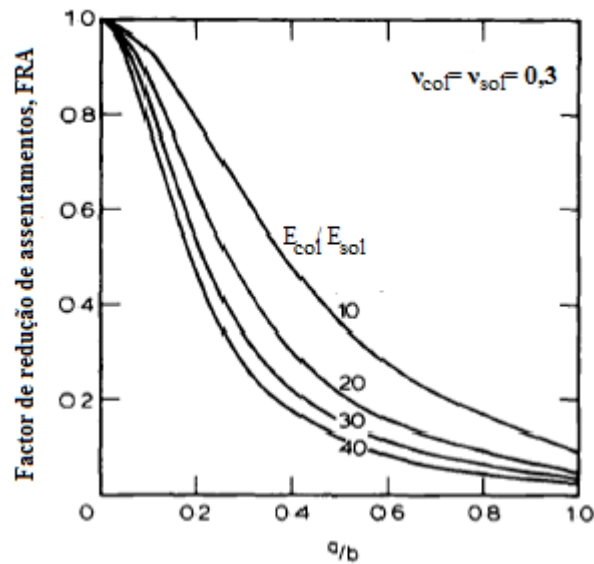


Figura 3.6 – Efeito da relação dos espaçamentos (a/b) no factor de redução de assentamentos (Balaam e Booker, 1985, adaptado)

Na Figura 3.7 encontram-se definidos os termos usados nesta análise.

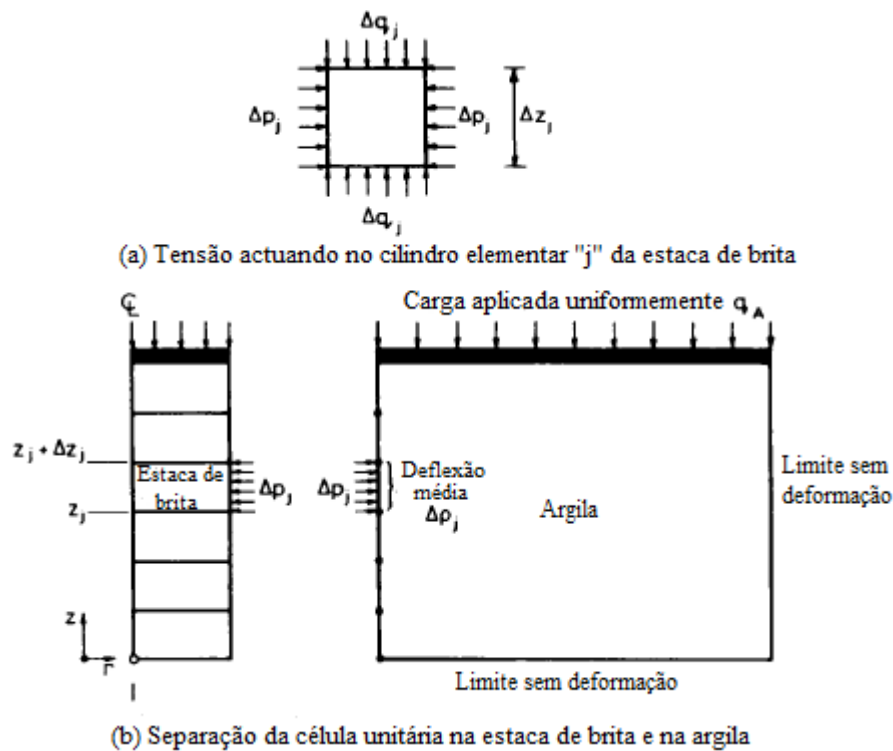


Figura 3.7– Definição dos termos usados no método de Balaam e Booker, 1985 (Balaam e Booker, 1985, adaptado)

Na análise realizada considera-se que a deflexão vertical, δ , da massa do solo é induzida pela presença do ensoleiramento e pela tensão radial provocada pela estaca de brita. Dividindo a coluna em partes cilíndricas, z_i , e assumindo que o solo não entra em cedência, ou seja, responde elasticamente, a deflexão radial média, ρ_i , no intervalo z_i é dada por:

$$\rho_i = \sum_{j=1}^n A_{ij}F_j + \theta_i \delta \quad (3.18)$$

onde a força total nesse intervalo é dada:

$$F_j = 2\pi\Delta z_i a p_j \quad (3.19)$$

Do mesmo modo, a força exercida pelo ensoleiramento rígido no solo é dada por:

$$F_{sol} = \sum_{j=1}^n \theta_j F_j - \xi \delta \quad (3.20)$$

onde A_{ij} , θ_i , são coeficientes e ξ uma constante, que podem ser determinados por simples análise de elementos finitos (FEM) ou analiticamente, tal como formulado por este autor.

Considerando a análise elástica e plástica dos elementos obtém-se as seguintes equações:

$$\Delta z_j (d\varepsilon_{zz})_j = b_j dF_{col} + f_j d\rho_j \quad (3.21)$$

$$dF_j = c_j dF_{col} - g_j d\rho_j \quad (3.22)$$

com os parâmetros b_j , f_j , c_j e g_j determinados segundo a lei de Hooke e F_{col} representando a força exercida pelo ensoleiramento sobre a estaca de brita.

Do rearranjo das equações, Balaam e Booker (1985) chegam à seguinte solução para o cálculo da deflexão vertical, $d\delta$, da estaca de brita:

$$\sum_{j=1}^n m_{ij} d\rho_j + n_i dF_{col} = \theta_i d\delta \quad (3.23)$$

$$\sum_{j=1}^n f_i d\rho_j + S dF_{col} = d\delta \quad (3.24)$$

onde os coeficientes m_{ii} , m_{ij} e n_i são determinados da seguinte forma:

$$m_{ii} = 1 + A_{ii}g_{ii} \quad (3.25)$$

$$m_{ij} = A_{ij}g_j \quad , i \neq j \quad (3.26)$$

$$n_i = \sum_{j=1}^n A_{ij}c_j \quad (3.27)$$

e o assentamento dado por:

$$s = \sum_{j=1}^n b_j \quad (3.28)$$

O aumento da força aplicada, dF , que actua sobre o ensoleiramento geral é dado como o somatório de dF_{sol} e dF_{col} :

$$\sum_{j=1}^n \theta_j dF_j + dF_{col} = \xi d\delta + dF \tag{3.29}$$

As equações 3.23, 3.24 e 3.29 constituem um sistema de $(n+2)$ equações a $(n+2)$ incógnitas, $d\rho_j$, dF_{col} e $d\delta$, que pode ser resolvida dando incrementos à força aplicada, dF .

Apresenta-se, na Figura 3.8, os resultados obtidos pelos autores citados, para um espaçamento entre colunas correspondente a uma relação diâmetro de influência/diâmetro de coluna de 2, constatando-se que, à medida que o carregamento vertical aumenta, o desvio entre o modelo inicial (comportamento elástico) e o modelo melhorado (comportamento elástico perfeitamente plástico para a coluna) também aumenta, em termos da redução de assentamentos, observando-se que o modelo elástico conduz a soluções que sobreavaliam o efeito das colunas de brita.

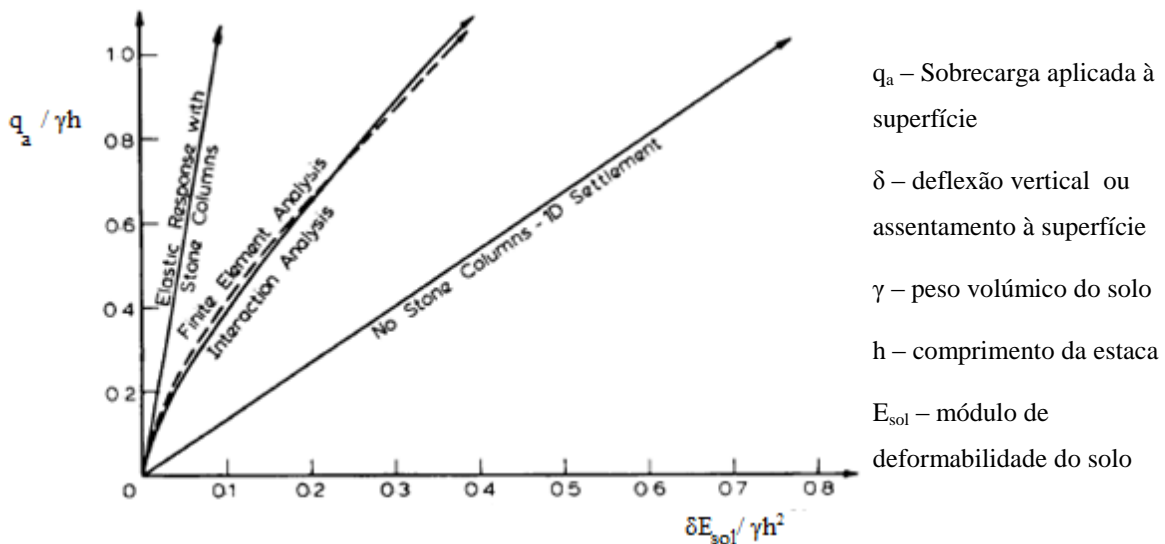


Figura 3.8 – Relação tensão – deformação para diferentes análises e relação do diâmetro de influência/diâmetro da estaca igual a 2 (Balaam e Booker, 1985)

Por outras palavras, de acordo com o que seria de esperar, o segundo modelo exibe um decréscimo da rigidez do conjunto coluna/solo com o aumento do nível de tensão, que se aproxima mais do comportamento real.

Os mesmos autores realizaram um intenso estudo paramétrico, em que avaliaram a influência de vários parâmetros na relação entre os assentamentos obtidos pelos dois modelos. Ou seja, medindo o afastamento entre a solução do modelo inicial (elástico) e a solução do modelo melhorado (elástico perfeitamente plástico para a coluna), provocado por uma série de variações paramétricas, conseguiram concluir da importância da influência de uma série de parâmetros na redução dos

assentamentos. Um exemplo desse estudo paramétrico encontra-se na Figura 3.9, também proposta por aqueles autores, em que se tenta avaliar a influência do ângulo de dilatância, ψ .

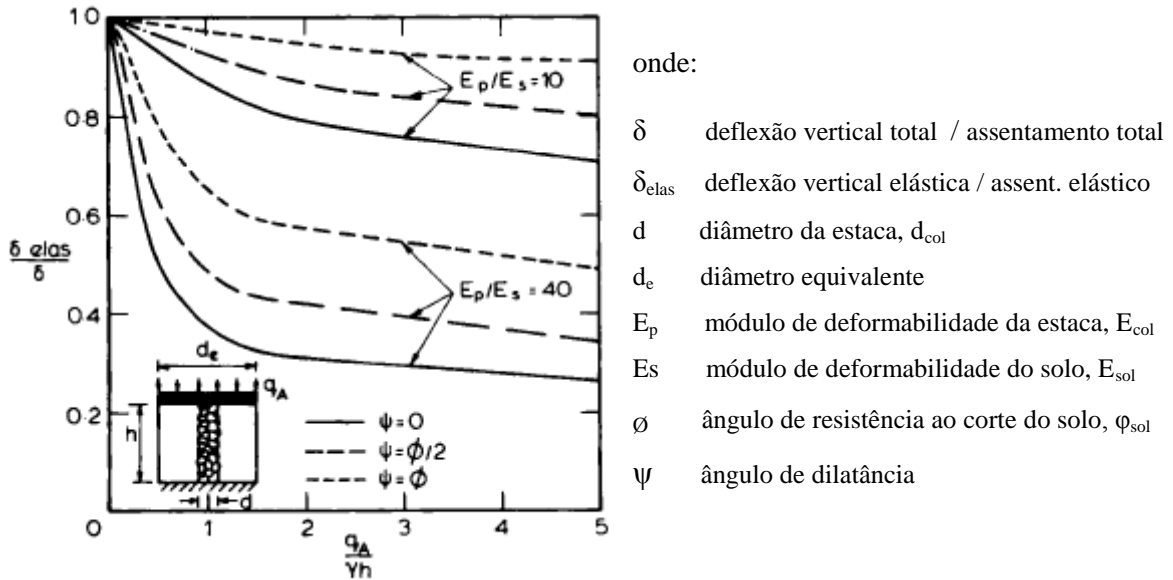


Figura 3.9 – Efeito da dilatância na correcção do assentamento elástico (Balaam e Booker, 1985)

Os autores apresentaram também algumas propostas para avaliação do reforço introduzido pela inclusão de uma malha de estacas de brita num solo mole. A comparação entre as diversas propostas não é fácil de fazer uma vez que, em cada uma, há determinadas hipóteses de cálculo, consideração de parâmetros, condições de aplicação, etc. que não são extensíveis às outras.

De qualquer modo julga-se interessante apresentar, na Figura 3.10, a comparação efectuada por Balaam e Booker (1985), onde, para além dos métodos descritos, inclui-se o método proposto por Priebe (1976), o qual não é descrito visto que foi substituído por um mais elaborado, que será discutido na secção seguinte.

Como a aplicação matemática do método é complicada, o autor desenvolveu um programa informático para a aplicação desta teoria. No entanto, limitações impostas deste método são, por um lado, o facto de se considerar o carregamento transmitido ao conjunto solo – estaca através de um ensoleiramento geral e, por outro lado, de se considerar apenas um estrato de solo mole, razoavelmente homogéneo.

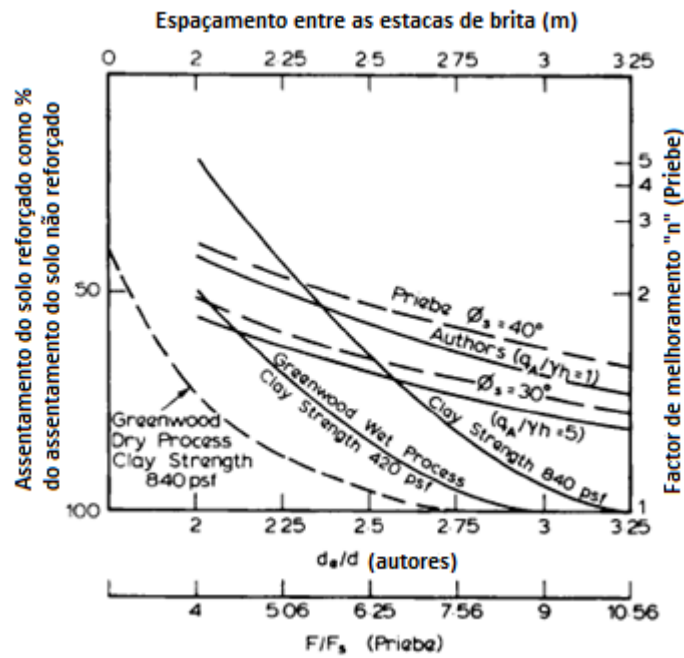


Figura 3.10 – Comparação de alguns métodos de previsão de redução de assentamentos (Balaam e Booker, 1985, adaptado)

3.3.1.2. Método de Priebe (1995)

Na sequência dos estudos realizados em 1976, Priebe (1995) avançou com um método de previsão de assentamentos de estacas de brita executadas pela técnica de vibração profunda, que resultou de algumas adaptações, extensões e complementos do anterior. Este autor (*op. cit.*) considera, como já referido, o conceito de célula unitária e assume um comportamento elástico para os materiais, bem como a teoria de impulsos de Rankine. Os pressupostos básicos assumidos são os seguintes (Priebe, 1995):

- A coluna é fundada num estrato inferior rígido;
- O material de enchimento da estaca é incompressível;
- Os pesos volúmicos da estaca e do solo circundante não são considerados.

Nestas condições, o autor considera que os assentamentos prováveis da área carregada são devidos à expansão lateral, sendo constantes em todo o seu comprimento, e não por insuficiente resistência de ponta. O solo responde elasticamente enquanto se desenvolve a rotura por corte do material da estaca. Além disso, assume que o solo se desloca assim que a estaca de brita é instalada, de modo que a sua resistência inicial corresponde ao estado líquido, ou seja, o coeficiente de impulso de terras toma o valor $K = 1$. Como resultado, obtém a seguinte expressão para o factor básico de melhoramento, n_0 :

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[\frac{1/2 + f(v_{sol}, A_{col}/A)}{K_a \cdot f(v_{sol}, A_{col}/A)} - 1 \right] \quad (3.30)$$

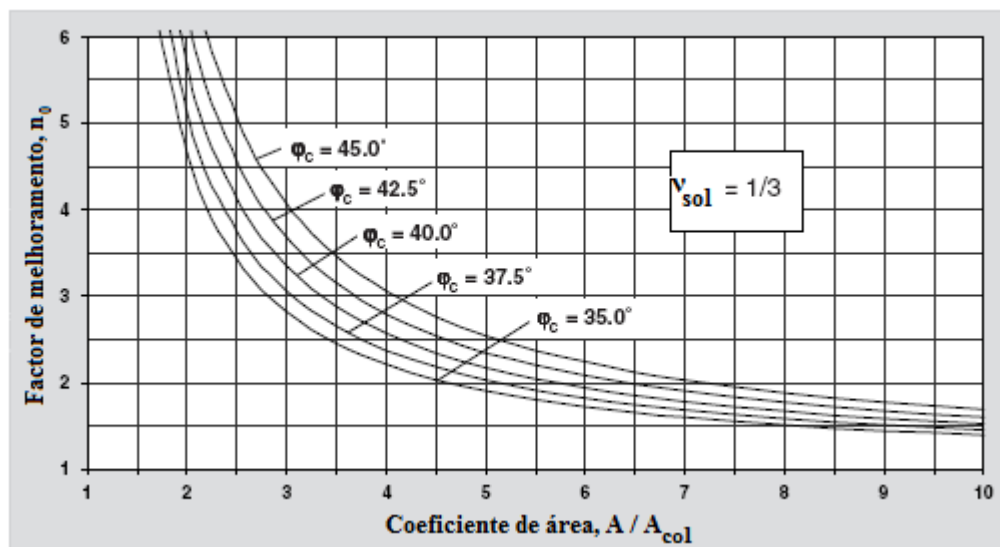
onde:

$$f(v_{sol}, A_{col}/A) = \frac{(1 - v_{sol}) \cdot (1 - A_{col}/A)}{1 - 2v_{sol} + A_{col}/A} \quad (3.31) \quad K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_{col}/2) \quad (3.32)$$

e K_a é o coeficiente de impulso activo da estaca, φ_{col} o ângulo de resistência ao corte da brita e v_{sol} o coeficiente de Poisson do solo que, tomando o valor de 0,33, geralmente adequado para prever o assentamento final, permite chegar à seguinte equação:

$$n_o = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[\frac{5 - A_{col}/A}{4 \cdot K_a \cdot (1 - A_{col}/A)} - 1 \right] \quad (3.33)$$

A relação entre o factor de melhoramento, n_o , o coeficiente de área A/A_{col} e ao ângulo de resistência ao corte da brita, φ_{col} , é apresentada graficamente na Figura 3.11.



onde: φ_c é o ângulo de resistência ao corte da estaca, φ_{col}

Figura 3.11 – Relação entre n_o , A/A_{col} e φ_{col} (Priebe, 1995, adaptado)

O autor (*op. cit.*) propõe também considerar a compressibilidade da estaca de brita, introduzindo um factor de correcção para o efeito. Como, no caso de substituição total do solo onde o coeficiente de área toma o valor de 1, o factor de melhoramento não tende para infinito, tal como determinado teoricamente para o material não compressível mas, na melhor das hipóteses, coincide com o quociente dos módulos de deformabilidade confinado do material de enchimento e do solo, D_{col}/D_{sol} , que podem ser obtidos através de ensaios edométricos de grande escala. Neste contexto, determinou qual o coeficiente de área da estaca $(A_{col}/A)_1$ em que o factor básico de melhoramento, n_o , corresponde ao D_{col}/D_{sol} , onde:

$$\left(\frac{A_{col}}{A}\right)_1 = \frac{4 \cdot K_a \cdot (n_o - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_a - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_a \cdot (n_o - 2) + 5}{4 \cdot K_a - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_a \cdot (n_o - 1)}{4 \cdot K_a - 1}} \quad (3.34)$$

Como uma aproximação, a compressibilidade do material da estaca pode ser considerada usando um factor de melhoramento reduzido, n_1 , obtido a partir do factor básico de melhoramento, n_0 , quando o coeficiente de área dado, A/A_{col} é aumentado de um valor adicional, $\Delta A/A_{col}$. A expressão que traduz este factor, validada para $\nu_{sol} = 1/3$, é a seguinte:

$$n_1 = 1 + \frac{1}{A/A_{col} + \Delta(A/A_{col})} \cdot \left[\frac{1/2 + f(\nu_{sol}, \overline{A_{col}/A})}{K_a \cdot f(\nu_{sol}, A_{col}/A)} - 1 \right] \quad (3.35)$$

sendo:

$$\Delta(A/A_{col}) = \frac{1}{(A_{col}/A)_1} - 1 \quad (3.36)$$

O factor de melhoramento n_1 do sistema estaca – solo pode ser obtido recorrendo ao diagrama da Figura 3.11, considerando a correcção do coeficiente de área A/A_{col} , a real mais o acréscimo. Este procedimento corresponde a uma translação da origem do eixo das abcissas, de modo a que n_1 , para $A/A_{col} = 1$, seja igual a D_{col}/D_{sol} e não a infinito. O acréscimo do valor do coeficiente de área, $\Delta(A/A_{col})$, dependendo do quociente dos módulos de deformabilidade confinado, D_{col}/D_{sol} , pode ser obtido a partir do diagrama da Figura 3.12.

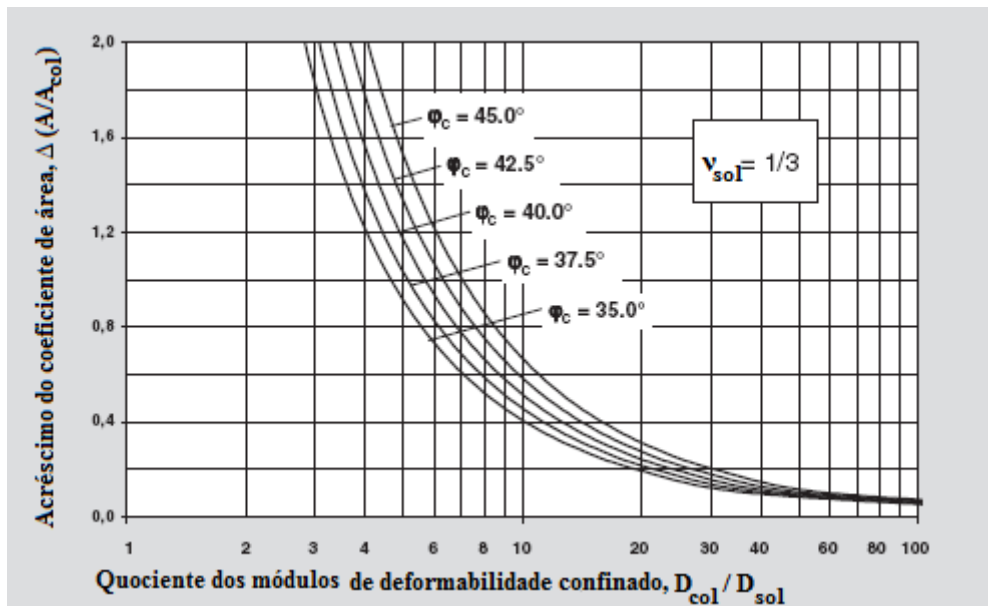


Figura 3.12 – Consideração do efeito da compressibilidade da estaca de brita (Priebe, 1995, adaptado)

A não consideração do peso volúmico da estaca e do solo significa que a diferença da tensão inicial entre o solo e a estaca, que origina a expansão lateral da estaca, depende apenas da distribuição da carga transmitida à fundação, p , nas estacas e no solo, e que é constante ao longo de todo o comprimento da estaca. De facto, a esta sobrecarga externa, devem ser adicionadas os pesos das estacas (W_{col}) e do solo (W_{sol}). Considerando a adição destas cargas, a diferença de pressão inicial diminui assintoticamente e a deformação lateral das estacas diminui proporcionalmente. Por outras

palavras, com o aumento da sobrecarga externa, as estacas são melhor suportadas lateralmente e, por isso, proporcionam mais capacidade resistente.

Uma vez que a diferença de pressão é um parâmetro linear na derivação do factor de melhoramento, o quociente da diferença da pressão inicial (à superfície) e da pressão dependente da profundidade, expressa um factor de profundidade, f_d . Este factor, multiplicado pelo factor de melhoramento, n_1 , permite obter um novo factor, $n_2 = f_d \cdot n_1$, que considera o acréscimo do peso do solo acima do ponto considerado. Este factor de profundidade é calculado no pressuposto de uma diminuição linear da diferença de pressão entre a estaca e o solo, tal como resulta das linhas de pressão $(p_{col} + \gamma_{col} \cdot d) \cdot K_a$ e $(p_{sol} + \gamma_{sol} \cdot d)$, com $K = 1$.

No entanto, o autor salienta que tem que se considerar que, com o decréscimo das deformações laterais, o coeficiente de impulsos da estaca muda do valor de impulso activo, K_a , para o valor em repouso, K_0 . Até à profundidade em que a linha recta assumida para a diferença de pressão, encontra a linha assintótica real, o factor de profundidade encontra-se no lado da segurança. No entanto, considerações de segurança aconselham a não incluir a carga externa sobre o solo, p_{sol} , o que se considera vantajoso nos cálculos.

Assim, é proposta por Priebe (*op. cit.*) a expressão geral do factor de profundidade, que é sempre superior à unidade, como sendo:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_0 - W_{sol}/W_{col}}{K_0} \cdot \frac{W_{col}}{p_{col}}} \quad (3.37)$$

com:

$$p_{col} = \frac{p}{\frac{A_{col}}{A} + \frac{1 - A_{col}/A}{p_{col}/p_{sol}}} \quad (3.38)$$

$$p_{col}/p_{sol} = \frac{1/2 + f(v_{sol}, \overline{A_{col}/A})}{K_a \cdot f(v_{sol}, \overline{A_{col}/A})} \quad (3.39)$$

$$w_{col} = \sum(\gamma_{col} \cdot \Delta d) \quad (3.40) \quad w_{sol} = \sum(\gamma_{sol} \cdot \Delta d) \quad (3.41) \quad K_0 = 1 - \sin \varphi_{col} \quad (3.42)$$

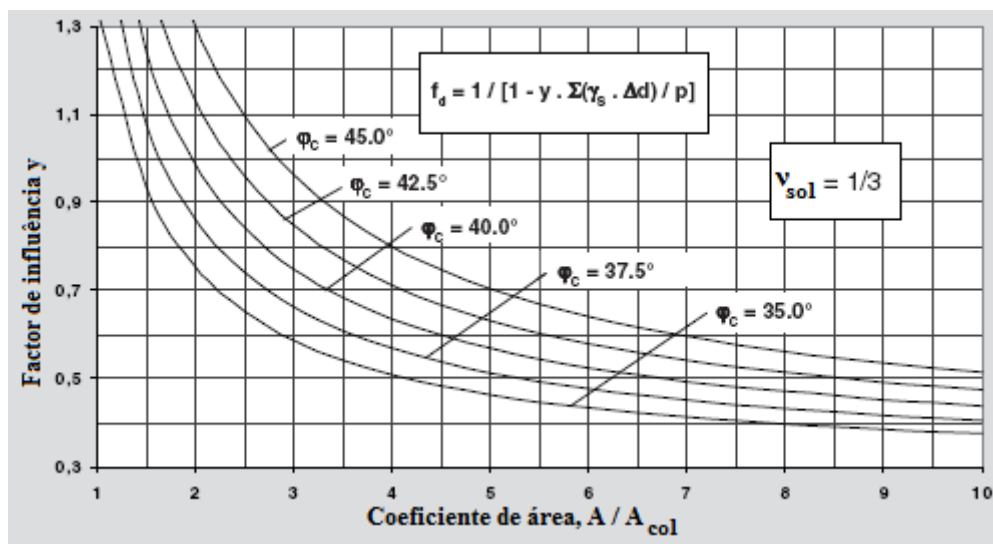
No entanto, Priebe (*op. cit.*), considerando $v_{sol} = 1/3$, peso volúmico igual no solo e na coluna (o que não está do lado da segurança), e a carga vertical transmitida à fundação, p , propõe uma expressão para um novo factor de profundidade:

$$f_d = \frac{1}{[1 - y \cdot \sum(\gamma_{sol} \cdot \Delta d)/p]} \quad (3.43)$$

Nestas condições, este factor de profundidade pode ser obtido pelo diagrama da Figura 3.13. Em consequência, por razões de segurança, neste diagrama deve sempre ser considerado o valor mais baixo do solo, γ_{sol} .

Tendo em conta que o método acima descrito contém simplificações e aproximações, pelo que são apenas para alguns domínios de aplicação, Priebe (1995) propõe factores de controlo de compatibilidade de forma a garantir que não se atribui cargas excessivas às colunas, tendo em conta a sua compressibilidade.

Com o aumento da profundidade, o suporte por parte do solo atinge um valor tal que as colunas já não deformam lateralmente. Contudo, mesmo neste caso, o factor de profundidade não aumenta até ao infinito, tal como resultaria da consideração da linearidade da diminuição da diferença de pressão.



Donde: $\varphi_c = \varphi_{col}$; $\gamma_s = \gamma_{sol}$; $p = \sigma_{v,med}$

Figura 3.13– Correção do factor de profundidade com o factor de influência y (Priebe, 1995, adaptado)

Neste contexto, o autor apresenta uma expressão que limita o valor do coeficiente de deformabilidade e, conseqüentemente, a carga a transmitir às colunas, de tal modo que o assentamento das colunas resultando da sua compatibilidade intrínseca não exceda o assentamento do sistema compósito.

Este factor, que é inferior à unidade e aplicado a solos considerados densos ou rígidos, pode ser obtido pela equação (3.44) e através do ábaco da Figura 3.14.

$$f_d \leq \frac{D_{col}/D_{sol}}{p_{col}/p_{sol}} \quad (3.44)$$

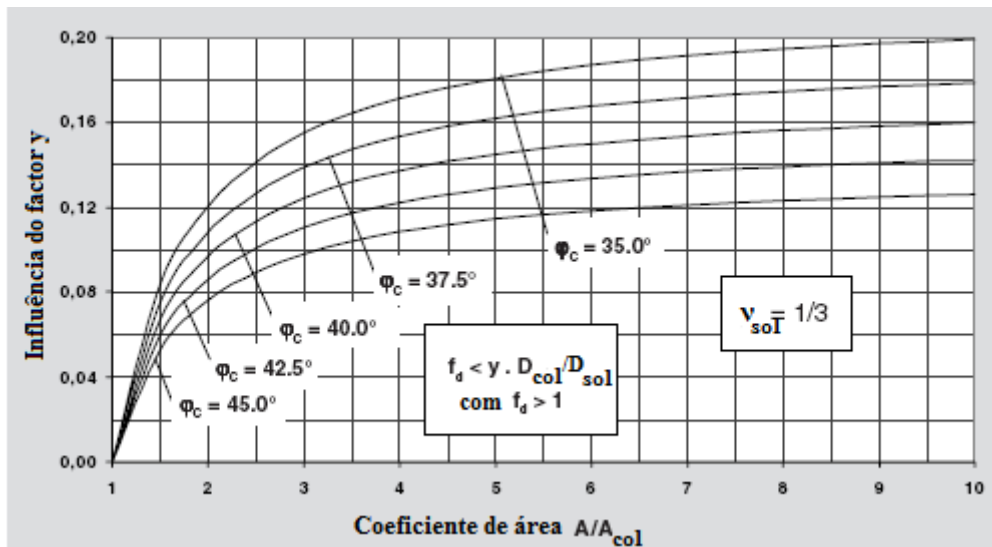


Figura 3.14 – Limite do factor de profundidade (Priebe, 1995, adaptado)

No caso em que o valor de $f_d < 1$, este autor propõe o controlo de compatibilidade do factor de melhoramento, de forma a garantir que, perante um carregamento, os assentamentos resultantes da compressibilidade intrínseca das colunas não excedam os assentamentos do solo envolvente, resultante da respectiva compressibilidade pelas cargas que são distribuídas por cada um deles (solo e estaca). Este controlo, que limita o factor de melhoramento e aplicado a solos soltos ou moles, é expresso por:

$$n_{max} = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left(\frac{D_{col}}{D_{sol}} - 1 \right) \quad (3.45)$$

De referir que deve ser usado nesta fórmula o coeficiente de área real, A_{col}/A , e não o valor modificado $\overline{A_{col}}/A$ e ainda, devido à equação simples, não é necessário um diagrama específico.

3.3.2. Métodos numéricos

Os métodos numéricos são, presentemente, os métodos mais adequados para modelar os solos reforçados com estacas de brita (Elsawy, 2010). Estes métodos consistem na homogeneização das características do solo e das estacas de brita, obtendo assim um sistema de material composto, ou seja, com características únicas e homogéneas. É geralmente conjugado com o método dos elementos finitos (FEM), tendo como vantagem, quando comparado com os que usam o conceito de célula unitária, a não dependência em relação às condições de fronteira e em relação ao tipo de carregamento. Apresenta-se, no Quadro 3.6, alguns desses métodos numéricos de dimensionamento.

Quadro 3.6 – Métodos numéricos de dimensionamento (Schweiger, 2009)

Método	Pressupostos básicos	Aplicações e limitações
Homogeneização tipo 1 (Lee e Pande, 1989)	O melhoramento do solo é modelado como um bloco homogéneo, com os parâmetros de rigidez e resistência baseados na experiência. Funciona com qualquer código.	Fundações de ensoleiramento generalizado em condições de carregamento simples. Cargas moderadas. Fácil de usar. Não se considera a interação estaca – solo e logo não deverá ser aplicado para cargas elevadas, quando o solo e/ou estacas apresentam comportamentos de deformabilidade predominantemente não linear (plástico)
Homogeneização tipo 2 (Schweiger, 2009)	O reforço do solo é modelado como um bloco homogéneo, com parâmetros de rigidez e resistência baseados num procedimento de homogeneização apropriado ao solo e às estacas. Necessita de uma formulação especial do modelo constitutivo e assim um código particular.	Fundações de ensoleiramento generalizado em condições de carregamento simples. Para cargas moderadas a médias. Melhor modelagem da interação estaca – solo e do seu comportamento elasto-plástico, quando comparado com o método anterior. Limitações quando investigados os mecanismos de rotura. Requer mudanças substanciais dos códigos.
Modelo completo 3D (2D) (Schweiger, 2009)	As estacas são analisadas individualmente, equivalente a análise dos muros em 2D, e são usados modelos constitutivos para descrever o comportamento mecânico e hidráulico das estacas e do solo envolvente. Funciona com qualquer código.	Geometrias complexas. Grupos de estacas suportam sapatas isoladas. A interação estaca – solo pode ser modelada com detalhe e podem ser usados modelos constitutivos para os solos e estacas. Sistema computacional exigente, em particular para os modelos 3D.
Modelo de célula unitária (Guetif <i>et al.</i> , 2007)	Considera o comportamento elastoplástico do solo envolvente e da estaca, incluindo o efeito da consolidação primária devido a instalação das estacas de brita.	Metodologia para estimar o melhoramento do módulo de deformabilidade e estende-se à zona do solo mole melhorado. Instalação de grupos de estacas de brita; assumidas em condições de curto prazo; está em desenvolvimento.

Balaam *et al.* (1977) utilizaram os métodos de elementos finitos (FEM) e de diferenças finitas para o estudo do comportamento das estacas de brita, obtendo curvas de dimensionamento para a avaliação da redução dos assentamentos. Este trabalho foi continuado por Balaam e Booker (1981) e por Balaam e Poulos (1983). Recentemente, tem sido usados modelos mais sofisticados para modelar, de forma mais adequada, o comportamento do solo mole e sua interação com estacas sujeitas a carregamentos, tal como apresentados por Lee e Pande (1989), Alamgir *et al.* (1996), Poorooshasb e Meyerhof (1997), Tan e Oo (2005) e Tan *et al.* (2008). De referir que os vários métodos de homogeneização propostos, combinados com o método dos elementos finitos, diferem uns dos outros essencialmente nos modelos propostos para a simulação do comportamento real dos materiais envolvidos.

Capítulo 4

ESTUDO DE CASO – PORTO DE PESCA DE TAVIRA

Neste capítulo, faz-se uma breve apresentação da obra que constitui o caso prático de estudo deste trabalho, novo porto de pesca de Tavira. Faz-se referência às fases de evolução do projecto e às suas alterações, expondo os motivos que levaram a tais alterações e a solução final adoptada. Mencionam-se as campanhas de prospecção geológico – geotécnicas realizadas ao longo do projecto, bem como a sua interpretação por parte do projectista, no projecto final adoptado. Expõe-se também a metodologia de cálculo usada no projecto, relativamente às fundações dos molhes – cais e às estacas de brita.

Faz-se uma nova interpretação geológico – geotécnica e discutem-se as suposições feitas pelo projectista para os parâmetros geológico – geotécnicos considerados nos cálculos dos assentamentos, da capacidade resistente das fundações e no dimensionamento dos elementos de reforço, ou seja, das estacas de brita.

Relativamente ao reforço do solo com estacas de brita, os projectistas recorrem ao método de Priebe (1995). Nesta dissertação, para além desse método implementou-se também uma análise pelo método dos elementos finitos (FEM) para a avaliação do comportamento das estacas de brita e comparam-se os resultados obtidos com os do projecto.

Sugerem-se ainda os sistemas de observação a implementar para o seu controlo em obra e validação de pressupostos de concepção.

Por último, tecem-se algumas considerações acerca dos resultados obtidos.

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O porto de pesca de Tavira, que se situará a sul de Portugal, na margem direita do rio Gilão, imediatamente a jusante da nova ponte rodoviária, na cidade de Tavira, constitui uma das infra-estruturas de apoio à pesca incluída no “Plano Geral de Aproveitamento e Valorização da Zona Fluvial Marítima do Rio Gilão e Anteprojecto das Obras de uma Primeira Fase de Melhoramentos”, sob jurisdição do Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTM).

Na implementação daquele plano foram elaborados vários estudos. Cronologicamente, e de modo sintético, podem apresentar-se os trabalhos desenvolvidos do seguinte modo:

- 1988 – elaboração do Plano Geral de Aproveitamento e Valorização da Zona Fluvial Marítima do Rio Gilão e Anteprojecto das Obras de uma Primeira Fase de Melhoramentos por contrato da então Direcção-Geral de Portos (DGP);
- 1997 – execução de uma campanha de prospecção geológica e geotécnica, por parte das brigadas geológicas da então DGPNTM (Direcção Geral de Portos, Navegação e Transportes Marítimos, sucessora da DGP); Esta campanha, baseada na concepção delineada no Plano Geral atrás referido, em que se previam molhes tradicionais em enrocamento, incluiu sondagens à percussão, ensaios SPT e ensaios PDL;
- 1997 - elaboração do projecto de execução pela Hidrotécnica Portuguesa (HP), considerando o anteprojecto já existente, e baseando-se na campanha de prospecção e respectivo estudo geológico – geotécnico, elaborado pela DGPNTM (HP, 1997);
- 2001 – tendo sido, com base na legislação ambiental em vigor, submetido pelo IMP (Instituto Marítimo e Portuário, sucessor da DGPNTM) o projecto da HP para obtenção da respectiva DIA (Declaração de Impacte Ambiental), a mesma foi recusada, com base na solução dos molhes, alegando a autoridade ambiental que a solução preconizada fazia com que parte dos molhes entrasse na linha de água, perturbando o escoamento normal do rio Gilão;
- 2002 – internamente no IPTM (Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, sucessor do IMP) foram analisadas as alternativas possíveis, de modo a viabilizar a execução deste porto de pesca. Considerando-se os argumentos invocados no parecer ao pedido de DIA, foi considerado internamente ao IPTM que a solução poderia ser resolvida com a mudança do tipo de molhes, da solução tradicional em enrocamento, para uma solução de quebramar vertical, em betão, tendo sido elaborado o respectivo projecto de alteração, incluindo um anteprojecto de reforço das fundações dos cais verticais em estacas de brita;
- 2007 – O projecto de alteração (IPTM, IP, 2002), que tinha entretanto sido submetido novamente para obtenção da DIA, foi aprovado pelas autoridades ambientais;

- 2008 – Com a solução aprovada, e tendo em consideração que a solução adoptada em cais verticais de betão solicitava, de modo muito significativo, às fundações em solos moles e que a campanha de prospecção inicial, de 1977, tinha sido vocacionada para a solução tradicional de molhes em enrocamento, não tendo a informação necessária para o dimensionamento correcto dos quebra-mar verticais, foi decidido proceder a uma campanha complementar de prospecção e ensaio, que passou internamente a ser designada por 2ª campanha de prospecção, e que foi levada a cabo pela OPWAY, que por sua vez subempreitou os trabalhos de laboratório à Geoplano Aherne, S.A.. Esta incluiu 5 sondagens à percussão, segundo o alinhamento dos cais verticais, com execução de ensaios SPT, de molinete, e colheita de amostras intactas para ensaios laboratoriais;
- 2010 – foi elaborado o projecto de execução final do porto de pesca de Tavira, integrando o projecto inicial da HP de 1997, com o projecto de alteração do IPTM de 2002, e baseando-se no conjunto de elementos das campanhas de prospecção e ensaio de 1997 e de 2008, com o dimensionamento a nível de projecto de execução do reforço dos solos moles de fundação com estacas de brita, pelo consorcio Eptisa – Intecsa.

Segundo o projecto inicial realizado pela Hidrotécnica Portuguesa (HP, 1997), as infra – estruturas marítimas de auxílio ao porto, distribuídas em torno e na bacia portuária, são as seguintes:

- Dois cais acostáveis, orientados segundo a direcção Norte-Sul, com comprimentos de 145 m (oeste) e 75 m (leste) destinados, respectivamente, à descarga de pescado e à reparação de embarcações;
- Dois passadiços de estacionamento, para embarcações de comprimentos de 12 a 18 m, totalizando nas duas faces, um comprimento de acostagem de cerca de 370 m e um outro passadiço de estacionamento para pequenas embarcações com 48 m de comprimento, acostável numa só face;
- Rampa varadouro com a largura de 20 m;
- Grade de marés com a área útil em planta de 14,5×4,5 m²;
- Retenção marginal no limite sul da bacia com 134,5 m de comprimento;
- Cais de abastecimento de combustíveis flutuante, com 20 m de comprimento, localizado no exterior da bacia portuária, junto ao molhe de montante;
- Um terminal de passageiros, localizado a montante da entrada do porto e exteriormente ao porto propriamente dito. Reservado fundamentalmente às embarcações que fazem a carreira fluvial para a ilha de Tavira;
- Entrada da bacia, com cerca de 60 m de largura, composta por dois molhes de enrocamento, orientados segundo a direcção este – oeste e revestidos por colchões do tipo *Reno*.

O *layout* inicial do novo porto de pesca de Tavira elaborado pela HP nesta fase de projecto encontra-se apresentado na Figura 4.1.

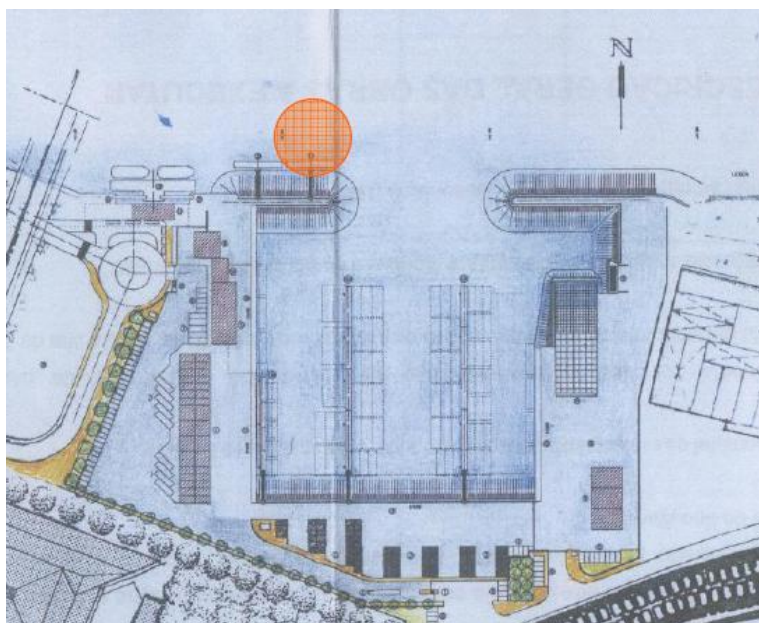


Figura 4.1 – *Layout* inicial do porto de pesca de Tavira (HP, 1997)

No entanto, e de acordo com o projecto de alteração de 2002, juntamente com o projecto de execução final de 2010, chegou-se ao *layout* definitivo, este elaborado pelo consórcio Eptisa - Intecsa. A Figura 4.2 ilustra a localização e o *layout* final do porto de pesca de Tavira.

Segundo o projecto final (Eptisa e Intecsa, 2010), as infra – estruturas portuárias, distribuídas em torno da bacia portuária, são as seguintes:

- Um cais acostável com comprimento de 70 m destinado a reparação das embarcações;
- Dois passadiços de estacionamento, para embarcações de comprimentos de 12 a 18 m, totalizando nas duas faces, um comprimento de acostagem de cerca de 370 m e um outro passadiço de estacionamento para pequenas embarcações com 48 m de comprimento, acostável numa só face;
- Rampa varadouro com a largura de 20 m;
- Retenção marginal no limite sul da bacia com 130 m de comprimento;
- Cais de abastecimento de combustíveis flutuante, com 35 m de comprimento, localizado em frente da rampa varadouro;
- Cais de carga e avitualhamento, com 20 m de comprimento, localizado junto ao cais de descarga de pescado;

- Cais de embarque e desembarque de passageiros, localizado imediatamente a montante da entrada do porto, exteriormente ao porto propriamente dito. Destinado essencialmente às embarcações que fazem a carreira fluvial para a ilha de Tavira;
- Entrada da bacia com cerca de 60 m de largura, limitada por dois cais verticais de blocos de betão pré-fabricados;
- Estaleiros de reparação naval;
- Instalações para a Docca Pesca.

De salientar que em ambas as fases do projecto, as infra-estruturas referidas distribuem-se em torno da bacia portuária cujo fundo será dragado à cota -3.50 (ZH). A cota nominal dos terraplenos envolvendo toda a bacia era, na solução de 1997, primeira fase do projecto, de +5,0 (ZH), sendo posteriormente alterada no projecto de 2010 para +5,50 (ZH).

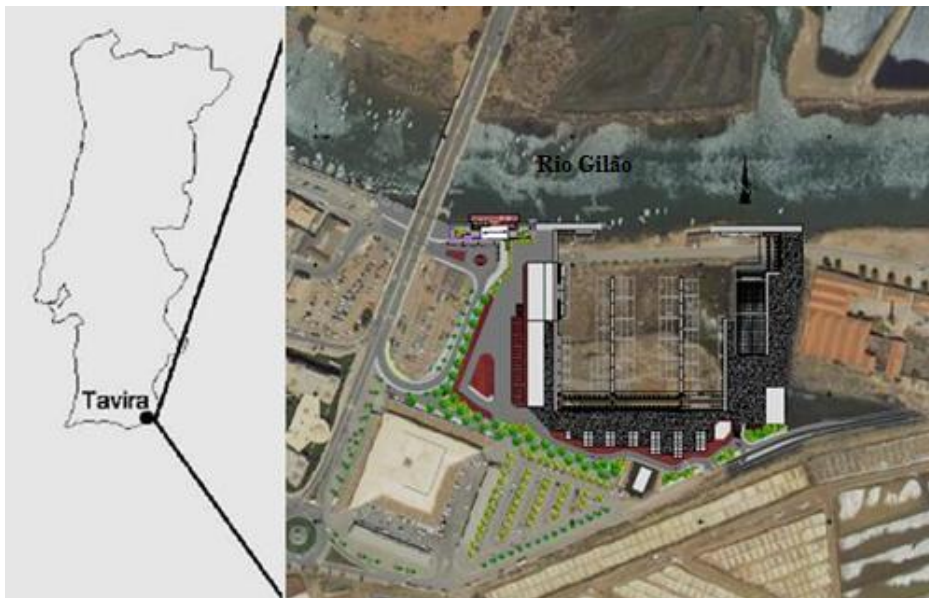


Figura 4.2 – Localização e *layout* do porto de pesca de Tavira (Eptisa e Intecsa, 2010)

De acordo com o delineado no projecto de 2010, este porto ocupará uma área global de cerca de 4,8 ha, dos quais cerca de 1,9 ha corresponderá a área líquida e os restantes 2,9 ha a área terrestre. A sua capacidade será de aproximadamente 70 embarcações variando entre 12 e 18 m, assim como para cerca de uma dezena de pequenas embarcações de pesca local.

As objecções levantadas a nível da aprovação das avaliações de impacte ambiental, e que levaram à elaboração de um projecto de alteração, foram devidas a dois aspectos, um dos quais, e mais importante, já referido.

O primeiro ponto, que se considera mais importante, foi relativamente ao facto de a entrada da bacia ser protegida por dois molhes em enrocamento. Visto que estas estruturas alargam em

profundidade, foi considerado, na análise dos impactes ambientais, que perturbavam o escoamento hidrodinâmico normal do rio Gilão naquela secção, estreitando o canal de escoamento.

Deste modo, foi necessário considerar uma nova solução que evitasse tal perturbação. Admitiu-se então a substituição molhes em enrocamento por muros-cais verticais orientados segundo a direcção este – oeste, tal como referido atrás. Esta nova solução de molhes por cais verticais aumentará a área molhada útil no interior da bacia portuária, mantendo o canal existente, tanto a nível de navegação como de escoamento dos caudais do rio.

Outro factor, apesar de não ter sido considerado impeditivo, que levou às alterações do projecto inicial foi o facto de o terminal de abastecimento de combustíveis situar-se no exterior do molhe poente, no canal do rio Gilão, com os riscos ambientais associados a um eventual derrame de combustível, bem como problemas de navegação junto deste. O projectista considerou então mais conveniente relocalizar este cais no interior da bacia do porto, tendo como vantagens uma maior facilidade e espaço de navegação no rio assim como facilitadas as manobras à entrada do porto. No caso de derrame de combustíveis na bacia portuária, será ainda mais fácil de evitar a poluição do curso de água, uma vez que tendo aquele terminal no seu interior poder-se-á recorrer a represas flutuantes entre os muros cais e a entrada da bacia, impedindo a saída dos poluentes.

4.2. O PROJECTO DE EXECUÇÃO (2010)

Neste subcapítulo, faz-se uma descrição geral, tal como apresentado e justificado pelo projectista, dos aspectos que se consideram mais relevantes para esta dissertação, e que constituem o projecto de execução final realizado em 2010. Não se referem processos construtivos pois a obra ainda não foi executada.

4.2.1. Caracterização geológica dos materiais

Relativamente aos materiais existentes na zona em análise, o projectista, recorrendo aos estudos anteriores, às sondagens realizadas e à bibliografia disponível, identificou duas unidades geológicas que foram caracterizadas como (Eptisa e Intecsa, 2010):

- (1) Aluviões lodosas (H);
- (2) Areias finas siltosas; siltes arenosos e cascalhos (P).

Acima destas duas unidades geológicas existe, ainda, uma primeira camada de aterro antrópico de espessura máxima de 3 m, verificado nas sondagens S4, S5 e S6, realizadas em 2008.

Segundo o projectista (Eptisa e Intecsa, 2010), as formações mais finas (H), são constituídas por lodos e areias finas e lodosas, cinzentas, esverdeadas, por vezes, castanhas a amareladas. Encontra-se também cascalheira dispersa, mais frequente com o aumento da profundidade, bem como abundantes bioclastos. Este estrato corresponde às formações holocénicas e apresenta, como verificado nas sondagens realizadas, espessuras que variam desde 20 até menos de 0,5 m.

Inferiormente às formações aluvionares (H), encontram-se as areias finas siltosas, siltes arenosos e cascalheiras (P) do Plistocénio. Esta unidade geológica (P), que também aparece nas sondagens com espessura variável, caracteriza-se, segundo o projectista, por uma significativa heterogeneidade, especialmente nas zonas próximas ao leito do rio. De salientar que parece existir um aumento de espessura das areias finas e siltes em direcção ao rio, tendo sido observado maiores espessuras junto às sondagens S1 (2008) e S5 (2008). Em profundidade são frequentes depósitos de cascalheiras.

Sobrejacentes a estas duas unidades geológicas, H e P, encontram-se camadas de espessuras variáveis de aterros antrópicos, constituídos por materiais areno – argilosos com cascalhos dispersos, mal compactados que, por sua vez, deverão ser removidos e substituídos por aterros de qualidade adequada, ou seja, na designação do projectista, por aterros estruturais.

4.2.1.1. Campanhas de prospecção

Como já referido, os trabalhos de reconhecimento geológico e geotécnico do novo porto de pesca de Tavira tiveram o seu início na primeira fase do projecto, em 1997. Ulteriormente, devido às alterações feitas ao projecto e à falta de informação disponível necessária à solução adoptada para os molhes, houve necessidade de se realizar uma nova campanha de investigação, em 2008. Tendo em conta que a nova solução para os molhes contemplava estruturas mais rígidas que as previamente consideradas, ou seja, as condições de fundações dos cais verticais eram mais gravosas do que as dos molhes tradicionais, tornou-se imprescindível a realização de uma nova campanha de prospecção e ensaios, especificamente na zona dos cais verticais.

Como resultado das duas campanhas de investigação, contabiliza-se um total de 14 sondagens e nove penetrómetros dinâmicos ligeiros. A Figura 4.3 apresenta a localização, em planta, dessas duas campanhas.

Na **primeira campanha** de investigação, realizada em 1997 pela Direcção de Serviços de Assuntos Portuários (DSAP) da Direcção Geral de Portos, Navegação e Transportes Marítimos (DGPNTM), foram executadas nove sondagens à percussão e nove penetrómetros dinâmicos ligeiros (PDL). Nesta campanha, perfuraram-se um total de 33 m de sondagens, 72,8 m de PDL e realizaram-se onze ensaios SPT em sondagens, sem recuperação de testemunhos e sem recolha de amostras. Não se realizou nenhum ensaio de laboratório nesta campanha.

De referir que as informações obtidas nesta campanha de investigação foram consideradas, face à alteração da solução a adoptar para os molhes, incompletas, não permitindo a sua utilização de modo fiável. Por esta razão, os resultados dos ensaios *in situ* efectuados nas sondagens (SPT) desta campanha não foram considerados no projecto de 2010, aproveitando-se apenas alguma informação útil.

Como já referido, a **segunda campanha** realizou-se em 2008 e foi bastante mais consistente que a primeira. Efectuaram-se cinco sondagens ao longo da margem direita do Rio Gilão e em zona seca, perfurando-se um total de 108 m com recolha de 10 amostras intactas. Executaram-se 71 ensaios SPT em sondagens e, nos casos em que a resistência à penetração dinâmica, N_{SPT} , deu inferior a seis, executaram-se seis ensaios com molinete.

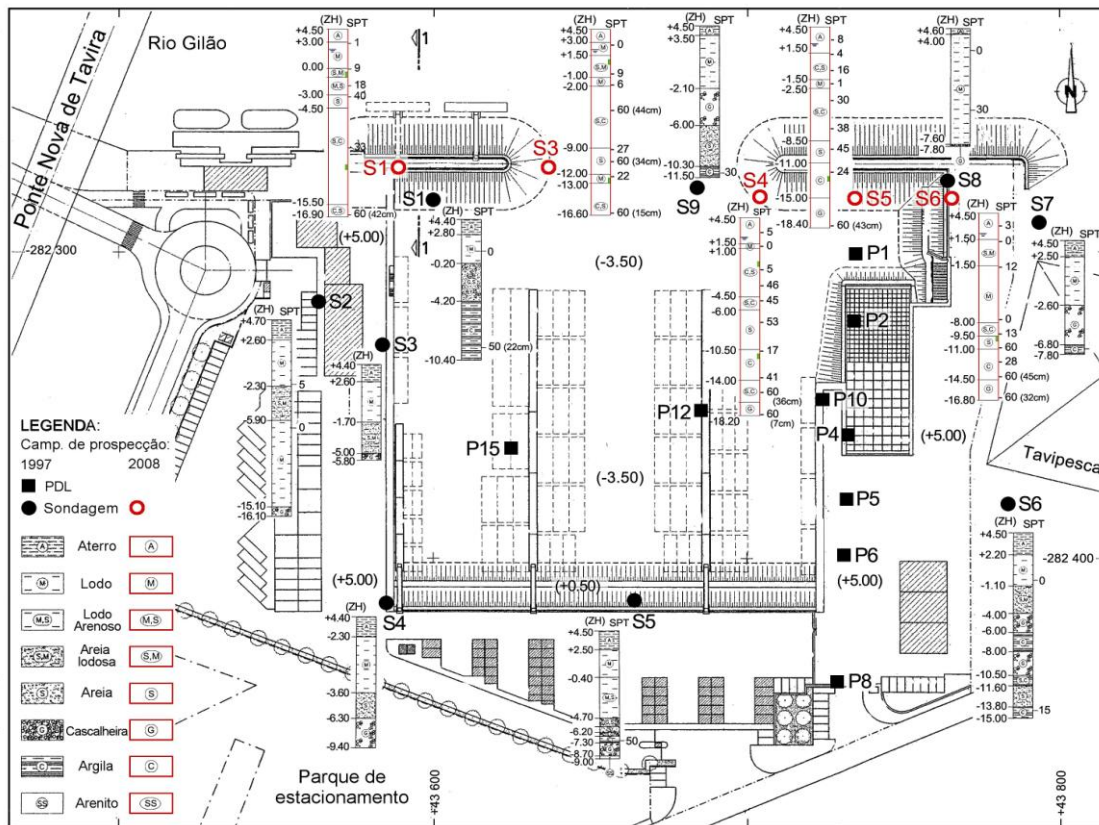


Figura 4.3 – Localização dos ensaios realizados nas duas campanhas de reconhecimento geológico – geotécnico (Santos Ferreira e Santos, 2011, adaptado)

Nesta campanha realizaram-se, sobre as amostras intactas, ensaios de laboratório, referidos no Quadro 4.1.

In situ e no decurso das sondagens, realizaram-se, nas formações coesivas, ensaios de resistência ao corte não drenado com molinete, obtendo-se o torque (Nm), e deste, a resistência não drenada de pico e residual, apresentado no Quadro 4.2.

Quadro 4.1 – Ensaios de laboratório realizados na campanha de 2008 (Eptisa e Intecsa, 2010)

Ensaios de laboratório						
Sondagem	Identificação e estado natural					Ensaio Triaxial (CU)
	Granulometria	Sedimentação	Limites de Atterberg	Peso volúmico aparente	Densidade das partículas	
S1	1	1	1	1	1	1
S3	1	1	1	1	1	1
S4	1	1	1	1	1	1
S5	1	1	1	--	1	1
S6	2	2	2	1	2	2
Total	6	6	6	4	6	6

Quadro 4.2 – Resultados dos ensaios com molinete realizados na campanha de 2008 (OPWAY, 2008)

Sondagem	Profundidade do ensaio (m)	Torque (Nm)		Resistência ao corte (kPa)	
		Pico	Residual	Pico	Residual
S1	3,75	2,20	2,10	22,4	21,23
S3	5,25	1,50	1,10	15,17	11,12
S4	3,75	2,70	2,50	27,30	25,28
S5	5,25	2,90	2,50	29,32	25,28
S6 (1)	5,25	2,30	2,10	23,25	21,23
S6 (2)	9,75	2,70	2,30	27,30	23,25
S6 (3)	12,25	3,00	2,40	30,33	24,26

O Quadro 4.3 apresenta os resultados obtidos dos ensaios de identificação e o Quadro 4.4 sintetiza resultados dos ensaios de densidade, peso volúmico aparente e triaxiais.

Os ensaios com molinete foram realizados nos lodos que cobrem a zona de estudo, os ensaios SPT utilizados para a caracterização do substrato sob os dois molhes verticais, à entrada da bacia, e os ensaios PDL usados para a caracterização do estrato subjacente aos lodos que suportarão as restantes infra-estruturas e estacas de fixação dos cais flutuantes.

Quadro 4.3 – Ensaios de identificação realizados sobre as amostras intactas (OPWAY, 2008)

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria (%)			Sedimentação (% de argila)	Limites de Atterberg		
		<19,0 mm	<0,42 mm	<0,075 mm		LL	LP	IP
A1-0	4,95 – 5,55	--	--	--	--	--	--	--
A1-1	15,45 – 16,05	100	93,2	67,3	33,5	26	15	11
A3-0	3,45 – 4,05	--	--	--	--	--	--	--
A3-1	16,95 – 17,55	100	87,3	60,4	26,2	--	--	NP
A4-1	4,95 – 5,55	100	93,2	67,3	6,7	--	--	NP
A4-2	15,45 – 16,05	--	--	--	--	--	--	--
A5-1	16,95 – 17,55	100	99,0	24,4	12,2	--	--	NP
A6-1	3,45 – 4,05	100	97,2	62,1	19,6	25	21	4
A6-2	6,45 – 7,05	100	76,0	24,1	8,0	--	--	NP
A6-3	13,95 – 14,55	--	--	--	--	--	--	--

Quadro 4.4 – Densidade, peso volúmico aparente e ensaios triaxiais (OPWAY, 2008)

Amostra	Profundidade (m)	Densidade das partículas	Peso volúmico aparente (kN/m ³)	Ensaio triaxial CU	
				Resistência ao corte	
				Critério de rotura τ_{max}	Critério de rotura σ_1/σ_3
A1-0	4,95-5,55	--	19,42	--	--
A1-1	15,45-16,05	2,77	--	c' = 7,0 kPa φ' = 33,8°	c' = 11,7 kPa φ' = 32,8°
A3-0	3,45-4,05	--	18,15	--	--
A3-1	16,95-17,55	2,73	--	c' = 0 kPa φ' = 34°	c' = 0 kPa φ' = 34,5°
A4-1	4,95-5,55	2,77	--	c' = 0 kPa φ' = 39,1°	c' = 0 kPa φ' = 40,5°
A4-2	15,45-16,05	--	20,31	--	--
A5-1	16,95-17,55	2,70	--	c' = 0,4 kPa φ' = 32,1°	c' = 1,2 kPa φ' = 33,4°
A6-1	3,45-4,05	2,74	--	c' = 1,3 kPa φ' = 37°	c' = 1,6 kPa φ' = 37,6°
A6-2	6,45-7,05	2,61	--	c' = 0 kPa φ' = 41°	c' = 0 kPa φ' = 45,2°
A6-3	13,95-14,55	--	20,01	--	--

Com a interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de campo e de laboratório, foi então possível ao projectista elaborar perfis longitudinais e obter-se o zonamento geotécnico.

Adopta-se neste trabalho pela nomenclatura referente aos próprios ensaios, ou seja, o sufixo S (1997) para as sondagens da primeira campanha, S (2008) para as sondagens da segunda campanha e PDL para os penetrómetros dinâmicos ligeiros realizados na campanha de 1997.

4.2.2. Caracterização geotécnica dos materiais

No âmbito da caracterização geotécnica dos materiais presentes, o projectista agrupou as duas unidades geológicas em três distintas, que se descrevem em seguida. A unidade Aterro não foi caracterizada pelo projectista (Eptisa e Intecsa, 2010).

Materiais aluvionares (Unidade H): localizada imediatamente sob o aterro antrópico existente, esta unidade inclui os lodos e areias lodosas de baixa resistência e elevada deformabilidade, existentes à superfície e que correspondem à unidade atribuída ao Holocénico H, anteriormente descrita. De acordo com as sondagens realizadas, identificam-se camadas de diferentes espessuras, variando entre 17,7 e 0,5 m, respectivamente, verificado nas sondagens S2 (1997) e S4 (2008). Tendo em conta que a cota de dragagem definida é de -3,5 (ZH), uma boa parte deste material superficial será retirado. No entanto, em zonas em que este estrato é de grande espessura, como é o caso das imediações das sondagens S2 (1997) – cais este e S6 (2008) – cais oeste, este surge por debaixo da

zona de dragagem, influenciando negativamente as condições de fundação dos cais. Para além disso, estes materiais também aparecem como estratos lenticulares localizados, de características deficientes, intercalados na unidade geotécnica subjacente, P1.

Foram realizados ensaios de identificação de estado natural e de resistência e compressibilidade em amostras intactas recolhidas nos materiais aluvionares. Segundo a classificação de Casagrande, estes materiais foram classificados como lodos não orgânicos e areias lodosas, com índice de plasticidade nulo ou muito baixo ($IP \leq 4$). Dos ensaios de estado natural obteve-se, para estes materiais, um peso volúmico médio de $15,79 \text{ kN/m}^3$ com um desvio padrão de $10,30 \text{ kN/m}^3$, teor em água médio de 33,75% com um desvio padrão de 6,6% e peso volúmico aparente médio de $19,23 \text{ kN/m}^3$ e o desvio padrão $0,59 \text{ kN/m}^3$ (Eptisa e Intecsa, 2010).

Dos três ensaios triaxiais tipo CU, obtiveram-se como parâmetros efectivos de resistência ao corte $\phi' = 39^\circ$ e $c' = 0 \text{ kPa}$, que se considerou serem valores não representativos, dado não se enquadrarem no que seria normal para solos com baixa densidade e classificados como lodos.

De modo a obter a resistência não drenada, c_u , realizaram-se, como descrito, em 2008 e em seis locais dentro dos furos de sondagens, ensaios com molinete, tendo como resistência não drenada (de pico) média de 24,6 kPa, com um desvio padrão de 5,65 kPa, e uma resistência ao corte (residual) média de 21,1 kPa, com um desvio padrão de 5,13 kPa.

Considerou o projectista, o coeficiente de Poisson, ν , de 0.4 e o módulo de deformabilidade, E , obtido através da relação $E = 50 \cdot c_u$.

De referir que os materiais que constituem esta unidade são de grande heterogeneidade ao longo da profundidade, quando analisado os ensaios SPT realizados. As propriedades geotécnicas deste estrato são bastantes desfavoráveis, caracterizando-se por uma reduzida capacidade resistente e uma elevada deformabilidade, com valores de SPT variando entre 0 e 10 pancadas.

Materiais Areno – siltosos (Unidade P1): infrajacentes à unidade geotécnica H, encontram-se os materiais correspondentes às fracções médias e finas do Plistocénico (P). Esta unidade, formada principalmente por areias siltosas e argilosas, bem como por materiais com composição siltosa ou argilosa, caracteriza-se por heterogeneidade elevada, tanto em profundidade como horizontalmente. De acordo com os registos das sondagens realizadas (Eptisa e Intecsa, 2010), a sua espessura muito variável, oscilando entre 17,5 m (S4 – 2008) e 2,7 m (S4 – 1997). De referir que as condições de fundação deste substrato são de grande importância pois constituem o principal estrato de apoio dos cais do novo porto, embora estando parte dele sujeito a escavação.

Realizaram-se sobre as amostras recolhidas destes materiais, ensaios de identificação de estado natural e triaxiais. De acordo com a classificação de Casagrande, estes materiais são argilas e areias siltosas, apresentam uma grande variedade do teor finos – 24 a 64%, ou seja, têm granulometria

extensa, e um comportamento não plástico num dos casos analisados e, nos que demonstraram alguma plasticidade, o índice de plasticidade foram de 11%.

Quanto ao peso volúmico das amostras analisadas, verificou-se que o peso volúmico aparente é de $30,31 \text{ kN/m}^3$. Dos ensaios triaxiais realizados obteve-se um peso volúmico seco médio de $15,89 \text{ kN/m}^3$ com um desvio padrão de $10,79 \text{ kN/m}^3$, um teor em água médio de 22% para um desvio padrão de 3,2% e um peso volúmico aparente médio de $19,33 \text{ kN/m}^3$, sendo o desvio padrão $0,69 \text{ kN/m}^3$ (Eptisa e Intecsa, 2010).

Os parâmetros efectivos de resistência ao corte obtidos nos três ensaios triaxiais tipo CU realizados são: $\varphi' = 33^\circ$ e $c' = 8,5 \text{ kPa}$.

Para a determinação do módulo de deformabilidade, E , tomou o projectista, o coeficiente de Poisson de 0,35 bem como os valores dos coeficientes de compressibilidade volumétrica, m_v , obtidos durante o processo de consolidação nos ensaios triaxiais (Eptisa e Intecsa, 2010). Para o mesmo efeito, correlacionou o projectista este coeficiente com os valores de SPT e a resistência não drenada, respectivamente: $E(\text{MPa}) = 0,95 \cdot N_{SPT}$ e $E = 20 \cdot c_u$ com $c_u = 5 \cdot N_{SPT}$.

Comparativamente com os materiais aluvionares sobrejacentes, estes mais antigos apresentam uma maior capacidade resistente e uma menor deformabilidade, com o número de golpes SPT variando entre $N_{30}=16$ e $N_{30} = \text{nega}$.

Cascalhos (P2): Sob a unidade geológica P1, encontram-se as fracções médias e finas do Plistocénico P, constituídas por gravilhas arenosas e argilosas. Segundo as sondagens realizadas, esta unidade aparece a grandes profundidades e apenas foi identificada em algumas sondagens, S3 (1997), S4 (2008) e S6 (2008), desconhecendo-se assim a sua espessura real máxima.

Tendo em consideração o tipo de material presente, o projectista considerou para os cascalhos arenosos com algum conteúdo de finos, pesos volúmicos secos entre $18,64 \text{ kN/m}^3$, naturais de $20,60 \text{ kN/m}^3$ e teor em água entre 3 e 7%. Os parâmetros efectivos de resistência ao corte considerados foram de 35° para o ângulo de resistência ao corte e uma coesão de 0 kPa. A relação entre o módulo de deformação e o número de pancadas dos ensaios SPT adoptada é de $E(\text{MPa}) = 1,75 \cdot N_{SPT}$ (Eptisa e Intecsa, 2010).

Segundo o projectista, as características geotécnicas destes materiais foram obtidas com base nas propostas de J.M. Rodriguez Ortíz (“Curso Aplicado de Fundações”) ou por meio de correlações com os resultados do SPT sempre que nos ensaios não se registaram “negas”.

Relativamente à caracterização da fundação dos cais-molhes considerou o projectista apenas as sondagens da segunda campanha de investigação, das quais as S1 (2008) e S3 (2008) foram usadas para a caracterização do cais-molhe oeste, e as S4 (2008) e S6 (2008) para a caracterização do cais-

molhe este. Os resultados obtidos pelo projectista, de acordo com os ensaios realizados, foram os apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Caracterização geotécnica da fundação dos molhes cais (Eptisa e Intecsa, 2010)

Unidade geotécnica	Tipo de solo	Espessura da camada (m)	N _{SPT}	Peso volúmico seco (kN/m ³)	Peso volúmico aparente (kN/m ³)	Teor em água (%)	Parâmetros de resistência ao corte		Resistência ao corte c _u (kPa)	Módulo de deformação E (MPa)
							φ (°)	c' (kPa)		
Aterro	Heterogéneo	≤ 3	3 - 8		18,25					21
H	Materiais aluvionares	0,5 – 9,5	0 - 9	15,70	19,12	24	N/C	N/C	3,1*prof (m)	0,05*cu
P1	Materiais areno-lodosos e argilosos	≥ 15	16 - 60	15,89	19,33	22	33	8,5	6*N ₃₀	1,4*N ₃₀
P2	Cascalheira arenosa ou argilosa	--	R	18,64	20,60	11	35	0	N/C	2,8*N ₃₀

As Figuras 4.4 e 4.5 ilustram os perfis geológico – geotécnicos obtidos nas campanhas de prospecção realizadas em ambas as fases de desenvolvimento de projecto, 1997 e 2008.

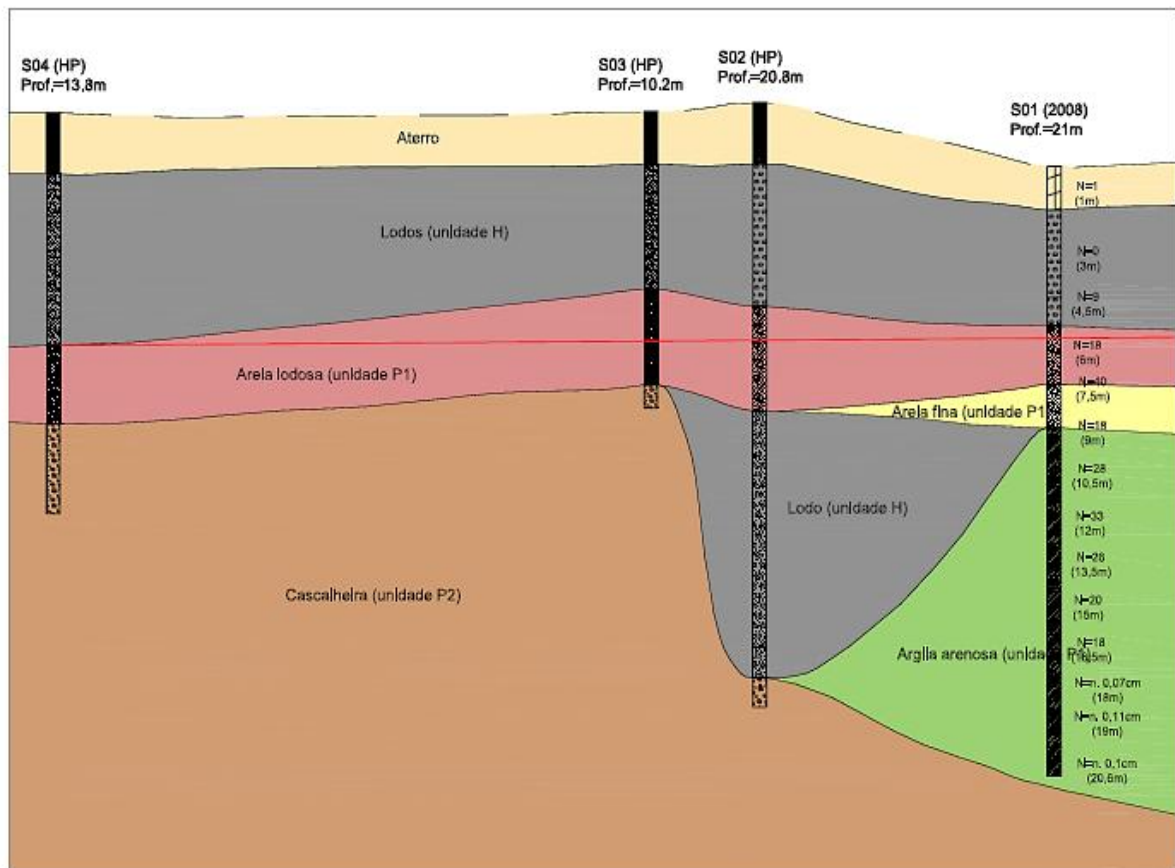


Figura 4.4 – Perfil geológico – geotécnico das sondagens S2, S3 e S4 realizadas em 1997 e S1 realizada em 2008 (Eptisa e Intecsa, 2010)

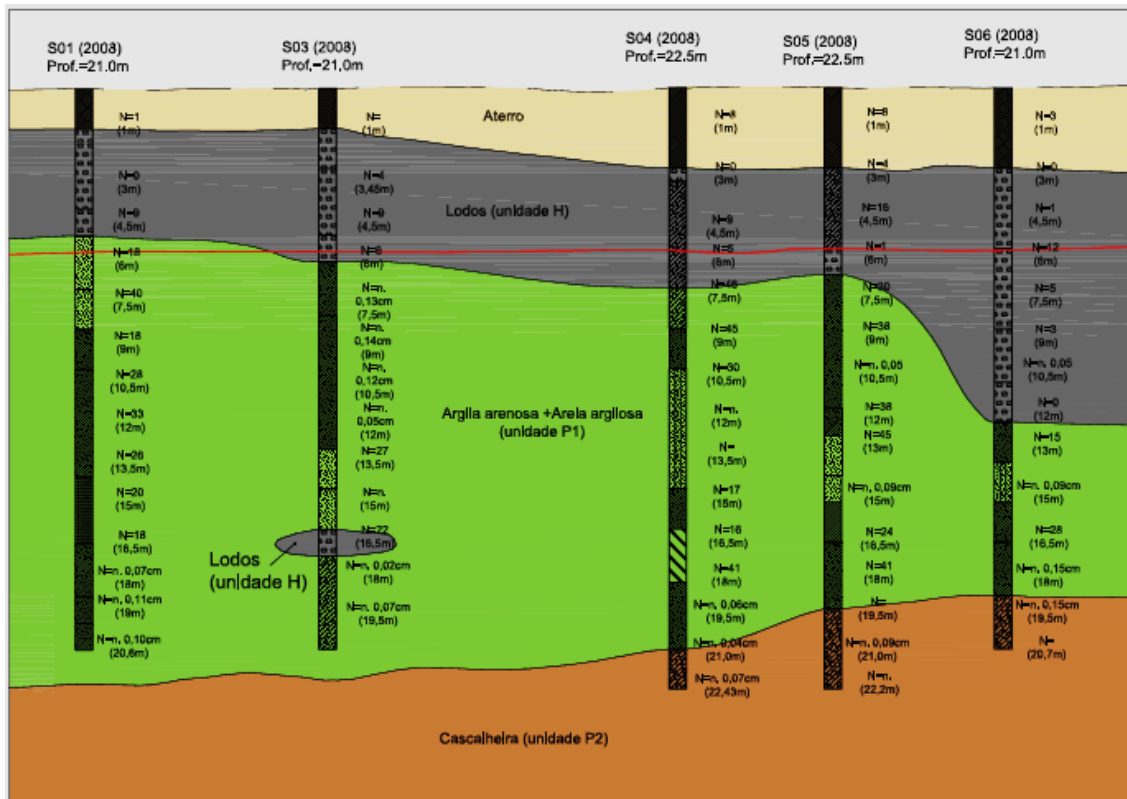


Figura 4.5 – Perfil geológico – geotécnico das sondagens S1, S3, S4, S5 e S6 realizadas em 2008 (Eptisa e Intecsa, 2010)

4.2.3. Projecto de alteração do projectista: metodologia de cálculo

Com o intuito de avaliar a estabilidade global das secções propostas, o projectista recorreu ao programa *Slide 5.0 da Rocscience*, tendo optado pelo método de Bishop, que consiste em analisar a estabilidade global à rotura do solo de fundação, dividindo o terreno carregado em fatias verticais, calcular o equilíbrio de cada uma delas e, finalmente, analisar o equilíbrio global, obtendo um factor de segurança que se define como a relação entre forças ou momentos resistentes e forças ou momentos destabilizantes.

Para a determinação da capacidade resistente do terreno ao carregamento materializado pelos molhes, o projectista partiu da seguinte expressão geral de Brinch Hansen:

$$Q_h = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma B s_\gamma d_\gamma \quad (4.1)$$

em que:

Q_h capacidade resistente do terreno;

c_{sol} coesão do terreno;

N_c, N_q, N_γ coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento;

s_c, s_q, s_γ coeficientes de forma da base da fundação;

d_c, d_q, d_γ	coeficientes de profundidade;
q	tensão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecarga;
B	largura da fundação;
γ_{sol}	peso volúmico do terreno.

Considerando um subsolo argiloso saturado com ângulo de resistência ao corte $\varphi_{sol} = 0$ e $c_{sol} = c_u$, caso mais desfavorável, a capacidade resistente do terreno é dada pela equação (Eptisa e Intecsa, 2010):

$$Q_h = 5,14s_c d_c c_u + q s_q d_q \quad (4.2)$$

Por fim, para a obtenção da carga final admissível, o projectista aplicou, à capacidade resistente do terreno, um coeficiente de segurança global de 3.

Relativamente à determinação dos assentamentos provocados pelos molhes em cais verticais, o projectista recorreu ao método de Schermtmann, considerando os molhes como sapatas retangulares. O assentamento total, s , debaixo de uma sapata é dado pela seguinte expressão:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{z_0}^{z_{lim}} \left(I_{z_i} \cdot \frac{Z_i}{E_i} \right) \quad (4.3)$$

onde:

C_1	coeficiente que depende da profundidade da sapata;
C_2	coeficiente de tempo;
Δq	acréscimo de carga a que estará submetido o terreno;
I_{z_i}	coeficiente de influência das tensões em função da profundidade;
E_i	módulo de deformabilidade deduzido em função dos valores do ensaio SPT na camada “i”;
Z_i	espessura da camada “i”.

com:

$$C_1 = 1 - \left(\frac{0,5 \cdot q_0}{\Delta q} \right) \quad (4.4) \quad C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (4.5)$$

q_0	tensão efectiva à cota da base da sapata;
t	tempo decorrido em anos.

Relativamente à estimativa dos parâmetros de cálculo das propriedades do terreno, o projectista optou por determinar os valores característicos segundo o Eurocódigo 7, definidos como sendo a

estimativa sensata no valor médio do volume de terreno afectado pelo estado limite, neste caso o volume situado na zona afectada directamente pela fundação.

O valor característico da média de uma variável aleatória que segue uma distribuição normal é dado como (Eptisa e Intecsa, 2010):

$$X_k = X_m \left(1 \pm \frac{t_{0.05 \cdot n-1}}{\sqrt{n}} CV \right) \quad (4.6)$$

em que:

- X_k valor característico de uma propriedade de um material;
- X_m valor médio (média ponderada obtida para cada parâmetro e unidade geotécnica);
- n tamanho da amostra;
- CV coeficiente de variação (desvio padrão referido ao valor médio);
- $t_{0.05 \cdot n-1}$ t – Student de $n-1$ graus de liberdade com um nível de confiança de 95%.

Segundo a mesma fonte, no caso de se ter um reduzido número de dados, este valor poderá ser obtido através da seguinte fórmula indicada por Schneider (1997):

$$X_k = (1 \pm 0,5CV) = X_m - 0,5 \cdot \sigma \quad (4.7)$$

4.2.3.1. Fundações do molhe – cais oeste

Relativamente ao molhe – cais oeste, o projectista definiu que a fundação deveria ser efectuada sobre a unidade P1 (areias siltosas e argilas) e que os materiais aluvionares da unidade H presentes entre esta unidade e a cota de apoio no enrocamento de regularização (-3,5) deverão ser removidos, ficando o enrocamento de regularização apoiado num material com características geotécnicas adequadas à cota -5 m.

Como já referido, para a caracterização do terreno do molhe – cais oeste, o projectista recorreu às sondagens S1 (2008) e S3 (2008).

Para a determinação da **capacidade resistente**, valeu-se o projectista, dos dados adquiridos na sondagem S1 (2008) e considerou uma fundação corrida com uma área de afectação sobre o terreno igual a $4 \cdot B$, com B representando a largura da fundação em metros. Tendo em conta os ensaios SPT realizados nesta sondagem, obteve a coluna de cálculo apresentada no Quadro 4.6.

Concluiu o projectista, através de correlações dos valores do resultado do ensaio SPT corrigidos para uma energia de cravação de 30%, N_{30} , para os materiais da Unidade Geotécnica P1 (propostas por Schmertmann e por Stroud e Butler, 1979), que a resistência não drenada seria de $6 \cdot N_{30} =$

120 kPa e a capacidade resistente, não considerando o peso das terras removidas na dragagem ao apoiar directamente sobre o terreno, igual a 200 kPa.

Quadro 4.6 – Valores característicos (Eptisa e Intecsa, 2010)

Profundidade (m)	Unidade geotécnica	N ₃₀
6	Aterro	15
7,5		40
9		18
10,5		28
12	P1	33
13,5		26
15		20
16,5		18
Média N ₃₀		24
Desvio padrão N ₃₀		8,63
Valor característico N ₃₀		20

Relativamente ao cálculo dos **assentamentos**, o projectista considerou as correlações propostas também na caracterização geotécnica para o módulo de deformabilidade da unidade geotécnica P1 ($E_{sol} = 14 \cdot N_{30}$), bem como a metodologia de cálculo e os registos de golpes dos ensaios SPT realizados igualmente na sondagem S1 (2008). Os resultados encontram-se no Quadro 4.7.

Tomando em conta os primeiros 1,5 m, cujas propriedades geotécnicas se assemelham às de um aterro estrutural com características resistentes $c_u > 75 \text{ kPa}$ ou $N_{30} \geq 15$, para uma tensão aplicada sobre o terreno de 200 kPa e para uma largura de fundação de 6 m, estimam um assentamento total máximo de 6 cm e um assentamento diferencial máximo de 3 cm.

Quadro 4.7 – Determinação do módulo de deformabilidade dos solos de fundação do molhe – cais oeste (Eptisa e Intecsa, 2010)

Profundidade (m)	Unidade geotécnica	N ₃₀	E (kN/cm ³)
6	Aterro	15	210
7,5		40	560
9		18	252
10,5		28	392
12	P1	33	462
13,5		26	364
15		20	280
16,5		18	252
< 16,5		50	700

Segundo o método de Schmertmann, os assentamentos obtidos para o cais oeste são de 4,32 cm mas, para tensões admissíveis de 150 e 100 kPa, estimaram os assentamentos apresentados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Assentamentos totais e diferenciais (Eptisa e Intecsa, 2010)

q _{adm} (kPa)	Assentamento total (cm)	Assentamento diferencial (cm)
200	6	3
150	4,5	2,25
100	2,9	1,45

4.2.3.2. Fundações do molhe – cais leste

Baseando-se nos dados obtidos nas sondagens S4 (2008), S5 (2008) e S6 (2008), o projectista definiu que a fundação deste cais deveria realizar-se na unidade geotécnica P1. Nos casos em que os materiais aluvionares da unidade geotécnica H surgem com espessuras de 1 e 1,5m, sondagens S4 (2008) e S5 (2008), definiram que estes deveriam ser removidos e substituídos por um aterro de características semelhantes às de um aterro estrutural. Para espessuras superiores destes materiais, como registado na sondagem S6 (2008), $\geq 6,5\text{m}$, propuseram a execução de estacas de brita como método de reforço destes solos, uma vez que a sua substituição por um aterro estrutural é considerada uma operação pouco fiável.

Relativamente à determinação da **capacidade resistente**, considerou separar a área que é influenciada pelas sondagens S4 (2008) e S5 (2008) e pela sondagem S6 (2008). Definiu uma área de influência da fundação sobre o terreno correspondente a uma sapata corrida cuja área de afectação seria igual a $4 \cdot B$, com B representando a largura da fundação em metros.

Posto isto, para a determinação da capacidade resistente da área de influência das sondagens S4 (2008) e S5 (2008) recorreu aos ensaios SPT executados na sondagem S4 (2008) (Quadro 4.9) e, através de correlações propostas na caracterização geotécnica (propostas por Schmertmann e por Stroud e Butler (1979)), obteve uma resistência não drenada dos materiais da unidade geotécnica P1 de $6 \cdot N_{30} = 156 \text{ kPa}$, e de 260 kPa para condições a curto prazo, desprezando o peso das terras ao apoiar directamente sobre o terreno. Este último valor foi minorado para 200 kPa , atendendo à heterogeneidade do terreno. De salientar que os valores de “nega” registados nas cascalheiras da unidade P2 não foram considerados.

Quadro 4.9 – Valor característico para a determinação da capacidade resistente (Eptisa e Intecsa, 2010)

Profundidade (m)	Unidade geotécnica	N_{30}
6	Aterro	15
7,5		46
9		45
10,5		30
12	P1	50
15		17
16,5		16
18		41
19,5		50
Média		34
Desvio padrão		15,06
Valor característico N_{30}		26

Relativamente à determinação da capacidade resistente dos materiais da zona de influência da sondagem S6 (2008), recorreu aos resultados dos ensaios com molinete realizados na campanha de 2008 (Quadro 4.10). Como resultado, obteve uma capacidade resistente de 30 kPa , o que se considerou insuficiente e, por esse motivo, o projectista sugeriu, no seguimento do projecto de

alteração (IPTM, IP, 2002), recorrer a fundações profundas ou ao reforço do solo com estacas de brita.

Quadro 4.10 – Resultado dos ensaios com molinete (Eptisa e Intecsa, 2010)

Sondagem	Ensaio com molinete	
	Profundidade (m)	Resistência ao corte de pico (kPa)
S1 (2008)	3,75	22,24
S3 (2008)	5,25	15,17
S5 (2008)	5,25	29,39
S6 (2008)	5,25	23,25
S6 (2008)	9,75	27,3
S6 (2008)	12,25	30,33
Média		24,6
Desvio padrão		5,64
Valor característico		20

Na determinação dos assentamentos induzidos das unidades geotécnicas P1 e P2 recorreu aos registos dos ensaios SPT e às correlações propostas na caracterização geotécnica para o cálculo dos respectivos módulos de deformabilidade (Quadro 4.11). De referir que as características geotécnicas consideradas para os primeiros 1,5m, pertencentes à zona do enrocamento de regularização da fundação, são equivalentes às de um aterro estrutural, em que $c_u > 75 \text{ kPa}$ ou $N_{30} \geq 15$.

Quadro 4.11 – Determinação do módulo de deformabilidade dos solos de fundação do molhe – cais este (Eptisa e Intecsa, 2010)

Profundidade (m)	Unidade geotécnica	N_{30}	E (kN/cm ²)
6	Aterro	15	210
7,5		46	644
9		45	630
10,5		30	420
12	P1	50	700
15		17	238
16,5		16	224
18		41	574
19,5		50	700
21	P2	50	1400
22,4		50	1400

Para uma tensão de 200 kPa aplicada sobre o terreno e uma largura de fundação de 6 m, o projectista estimou um assentamento máximo de 5 cm e um assentamento diferencial máximo de 2,5 cm. De igual forma, determinou os assentamentos para as tensões admissíveis de 150 e 100 kPa, tendo como resultado os valores apresentados no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Assentamentos totais e diferenciais do molhe – cais este (Eptisa e Intecsa, 2010)

q_{adm} (kPa)	Assentamento total (cm)	Assentamento diferencial (cm)
200	5	2,5
150	3,8	1,9
100	2,4	1,2

4.2.3.3. Estacas de brita

Como já referido anteriormente, nas zonas de fraca capacidade resistente, o projectista recomendou recorrer a fundações profundas que atravessassem a unidade mais fraca ou a uma solução de estacas de brita. Optou-se assim pelo reforço do solo com estacas de brita nas zonas onde se considerava difícil ou inviável a sua substituição. Neste contexto, propôs a instalação de estacas de brita nos locais onde se previa encontrar aluviões lodosas com 3 m de espessura sob o nível de fundação.

Recorreu ao método de Priebe (1995) de forma a projectar este reforço, considerando para o dimensionamento os seguintes pressupostos do cais, terreno e da brita:

- Cota superior do cais: + 5,5;
- Cota do terreno existente: + 3,0;
- Peso volúmico do cais vertical de betão: 20 kN/m³;
- Assentamento máximo admissível após – construção: 0,10 m;
- Assentamento total máximo admissível: 0,20 m;
- Assentamento teórico sem melhoria do terreno: 0,56 m
- Resistência não drenada dos lodos: 20 kPa;
- Espessura máxima de lodos sob a cota de fundação: 10 m;
- Diâmetro das estacas: 1 m;
- Ângulo de resistência ao corte da brita: 40°.

Os cálculos para os assentamentos e capacidade resistente das colunas, considerando $\Delta\sigma_1$ de 50 e 70 kPa, levaram às recomendações do Quadro 4.13. De salientar que a sobrecarga máxima do cais vertical sobre a fundação considerada no projecto é de 50 kPa.

Quadro 4.13 – Dimensionamento das estacas de brita (Eptisa e Intecsa, 2010)

Estacas de brita			
Diâmetro (m)	Malha	Espaçamento entre eixos (m)	A_{col}/A
1	Triangular	1,75	0,3

Concluíram ainda no projecto que, para o molhe – cais este, a área de reforço seria de 35 m de comprimento e de 40 m largura e para o cais oeste, previram duas áreas de tratamento de 50 m de comprimento por 15 m de largura.

4.3. ANÁLISE CRÍTICA E REFORMULAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO

4.3.1. Reinterpretação da caracterização geológico – geotécnica

Como foi referido atrás, ponto 4.2.1.1, foram realizadas duas campanhas de prospecção e ensaios, correspondendo a etapas na evolução do projecto. Neste ponto, a autora analisa os resultados obtidos e tenta correlacionar os mesmos com as características geotécnicas necessárias ao processo de dimensionamento de um reforço dos solos de fundação por estacas de brita.

Primeiramente, faz-se uma análise dos resultados obtidos com os ensaios de molinete e os ensaios laboratoriais, exclusivos da campanha de prospecção de 2008. Seguidamente, analisam-se os resultados dos ensaios SPT e dos PDL, executados nas duas campanhas de prospecção referidas.

Assim, no que respeita aos ensaios com molinete (Quadro 4.2), pode concluir-se que a resistência não drenada residual é em geral da ordem de 14% inferior à resistência não drenada de pico. Considerando que os ensaios foram executados em várias sondagens, não se nota um nítido aumento da resistência ao corte de pico com a profundidade, estando os valores, em geral, compreendidos entre 22 e 27 kPa, com um único valor abaixo deste intervalo, com 15 kPa, e um valor acima com 30 kPa.

Da análise dos Quadros 4.3 e 4.4 verifica-se que duas amostras são plásticas, A1-1 e A6-1, sendo as restantes não plásticas; no entanto, a amostra A5-1, não plástica, exhibe um pequeno valor de coesão efectiva, apesar de apresentar uma percentagem de fracção de argila baixa; esta amostra apresenta ainda um elevado ângulo de resistência ao corte (37°), quando comparada com as restantes amostras coesivas (da ordem dos 33°).

As amostras não coesivas apresentam ângulos de resistência ao corte da ordem de 37 a 41°.

Face aos resultados obtidos, considera-se que nenhuma das amostras indeformadas ensaiadas deverá corresponder a amostras lodosas, devendo antes pertencer ao estrato argiloso, as que apresentam coesão, ou à camada de “cascalheira” ou areias, as que são não coesivas.

A análise dos resultados dos ensaios SPT e dos PDL executados foi elaborada recorrendo ao *software Dynamic Probing*, da *Geostru* que apresenta, face aos elementos introduzidos para cada sondagem, nomeadamente tipo de equipamento, modelo, peso dos pilões, tipo de solo, as correcções correntes para os valores obtidos nos ensaios SPT.

Na análise que aqui se apresenta, optou-se por refazer o zonamento geotécnico do maciço e fazer uma análise estatística dos valores e das características geotécnicas relevantes, que se podem obter

dos SPT e dos PDL, recorrendo a diversos tipos de correlações apresentadas por diversos autores. Sem detalhar demasiado esta questão, convém relembrar que estas correlações são mais fiáveis para solos atríticos, do que para solos coesivos.

O zonamento geotécnico dos substratos de fundação foi obtido recorrendo aos resultados dos ensaios PDL e SPT realizados nas duas campanhas de prospecção geotécnica, bem como à consideração da descrição litológica das camadas atravessadas incluída no respectivo boletim de registo. Consideraram-se, assim, quatro unidades geotécnicas, designadas por UG1 a UG4, e que se podem caracterizar do seguinte modo:

- UG1 – Aterro argilo – arenoso. Esta unidade geotécnica não é, de facto, relevante no presente estudo, já que será sempre removida. No entanto, os resultados obtidos foram analisados; os valores de SPT variam entre 0 e 8 pancadas;
- UG2 – Lodo, lodo arenoso e areia lodosa. Esta unidade, apesar de ser removida parcialmente, pelo menos em algumas áreas, é, pelas suas deficientes características de resistência e elevada deformabilidade, a unidade geotécnica determinante na zona de estudo; os valores de SPT variam de 0 a 18 pancadas;
- UG3 – Areias, argila arenosa e areia argilosas. Esta unidade, subjacente à UG2, é igualmente importante no comportamento das estruturas mais rígidas, nomeadamente cais verticais, apresentando uma resistência superior à UG2, e uma menor deformabilidade; os valores de SPT variam entre 16 e 60 pancadas;
- UG4 – Cascalheira. Apresenta valores de resistências mais elevados que as restantes unidades e de deformabilidade inferior. Surge, em algumas situações, em camadas intercaladas na UG3, por vezes está subjacente a essa unidade. Os valores de SPT variam entre 42 e 60 pancadas.

A análise dos ensaios realizados, bem como das correlações que é possível estabelecer entre aqueles ensaios (SPT) e as características geotécnicas necessárias ao dimensionamento e análise das estacas de brita, foi feito, como referido, recorrendo a *software*, para cada uma das sondagens, considerando a unidade geotécnica respectiva, e as correcções a aplicar em cada caso aos resultados obtidos dos ensaios SPT. A partir dos ensaios PDL determinou-se, para cada unidade geotécnica, e para cada PDL, os valores de N_{SPT} correspondentes, utilizando as correlações descritas na página 87 e 88.

Os resultados obtidos para os N_{SPT} corrigidos, segundo correlações com os valores dos PDL, encontram-se resumidos, para cada unidade geotécnica, nos Quadros 4.14 e 4.15 encontra-se o resumo, para cada unidade geotécnica, das profundidades e valores de N_{SPT} corrigidos, obtidos das

sondagens realizadas em 2008. De notar, como era expectável, que os ensaios PDL só identificam as unidades geotécnicas UG1 a UG3, não conseguindo penetrar na cascalheira.

Quadro 4.14 – Zonamento geotécnico e respectivo N_{SPT} para os ensaios PDL1 a PDL15

Unidade geotéc.	Tipo de solo	PDL1		PDL2		PDL4		PDL5		PDL6		PDL8		PDL10		PDL12		PDL15	
		Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}
UG1	Aterro argilo - arenoso	1,7	1	1,4	1	1,1	1	1,0	0	2	0	1,0	1	0,4	1	1	1	1	1
UG2	Lodo, lodo arenoso, areia lodosa	11,7	10	9,0	12	8,0	12	7,0	12	6,7	13	6,8	8	7,7	10	5	10	6,1	9
UG3	Areia, argila arenosa, areia argilosa	13,1	23	11,1	24	8,9	25	8,1	25	7,2	27	8,1	26	8,0	33	6	26	7,4	24

Quadro 4.15 – Zonamento geotécnico e respectivo N_{SPT} de acordo realizados nas sondagens S1 (2008) a S6 (2008)

Unidade geotéc.	Tipo de solo	S1 (2008)		S3 (2008)		S4 (2008)		S5 (2008)		S6 (2008)	
		Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}
UG1	Aterro argilo - arenoso	1,5	0	1,5	0	2,8	4	2,5	7	2,5	3
UG2	Lodo, lodo arenoso, areia lodosa	7,0	8	6,5	6	7,0	4	7,0	6	12,5	3
UG3	Areia, argila arenosa, areia argilosa	17,0	27	17,5	49	18,5	38	17,0	42	17,0	34
UG4	Cascalheira	21,0	59	21	59	22,5	59	22,5	55	21,0	59

Da análise dos Quadros 4.14 e 4.15, pode-se concluir que os aterros lançados, UG1, existentes em parte da área, apresentam um SPT corrigido entre 0 e 7 pancadas; os estratos lodosos, UG2, apresentam valores entre 3 e 13 pancadas; a unidade arenosa UG3 entre 23 e 49 pancadas; a UG4 entre 55 e 59 pancadas.

Considerando, tanto os dados dos PDL, como os valores dos SPT obtidos na campanha de 2008, aplicaram-se, em função da natureza dos terrenos, coesiva ou não, para cada unidade geotécnica, as correlações apresentadas na bibliografia da especialidade, tendo em consideração, no entanto, que a validade destas correlações é significativamente menor no caso dos solos coesivos. Determinou-se, tanto para as correlações a partir dos PDL, como a partir dos SPT, as respectivas médias e desvios padrão, para cada grandeza, e para cada correlação aplicada. Estas médias e desvios padrão, não têm, estatisticamente, grande importância, atendendo a dimensão da amostra, permitindo, no entanto, ter uma ideia da validade das correlações utilizadas em cada caso.

Relativamente às correlações adoptadas para os solos coesivos e segundo o *software Dynamic Probing da Geostru*, foram as seguintes:

- Resistência não drenada: correlações de Terzaghi-Peck de 1967; de Sanglerat; de Terzaghi-Peck de 1948; de USDMSM; de Schmertmann de 1975; de Sunda de 1983; de Benassi e

Vannelli; de Fletcher de 1965; de Houston de 1960; de Shioi - Fukui de 1982; de Begemann e de De Beer;

- Módulo de deformabilidade: correlações de Schultze e de Apollonia;
- Peso volúmico: correlações de Meyerhof;
- Peso volúmico saturado: correlações de Bowles de 1982 e de Terzaghi-Peck de 1948 e 1967.

No que diz respeito aos solos atríticos, as correlações efectuadas, segundo o *software Dynamic Probing* da *Geostru*, foram as seguintes:

- Densidade relativa: correlações de Gibbs e Holtz de 1957; de Meyerhof de 1957; Schultze e Menzenbach de 1961 e de Skempton de 1986;
- Peso volúmico: correlações de Meyerhof de 1956;
- Coeficiente de Poisson: correlações da Associação Geotécnica Italiana (A.G.I.);
- Ângulo de resistência ao corte: correlações de Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof de 1956; de Meyerhof de 1956; de Sowers de 1961; de Malcev de 1964 ; de Meyerhof de 1965; de Schmertmann de 1977; de Mitchell e Katti de 1981; de Shioi-Fukuni de 1982; de Japanese National Railway; de De Mello e de Owasaki e Iwasaki.

Como foi referido, os aterros existentes, UG1, são aterros lançados, não compactados, nem seleccionados, e deverão ser removidos. Assim, considerou-se desnecessário apresentar aqui os respectivos quadros síntese.

Considerando as profundidades e os valores de N_{SPT} referidos nos Quadros 4.14 e 4.15, apresentam-se, no entanto, as correlações para as unidades geotécnicas, UG2, UG3 e UG4, nos Quadros 4.16 a 4.21.

Quadro 4.16 – Correlações da unidade UG2 – Iodos. Resistência não drenada

PDL/SPT	Resistência não drenada, c_u (kPa)										
	Terzaghi-Peck (1967)	Sanglerat	Terzaghi-Peck (1948)	U.S.D.M. S.M	Schmertmann (1975)	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965)	Houston (1960)	Shioi - Fukui (1982)	Begemann	De Beer
P1	66,19	122,58	49,03	39,23	96,20	79,24	86,79	117,68	49,03	13,63	122,58
P2	79,43	147,10	49,03	46,78	115,72	96,60	103,26	133,96	58,84	82,77	147,10
P4	79,43	147,10	49,03	46,78	115,72	103,17	103,26	133,96	58,84	96,99	147,10
P5	79,43	147,10	49,03	46,78	115,72	122,09	103,26	133,96	58,84	111,11	147,10
P6	86,00	159,36	49,03	50,50	125,53	122,39	111,40	142,29	63,74	131,90	159,36
P8	52,96	98,07	24,52	31,58	76,79	75,90	70,02	101,89	39,23	49,62	98,07
P10	66,19	122,58	49,03	39,23	96,20	87,87	86,79	117,68	49,03	68,84	122,58
P12	66,19	122,58	49,03	39,23	96,20	102,58	86,79	117,68	49,03	106,11	122,58
P15	59,62	110,32	49,03	35,40	86,49	82,47	78,45	109,74	44,13	74,73	110,32
Média	70,60	130,75	46,31	41,72	102,73	96,92	92,22	123,20	52,30	81,74	130,75
D. Padrão	10,33	19,17	7,70	5,92	15,24	16,33	12,93	12,64	7,67	33,49	19,17
S1	59,62	110,32	49,03	35,40	86,49	24,32	78,45	109,74	44,13	62,47	110,32
S3	36,77	73,55	24,52	23,83	57,37	18,34	52,96	86,49	29,42	22,65	73,55
S4	30,60	61,29	24,52	19,91	47,76	13,24	44,33	79,04	24,52	1,27	61,29
S5	42,95	85,81	24,52	27,75	67,08	20,69	61,49	94,14	34,32	31,38	85,81
S6	18,44	36,77	14,71	12,06	28,44	7,45	26,77	64,53	14,71	0,00	36,77
Média	37,68	73,55	27,46	23,79	57,43	16,81	52,80	86,79	29,42	23,55	73,55
D. Padrão	13,64	24,52	11,43	7,79	19,35	5,90	17,22	15,08	9,81	22,93	24,52

Relativamente à resistência não drenada desta unidade geotécnica (UG2), obtiveram-se, para cada correlação, valores médios diferentes entre os ensaios PDL e SPT, sendo superiores no primeiro caso apesar de apresentarem maiores desvios padrão. No entanto, considera-se que, para este tipo de solo, os resultados obtidos são de ordem de grandeza significativamente superior ao expectável para formações lodosas. De igual modo, o módulo de deformabilidade apresenta valores superiores ao admissível para este tipo de formação mas já mais próximo do expectável que no caso da resistência não drenada.

Quadro 4.17 – Correlações da unidade UG2 – lodos

Módulo de deformabilidade (MPa)	Peso volúmico (kN/m ³)		Peso volúmico saturado (kN/m ³)		
	PDL/SPT	Schultze	Apollonia	Meyerhof	Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948/1967)
P1	9,28	9,81	19,32	--	--
P2	11,53	11,77	19,81	--	--
P4	11,53	11,77	19,81	--	--
P5	11,53	11,77	19,81	--	--
P6	12,66	12,75	20,01	--	--
P8	7,02	7,85	18,63	18,73	--
P10	9,28	9,81	19,32	--	--
P12	9,28	9,81	19,32	--	--
P15	8,15	8,83	19,02	--	--
Média	10,03	10,46	19,45	18,73	--
D. Padrão	1,76	1,53	0,42	0	--
S1	8,15	8,83	19,02	--	--
S3	4,77	5,88	17,75	18,53	--
S4	3,64	4,90	17,26	18,63	--
S5	5,89	6,86	18,24	18,63	--
S6	1,38	2,94	15,98	18,24	--
Média	4,77	5,88	17,65	18,51	--
D. Padrão	2,26	1,96	1,02	0,16	--

Relativamente à resistência não drenada desta unidade UG3, obtiveram-se de igual modo, para cada correlação, valores médios diferentes entre os ensaios PDL e SPT sendo, no geral, os de SPT valores médios superiores aos dos PDL. No entanto, algumas das correlações apresentam desvio padrão elevado.

Quadro 4.18 – Correlações da unidade UG3 – areias siltsas. Resistência não drenada

PDL/SPT	Resistência não drenada, c_u (kPa)										
	Terzaghi-Peck (1967)	Sanglerat	Terzaghi-Peck (1948)	U.S.D. M.S.M	Schmertmann (1975)	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965)	Houston (1960)	Shioi - Fukui (1982)	Begem ann	De Beer
P1	152,30	281,94	98,07	86,59	223,59	124,54	188,78	232,42	112,78	209,18	281,94
P2	158,87	294,20	98,07	90,03	233,40	146,41	196,13	242,13	117,68	256,25	294,20
P4	165,54	306,46	98,07	93,46	243,20	173,38	203,39	251,93	122,58	305,67	306,46
P5	165,54	306,46	98,07	93,46	243,20	186,33	203,39	251,93	122,58	317,54	306,46
P6	178,68	330,97	98,07	100,32	262,92	207,90	217,71	272,04	132,39	365,40	330,97
P8	172,11	318,72	98,07	96,89	253,11	187,50	210,55	261,94	127,49	335,00	318,72
P10	218,39	404,52	0,00	120,13	322,15	244,48	258,90	335,00	161,81	453,46	404,52
P12	172,11	318,72	98,07	96,89	253,11	226,83	210,55	261,94	127,49	366,18	318,72
P15	158,87	294,20	98,07	90,03	233,40	182,11	196,13	242,13	117,68	310,97	294,20
Média	171,38	317,35	87,17	96,42	252,01	186,61	209,50	261,27	126,94	324,41	317,35
D. Padrão	18,29	33,91	30,82	9,27	27,28	35,09	19,35	28,47	13,57	65,57	33,91
S1	178,68	330,97	98,07	100,32	262,92	55,51	217,71	272,04	132,39	219,18	330,97
S3	330,97	612,92	0,00	171,62	490,53	99,93	361,38	537,80	245,17	569,08	612,92
S4	251,54	465,82	0,00	136,02	371,57	74,73	291,26	390,99	186,33	353,24	465,82
S5	278,02	514,85	0,00	148,28	411,19	81,89	315,77	437,97	205,94	437,77	514,85
S6	225,06	416,78	0,00	123,37	332,05	56,39	265,47	345,98	166,71	327,54	416,78
Média	252,85	468,27	19,61	135,92	373,65	73,69	290,32	396,96	187,31	381,36	468,27
D. Padrão	51,01	94,45	39,23	23,88	76,24	16,65	48,14	89,17	37,78	116,97	94,45

De igual forma, as correlações para o módulo de deformabilidade apresentam um valor de média superior para o SPT relativamente aos ensaios PDL. De um modo geral, apresentam valores da ordem do dobro para o expectável nestes tipos de formações.

Quadro 4.19 – Correlações da unidade UG3 – areias siltsosas

Módulo de deformabilidade (MPa)			Peso volúmico (kN/m ³)	
PDL/SPT	Schultze	Apollonia	Meyerhof	Peso volúmico saturado (kN/m ³) Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948/1967)
P1	23,94	22,56	20,69	21,28
P2	25,07	23,54	20,69	21,57
P4	26,19	24,52	20,79	21,77
P5	26,19	24,52	20,79	21,77
P6	28,45	26,48	20,89	22,36
P8	27,32	25,50	20,79	22,06
P10	35,22	32,36	21,77	24,22
P12	27,32	25,50	20,79	22,06
P15	25,07	23,54	20,69	21,57
Média	27,20	25,39	20,88	22,07
D. Padrão	3,12	2,71	0,32	0,82
S1	28,45	26,48	20,89	22,36
S3	54,39	49,03	24,52	24,52
S4	40,85	37,27	23,63	24,52
S5	45,37	41,19	24,52	24,52
S6	36,34	33,34	22,06	24,52
Média	41,08	37,46	23,12	24,09
D. Padrão	8,69	7,55	1,43	0,86

Quadro 4.20 – Correlações da unidade UG4 – cascalheiras

SPT (2008)	Densidade relativa (%)				Peso volúmico (kN/m ³) Meyerhof ed altri	Coeficiente de Poisson (A.G.I.)
	Gibbs e Holtz (1957)	Meyerhof (1957)	Schultze e Menzenbach (1961)	Skempton (1986)		
S1	40,97	75,69	57,41	70,33	21,48	0,28
S3	38,18	71,31	57,41	70,33	29,42	0,28
S4	37,76	70,67	57,2	70,33	21,48	0,28
S5	36,16	68,11	56,83	68,2		0,28
S6	44,23	81,05	57,41	70,33	21,48	0,28
Média	39,46	73,37	57,25	69,90		0,28
D. Padrão	2,84	4,55	0,23	0,85		0

Quadro 4.21 – Correlações da unidade UG4 – cascalheiras. Ângulo de resistência ao corte (°)

Ângulo de resistência ao corte (°)											
SPT (2008)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956)	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977)	Mitchell e Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki e Iwasaki
S1	37,71	30,71	38,5	29,06	41,1	38,6	35-38	38,72	38,25	49,77	42,39
S3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
S4	37,71	30,71	38,5	28,91	41,1	37,89	35-38	38,72	38,25	49,7	42,39
S5	37	30	37,8	28,81	40,67	37,54	32-35	37,91	37,5	49,11	41,46
S6	37,71	30,71	38,5	29,06	41,1	39,35	35-38	38,72	38,25	49,77	42,39
Média	37,5	30,5	38,3	29,0	41,0	38,3	--	38,5	38,1	49,6	42,2
D. Padrão	0,3	0,3	0,3	0,1	0,2	0,7	--	0,4	0,3	0,3	0,4

As correlações para esta formação apresentam resultados com um desvio padrão muito baixo. Este facto está de acordo com o conhecimento geral que se tem, de que os valores deste tipo de correlações para solos granulares dão resultados mais próximos dos valores reais e são, e como referido, mais fiáveis do que para solos coesivos. Assim, o valor médio dado pelas várias

correlações varia, em geral, de 37 a 42°, com excepção da correlação de Meyerhof de 1956, que dá um valor de 30°, de Malcev de 1964 que dá 29° e a correlação de De Mello que dá um valor de 49°.

No que respeita às correlações do módulo de deformabilidade com o valor de SPT para formações granulares, os dados que se obtém apresentam uma dispersão significativa, já que as correlações existentes ainda não conseguem incorporar grande parte dos factores que influenciam os valores dos ensaios SPT. Assim, apesar de não se ter aplicado nenhuma correlação para a determinação do módulo de deformabilidade da unidade UG4, pode-se considerar que o E/p_a (tensão à profundidade do ensaio) igual à $10N_{60}$ para areias normalmente consolidadas limpas a $15N_{60}$ para areias sobreconsolidadas limpas. O N_{60} é o valor de N_{SPT} corrigido para um coeficiente de energia médio de 60%.

4.3.2. Comparação dos modelos geológico – geotécnicos de projecto e actual

Como mencionado no capítulo 4.2.1.1, a investigação geotécnica englobou sondagens, ensaios de campo e de laboratório, realizadas em ambas as fases de evolução do projecto, a fim de identificar e caracterizar as diferentes camadas da fundação abaixo de um aterro superficial heterogéneo.

Para a obtenção das propriedades índice e mecânicas do solo, as amostras intactas foram submetidas a ensaios de laboratório, que incluíram ensaios triaxiais (CU), bem como os ensaios de identificação e estado natural. O zonamento geotécnico e as principais características de cada unidade geotécnica (UG) definidas pela autora e pela equipa de projecto encontram-se nos Quadros 4.22 e 4.23, respectivamente.

Comparando os quadros acima referidos, verificam-se algumas diferenças nos dados de base utilizados no projecto e pela autora. Relativamente aos valores corrigidos do N_{SPT} , determinados pela autora e pelo projectista, conclui-se que estes valores estão em concordância

Tendo em conta que não existem dados relativamente à UG1 e que esta unidade integra materiais lançados e não compactados, considerou-se para o peso volúmico o valor de $17,3 \text{ kN/m}^3$, que é inferior ao considerado pelo projectista.

Relativamente à UG2, não existem ensaios fiáveis; o projectista considerou, como se pode ver no Quadro 4.23, o valor de $19,5 \text{ kN/m}^3$; no entanto e já que estes lodos apresentam valores de SPT e PDL muito baixos, não pareceu aceitável considerar um peso volúmico tão elevado, já que para este tipo de lodos é habitual encontrar na bibliografia referências entre 15 e $17,0 \text{ kN/m}^3$. Assim, e para a unidade UG2, e apesar das correlações aplicadas terem dado valores entre $15,98$ e $20,0$

kN/m^3 , como são pouco fiáveis e com valores em geral muito elevados, optou-se por considerar o valor de $16,0 \text{ kN/m}^3$, próximo do valor mínimo obtido pelas correlações utilizadas.

Quadro 4.22 – Zonamento geotécnico e principais características do estrato de fundação adoptado nesta dissertação

Unidade geotécnica	Solo	Profundidade da camada (m)	N_{SPT}	γ_{sol} (kN/m^3)	ϕ_{sol} ($^\circ$)	c_u (kPa)	Módulo de deformabilidade E_{sol} (MPa)	Coef. de Poisson ν_{sol}
UG1	Aterro	- 0,50	3	17,3	25	2	20,0	0,33
UG2	Lodos, lodos arenosos, areias lodosas	- 10,0	5	16,0	20	1	1,0	0,40
UG3	Areias, argilas arenosas, areias argilosas	- 14,5	25	19,8	30	5	15	0,30
UG4	Cascalheira	- 18,8	60	20,5	37	0	170	0,29

Quadro 4.23 – Zonamento geotécnico e características do estrato de fundação adoptado no projecto (Eptisa e Intecsa, 2010)

Unidade geotécnica	Solo	Espessura da camada (m)	N_{SPT}	γ_{sol} (kN/m^3)	ϕ_{sol} ($^\circ$)	c_u (kPa)	Módulo de deformabilidade E_{sol} (MPa)	Coef. de Poisson ν_{sol}
Aterro	Heterogéneo	≤ 3	3 – 8	18,6	25	2	20,0	0,33
H	Aluvião	4 – 10	0 – 9	19,5	20	1	60	0,32
P1	Areias lodosas ou argilosas	4 – 11	16 – 60	19,7	33	8,5	90	0,30
P2	Cascalheira arenosa ou argilosa	≥ 3	17 – 60	21,0	35	0	210	0,29

Quanto à unidade UG3, os respectivos valores foram estimados de acordo com os ensaios de identificação e caracterização realizados, e condizem bem com o valor assumido pelo projectista. Os valores obtidos por correlações são superiores mas optou-se por considerar prioritariamente os resultados dos ensaios de laboratório.

Para unidade UG4, assumiu-se o valor de $20,5 \text{ kN/m}^3$, já que as amostras ensaiadas em laboratório, A4-2, que apresenta um valor de $20,7 \text{ kN/m}^3$, e da amostra A6-3, com o valor de $20,4 \text{ kN/m}^3$, foram recolhidas nesta unidade ou, no máximo, na transição da UG3 para a UG4. Estes valores são próximos dos resultados das correlações utilizadas.

Relativamente aos parâmetros de resistência ao corte das unidades geotécnicas consideradas, teve-se em conta os ensaios triaxiais realizados e os ensaios de resistência ao corte não drenados *in situ*, (*molinete*), estes para a camada lodosa UG2; considerando-se igualmente os resultados das correlações aplicadas, mas tendo em consideração não só as limitações em geral das correlações, face ao tipo de material, como as limitações de cada correlação.

De referir que os valores adoptados pelo projectista e pela autora apresentam diferenças pouco significativas, nomeadamente na camada arenosa (UG3) e na cascalheira (UG4), onde a autora

considera valores ligeiramente mais baixos para a UG3 e mais elevados para a UG4 do que o projectista, mas dentro da mesma ordem de grandeza. As diferenças terão a ver com interpretação dos ensaios triaxiais, tendo-se considerado um valor para o ângulo de resistência ao corte de cerca de 2° abaixo do valor mínimo do ensaio, já que os ensaios são em número muito reduzido admitindo-se, por conseguinte, uma dispersão significativa dos resultados. De qualquer modo, o valor que se admitiu para o ângulo de resistência ao corte para a UG4, 37°, está em boa concordância com os valores obtidos por correlação com os do ensaio SPT.

Relativamente ao módulo de deformabilidade, existem diferenças significativas nos valores adoptados por ambos, tendo a autora considerado valores mais baixos e o projectista sobrestimado os valores desta grandeza nas várias formações. Considerou o projectista um módulo de deformabilidade para os lodos (UG2) de 60 MPa quando, segundo a bibliografia consultada, este valor, para este tipo de formações, se situará, em geral, entre 200 kPa e 5 MPa. Comparando as correlações obtidas para os ensaios SPT e PDL que, como referido, são pouco fiáveis neste tipo de solos, obtiveram-se valores entre 2 e 12 MPa; considerando estes resultados, bem como a bibliografia, optou-se por utilizar, para a UG2 o valor de 1 MPa.

Quanto à UG3, o projectista adoptou um módulo de deformabilidade de 90 MPa, valor com o qual não se concorda. Igualmente da bibliografia consultada, concluiu-se que este tipo de formações pode apresentar, em geral, módulos de deformabilidade entre 7 MPa e, no máximo, 30 MPa. As correlações analisadas dão uma variação entre 20 e 40 MPa; admitindo a geral incorrecção das correlações, isto é, comparando os valores obtidos com os limites encontrados na bibliografia consultada, foi considerado razoável utilizar um valor de 15 MPa para a unidade UG3.

Com a mesma base, no que respeita à unidade UG4, admitiu-se neste trabalho $E_{sol} = 170$ MPa, em vez dos 210 MPa considerados pelo projectista.

Quanto ao coeficiente de Poisson, foram considerados, por ambas os estudos (Quadros 4.22 e 4.23), valores semelhantes, excepto para a unidade UG2, onde a autora optou por um valor mais elevado. No entanto, esta variável tem pouca influência nos cálculos a efectuar.

4.3.3. Redimensionamento das estacas de brita

Como já referido anteriormente, nas zonas de fraca capacidade resistente, o projectista recomendou recorrer a fundações profundas que atravessassem o estrato débil ou a uma solução de estacas de brita, tendo o IPTM optado pela última solução.

Considerou-se neste trabalho, para efeito de dimensionamento das estacas de brita, duas zonas, correspondentes aos cais verticais leste e oeste. Para o cais leste assumiu-se, para efeitos de análise,

os dados da sondagem S6 (2008), visto apresentar maior espessura de lodos, ou seja, piores características geotécnicas. Para o cais oeste, recorreu-se aos dados obtidos na sondagem S1 (2008) uma vez que, para esta zona, é a que atravessa uma maior espessura de material com piores características geotécnicas. No dimensionamento considerou-se, para os materiais interessados, os parâmetros geotécnicos expostos no Quadro 4.24, obtidos com base na análise dos ensaios *in situ* e de laboratório.

Quadro 4.24 – Parâmetros geotécnicos e principais características das camadas de fundação dos cais leste e oeste

Unidade geotécnica	Cota inferior (m)		γ_{sol} (kN/m ³)	φ_{sol} (°)	c_u (kPa)	E_{sol} (MPa)	ν_{sol}	D_{sol}
	S1 (2008)	S6 (2008)						
UG1	+ 1	- 0,5	17,3	25	2	20	0,33	--
UG2	- 4,5	- 10	16,0	20	1	1	0,33	0,8
UG3	- 14,5	- 14,5	19,8	30	5	15	0,30	10
UG4	- 18,8	- 18,8	20,5	37	0	170	0,29	20

Considerou-se, na avaliação do comportamento geotécnico da fundação do cais vertical de betão, a zona de tratamento correspondente à área em planta dos referidos cais verticais, nomeadamente, 72,5×5,0 m para o cais leste e 52,5×5,0 m para o cais oeste.

Relativamente às características dos cais verticais de betão, considerou-se uma altura de 8,5 m e uma base de 5 m de largura, com a sua cota superior à +5,5 m e cota inferior à - 3,0 m. De referir que os cais verticais assentarão numa camada de enrocamento de regularização com uma espessura mínima de 0,5 m, que foi igualmente considerada nesta análise. Contrariamente ao valor usado pelo projectista, 20 kN/m³, considerou-se para os cais de betão, um peso volúmico de 23 kN/m³ e para a camada de enrocamento, 22 kN/m³.

De forma a avaliar o comportamento geotécnico da fundação dos cais verticais de betão e poder-se comparar os resultados, recorreu-se ao método de Priebe (1995) pois, como já referido, foi o método usado no projecto. Para tal, recorreu-se ao *software StoneC 2D v.4.0.1.6 – Design of Vibro Replacement*, da *GeoLogismiki Geotechnical Software*.

Nesta análise assumiu-se, relativamente às estacas de brita, os mesmos parâmetros geotécnicos considerados pelo projectista, apresentados no Quadro 4.25. Considerou-se que estes elementos de reforço atravessam a unidade geotécnica UG2 e UG3.

Quadro 4.25 – Estacas de brita - parâmetros considerados

Estacas de brita						
c_{col} (kPa)	φ_{col} (°)	E_{col} (MPa)	ν_{col}	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	D_{col} (MPa)
0	40	35	0,32	20,50	21,50	100

Optou-se por considerar o mesmo tipo de malha utilizado no projecto, ou seja, malha triangular, diâmetro das estacas de 1m e espaçamento entre eixos de 1,75 m. De salientar que o *software*

interpreta o espaçamento entre as estacas de acordo com a Figura 4.6, o que corresponde a um afastamento entre estacas de 2,47 m.

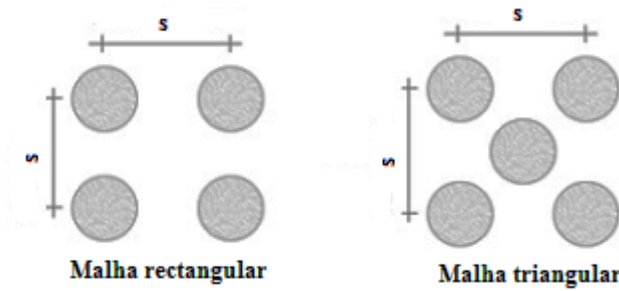


Figura 4.6 – Espaçamento entre as estacas de brita

Relativamente ao solo, consideram-se os parâmetros geotécnicos expostos no Quadro 4.24 e as camadas abaixo do cais vertical. Como a camada de aterro será completamente removida, não foi considerada nesta análise.

Analisou-se, segundo este método, os assentamentos antes e após o reforço dos dois cais verticais. Como os resultados registados para o cais oeste aparentam ser pequenos, analisou-se uma terceira situação, a da avaliação dos assentamentos sem o reforço com estacas de brita, mas com uma maior espessura da camada de enrocamento e consequente remoção total da camada UG2.

A Figura 4.7 ilustra o esquema das três situações analisadas.

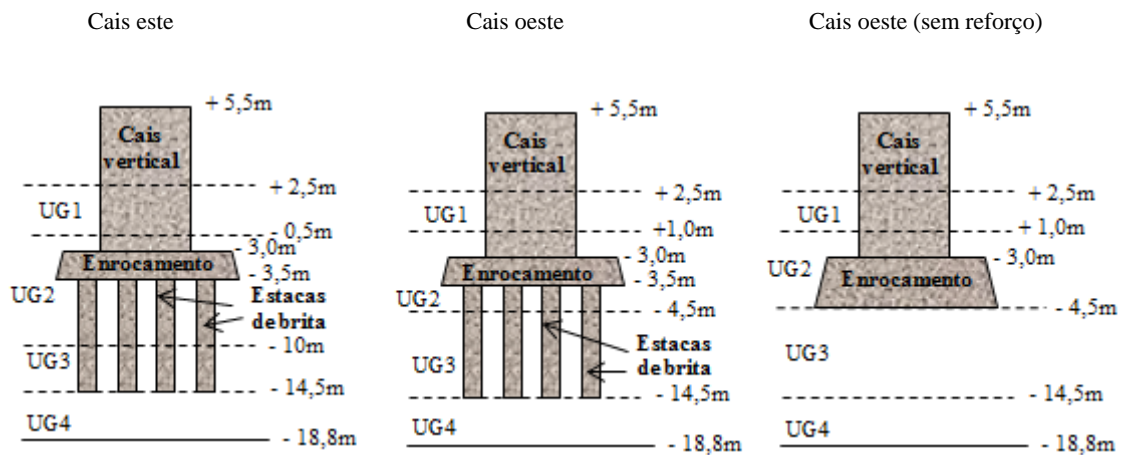


Figura 4.7 – Esquemas das situações analisadas pelo método de Priebe (1995)

Inicialmente, determinou-se o aumento de tensões verticais induzido pela presença dos cais verticais, tendo em conta as espessuras das camadas, os seus pesos volúmicos, bem como o facto de a camada lodosa ser dragada até à cota -3,5 m. Os resultados encontram-se no Quadro 4.26.

Quadro 4.26 – Variação de tensões verticais devido à presença dos cais verticais

Cais vertical	Variação de tensões verticais (kPa)
Este	$-\Delta\sigma = (-3 \times 17,3) + (-3 \times 16) + (8,5 \times 23) + (0,5 \times 22) = 106,6$
Oeste Com UG2	$-\Delta\sigma = (-1,5 \times 17,3) + (-4,5 \times 16) + (8,5 \times 23) + (0,5 \times 22) = 108,6$
Alternativa	$-\Delta\sigma = (-1,5 \times 17,3) + (-5,5 \times 16) + (8,5 \times 23) + (1,5 \times 22) = 114,6$

De referir que, neste método, os assentamentos são determinados segundo a equação:

$$s = \frac{1}{E_{sol}} \int_0^{d_s} I \times \sigma_1 \cdot d \cdot z \quad (4.8)$$

Passa-se assim a apresentar os resultados obtidos nesta análise, para cada uma das situações, tendo em consideração os seguintes parâmetros considerados no método de Priebe (1995):

- n_0 factor básico de melhoramento;
- $\Delta A/A_c$ variação do coeficiente de área devido à compressibilidade da coluna ;
- n_1 factor de melhoramento do solo devido à compressibilidade da coluna ;
- f_d factor de profundidade devido ao confinamento lateral ;
- n_2 factor de melhoramento considerando o efeito do confinamento lateral;
- $m_{1,2}$ carga proporcional na coluna para n_1 e n_2 , respectivamente;
- $\phi'_{1,2}$ ângulo de resistência ao corte do solo melhorado, para n_1 e n_2 , respectivamente;
- $c_{1,2}$ coesão efectiva do solo melhorado, para n_1 e n_2 , respectivamente.

De salientar que os parâmetros geotécnicos são introduzidos no *software* em termos de tensões totais, sendo convertidos e apresentados em termos de tensões efectivas.

4.3.3.1. Molhe – cais leste

Tendo em conta as características, previamente referidas, do solo, das estacas de brita e do presente cais, obtiveram-se os seguintes parâmetros de melhoramento de solos considerados no método de Priebe, incluídos no Quadro 4.27.

Quadro 4.27 – Parâmetros de melhoramento dos solos de fundação do cais leste, considerados no método de Priebe

UG	Prof. inf. (m)	n_0	$\Delta A/A_{col}$	n_1	m_1	ϕ'_1 (°)	c'_1 (kPa)	f_d	n_2	m_2	ϕ'_2 (°)	c'_2 (kPa)
UG2	6,5	3,22	0,04	3,19	0,69	34,60	0,31	1,43	4,54	0,78	36,30	0,22
UG3	11,0	3,27	0,52	2,83	0,65	36,74	1,77	1,31	3,69	0,73	37,53	1,35
UG4	15,3	--	--	--	--	--	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

As tensões devidas à sobrecarga do cais no centro e no extremo da sapata e os assentamentos elásticos no centro da sapata, encontram-se representados graficamente na Figura 4.8.

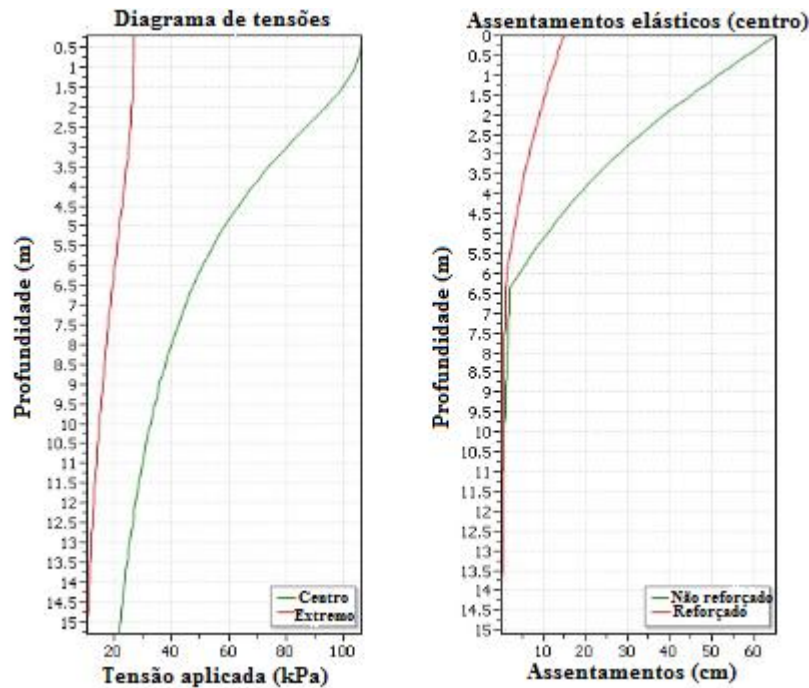


Figura 4.8 – Aumento de tensão e assentamentos elásticos na sapata, relativamente aos solos de fundação do molhe leste

No Quadro 4.28, apresentam-se os resultados obtidos com o reforço do solo, relativamente aos parâmetros geotécnicos, coesão e ângulo de resistência ao corte, ao aumento de tensões e aos assentamentos antes e após o reforço. O factor de segurança global com reforço, que é igualmente determinado pelo *software*, é também apresentado neste quadro.

Quadro 4.28 – Aumento de tensão e assentamentos nos solos de fundação do molhe – cais leste

Unidade geotécnica	Solo reforçado		Acréscimo de tensão (kPa)	Assentamento antes do reforço (cm)	Assentamento depois do reforço (cm)
	ϕ_{sol} (°)	c_{sol} (kPa)			
UG2	34,6	0,3	47,6	62,9	13,9
UG3	36,7	1,8	29,8	1,7	0,5
UG4	--	--	21,6	0,5	0,5
Assentamentos totais				65,2	14,8
Factor de segurança global				2,62	

Constata-se que houve um aumento do ângulo de resistência ao corte e uma redução da coesão dos solos da unidade UG2 e UG3. No geral, verifica-se que o aumento de tensão e os assentamentos antes e após o reforço se dão maioritariamente na unidade UG2, até à profundidade de 6,5 m.

4.3.3.2. Molhe – cais oeste

a) Com reforço

Tendo em conta as características, previamente referidas do solo, das estacas de brita e do presente cais, obtiveram-se os parâmetros de Priebe para o melhoramento de solos apresentados no Quadro 4.29.

Quadro 4.29 – Parâmetros de melhoria dos solos de fundação do cais oeste, considerados no método de Priebe

UG	Prof. inf (m)	n_0	$\Delta A/A_{col}$	n_1	m_1	φ'_1 (°)	c'_1 (kPa)	f_d	n_2	m_2	φ'_2 (°)	c'_2 (kPa)
UG2	1,0	3,25	0,04	3,21	0,69	34,65	0,31	1,05	3,36	0,70	34,91	0,30
UG3	11,0	3,30	0,52	2,84	0,65	36,76	1,76	1,30	3,71	0,73	37,54	1,35
UG4	15,3	--	--	--	--	--	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

As tensões devido à sobrecarga do cais no centro e no extremo da sapata e os assentamentos elásticos no centro da sapata antes e após o reforço, encontram-se representados graficamente na Figura 4.9.

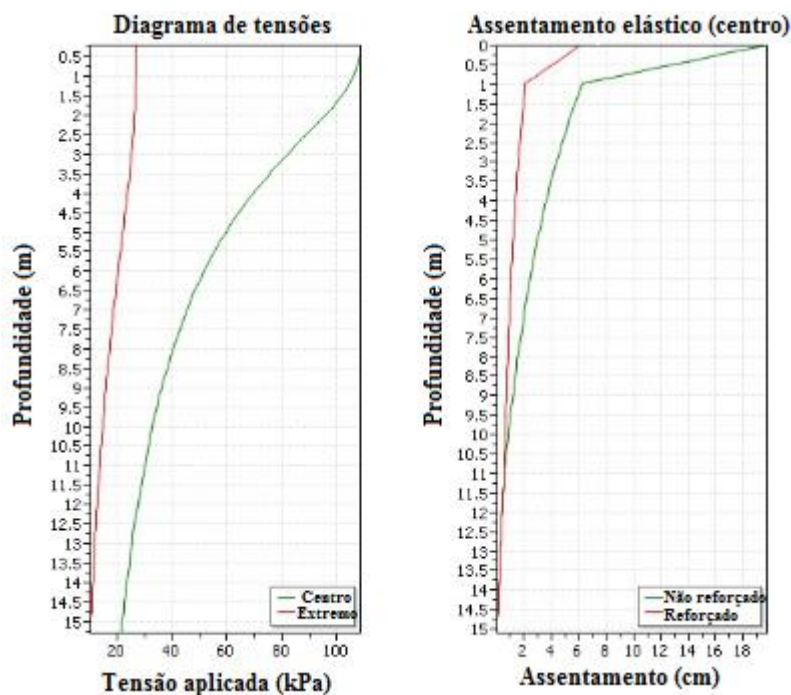


Figura 4.9 – Aumento de tensão e assentamentos elásticos na sapata, relativamente aos solos de fundação do molhe oeste

Relativamente ao aumento de tensão e assentamentos antes e após o reforço, obtiveram-se os resultados do Quadro 4.30. O factor de segurança global, que é igualmente determinado pelo *software*, é também apresentado neste quadro.

Quadro 4.30 – Aumento de tensão e assentamentos nos solos de fundação do molhe – cais oeste

Unidade geotécnica	Solo reforçado		Acréscimo de tensão (kPa)	Assentamento antes do reforço (cm)	Assentamento depois do reforço (cm)
	φ_{sol} (°)	c_{sol} (kPa)			
UG2	34,7	0,3	106,1	13,5	4,0
UG3	36,8	1,8	30,1	5,7	1,6
UG4	--	--	21,6	0,5	0,5
Assentamentos totais				19,8	6,1
Factor de segurança global				6,20	

Verifica-se, segundo esta análise, que os assentamentos antes e após o reforço dão-se maioritariamente na camada lodosa UG2 (66%), e os restantes na unidade geotécnica UG3 (26%) como seria de esperar pelas suas características geotécnicas. Constata-se também um aumento no

ângulo de resistência ao corte e uma redução na coesão das unidades UG2 e UG3. Relativamente ao factor de segurança global, pode-se dizer que o valor obtido é aceitável para este tipo de intervenção, é, no entanto, mais elevada do que habitual.

b) Sem reforço (alternativa)

Como se obtiveram valores de assentamentos muito baixos devido à reduzida espessura dos lodos (1 m) nesta zona do porto, analisou-se a possibilidade de remoção desta camada e a sua substituição por enrocamento, ou seja, a camada de enrocamento passaria a ter 1,5 m de espessura, como se pode verificar no esquema da Figura 4.7.

As tensões devido à sobrecarga do cais no centro e no extremo da sapata e os assentamentos elásticos no centro da sapata, encontram-se representados graficamente na Figura 4.10.

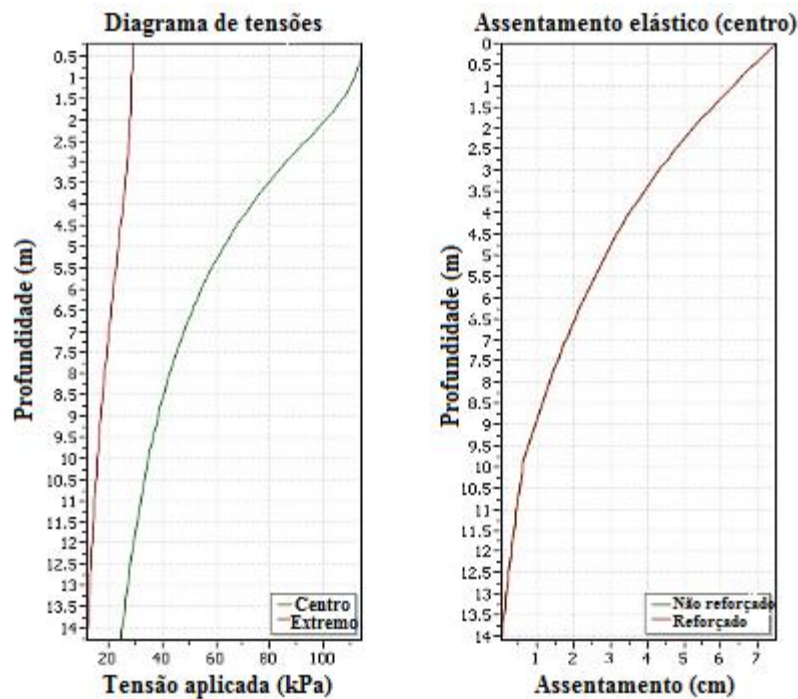


Figura 4.10 – Aumento de tensão e assentamentos elásticos na sapata, relativamente aos solos de fundação do molhe – cais oeste não reforçado

Relativamente ao aumento de tensão e assentamentos obtiveram-se, para esta solução, os resultados observados no Quadro 4.31. O factor de segurança global, que é igualmente determinado pelo *software*, é também apresentado neste quadro.

De referir que, com a remoção dos lodos e sem o reforço do solo com estacas de brita, cerca de 92% dos assentamentos se dão na unidade geotécnica UG3. Relativamente à sua estabilidade, com esta solução, verifica-se que os solos apresentam um factor de segurança global aceitável para este tipo de intervenção.

Quadro 4.31 – Aumento de tensão e assentamentos do molhe – cais oeste com fundação não reforçada

Unidade geotécnica	Acréscimo de tensão (kPa)	Assentamento antes do reforço (cm)
UG3	34,8	6,9
UG4	24,5	0,6
Assentamentos totais		7,5
Factor de segurança global		5,00

4.3.4. Análise por elementos finitos (FEM)

Neste subcapítulo, faz-se a análise tensões – deformações a duas dimensões, considerando um modelo elástico – linear e o critério de rotura de Mohr - Coulomb, relativamente a situação em estudo mais desfavorável, ou seja, do molhe – cais leste. Para tal, recorreu-se ao método dos elementos finitos, através do *software* GeoStudio, SIGMA/W. A análise que aqui se apresenta está mais detalhada do que exposta por Rocha *et al.* (2012).

Primeiramente definiram-se, de acordo com o zonamento geotécnico efectuado, as respectivas cotas e características geotécnicas de cada unidade a afectar, Quadro 4.32, o modelo de estudo para três casos, nomeadamente situação do molhe – cais sem o reforço com estacas de brita, situação do molhe – cais com o reforço apenas na sua base (5 m) e situação do molhe – cais com o reforço numa área alargada (13 m). A secção considerada para o modelo, transversal ao mesmo cais, tem 45 m e prolonga-se até à cota - 18,8 m. Foi igualmente considerado, de acordo com a flutuação do nível da maré, o nível médio da água (NMA) na cota + 2,2 m.

Quadro 4.32 – Propriedades dos materiais consideradas na análise FEM, em tensões totais

Unidades geotécnicas e materiais	E (MPa)	c (kPa)	v	ϕ (°)
UG2 – lodos	1	1	0,33	20
UG3 – areias	15	5	0,30	30
UG4 – cascalheira	170	0	0,29	37
Estacas de brita	35	0	0,32	40
Estaca de brita / solo UG2	7	1	0,32	23
Estaca de brita / solo UG3	19	5	0,30	33
Cais vertical	20 000	20 000	0,25	55

De referir que os parâmetros geotécnicos da zona reforçada com estacas de brita foram definidos por homogeneização dos dois materiais, considerando a sua relação de área ($A_{col} / A = 0,3$), obtida nos cálculos segundo o método de Priebe e considerando igualmente o método da coluna equivalente (ECM), tal como apresentado por Ng e Tan (2012).

Definiu-se, relativamente às condições de fronteira das três situações em estudo, que o deslocamento em qualquer direcção é nulo na base inferior e nos limites esquerdo e direito do

modelo. De igual modo, definiram-se as diferentes regiões de estudo, onde cada uma representa uma zona com o mesmo tipo de material, contíguo, dividida em elementos com a mesma geometria, o mesmo tipo de malha e a mesma ordem de integração.

De salientar que uma análise mais correcta, para qualquer dos casos analisados adiante, deveria idealmente consistir no seguinte:

- a) Determinação das tensões *in situ*, previamente à execução da dragagem geral;
- b) Utilizar essas tensões *in situ* como tensões iniciais, calculando a partir delas, as tensões após dragagem geral, até a cota - 3,5 m, considerando a diminuição de carga devido a essa dragagem;
- c) As tensões calculadas no ponto acima seriam utilizadas como tensões iniciais para o cálculo final, com a introdução do cais vertical e enrocamento de regularização, e do respectivo aumento de carga na sua superfície de contacto com a fundação.

No entanto, consciente embora da imprecisão cometida, decidiu simplificar-se os cálculos, considerando que as formações estariam já à cota - 3,5 m e, aplicando como solicitação não o aumento real de carga provocado pelo muro – cais vertical, mas a diferença entre este valor e o peso do solo dragado. De um modo simplista, tem-se, no caso mais importante de determinação dos assentamentos, um valor real que será ligeiramente superior ao calculado, já que com o procedimento adoptado se despreza o aumento de tensão correspondente ao fenómeno de histerese do empolamento e reconsolidação.

Com base nos modelos elaborados e com as limitações acabadas de expor, procedeu-se à análise a duas dimensões (2D) de alguns dos parâmetros considerados mais importantes no presente estudo de caso, de forma a poder comparar-se com os resultados obtidos no método de Priebe.

Passa-se então a expor cada um dos casos analisados. De salientar que, as distâncias e as cotas referidas nos resultados obtidos desta análise, são tomadas em relação aos eixos x e y, definidos para todos os modelos de estudo, como apresentado nas Figuras 4.11, 4.34 e 4.55.

4.3.4.1. Análise FEM do solo sem reforço

Neste caso, considerou-se para a elaboração do modelo de estudo, as propriedades dos materiais apresentados Quadro 4.32, a cota das camadas, o nível médio da água (NMA), as condições de fronteira já referidas e dez (10) regiões de estudo. A Figura 4.11 ilustra o modelo FEM utilizado neste caso, nomeadamente, as condições de fronteira definidas, bem como o cais vertical que, como já referido, se considerou um peso volúmico de 23 kN/m³.

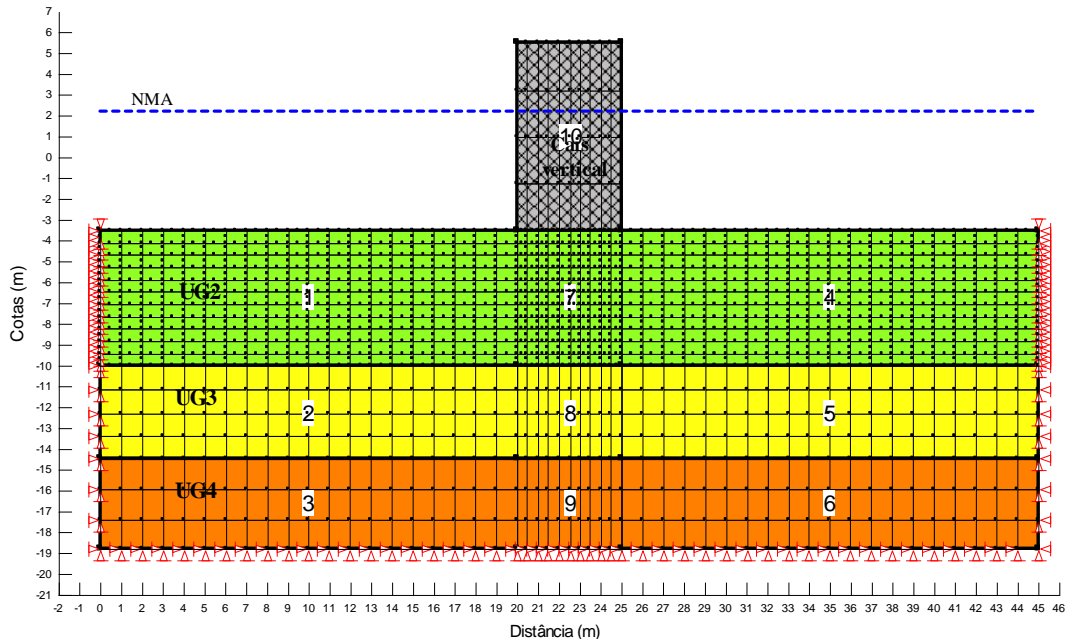


Figura 4.11 – Modelo FEM do solo sem reforço com estacas de brita

A Figura 4.12 ilustra a malha deformada do modelo, majorada oito (8) vezes, e a Figura 4.13, a evolução do deslocamento vertical com a profundidade.

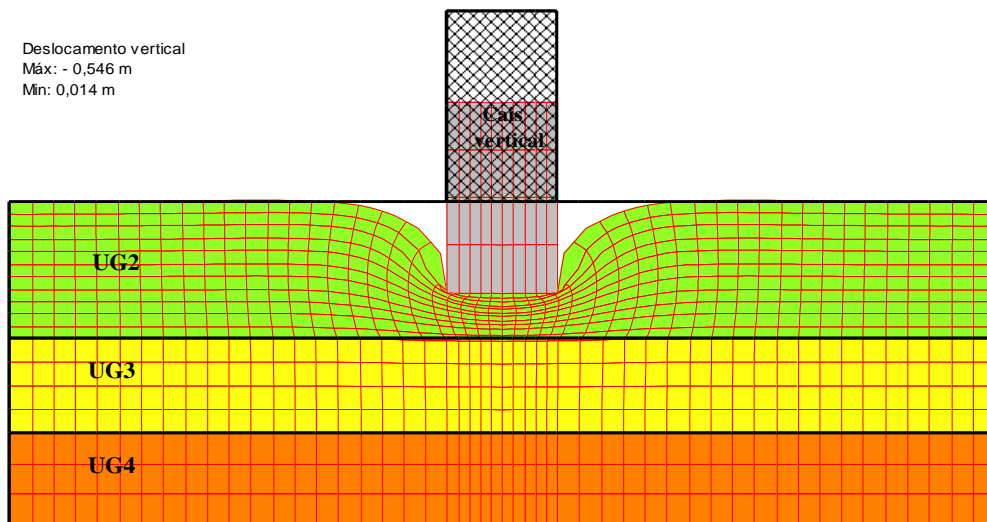


Figura 4.12 – Deslocamento vertical do solo sem reforço – malha deformada

Com o objectivo de aferir o comportamento face à rigidez do cais vertical, averiguou-se a variação do deslocamento vertical na sua base, tendo como resultado um assentamento diferencial de 0,002 cm, como ilustra o gráfico na Figura 4.13. Visto este ser um valor muito reduzido, considera-se que os assentamentos diferenciais calculados são compatíveis com a rigidez do cais vertical, representando bem o caso em análise.

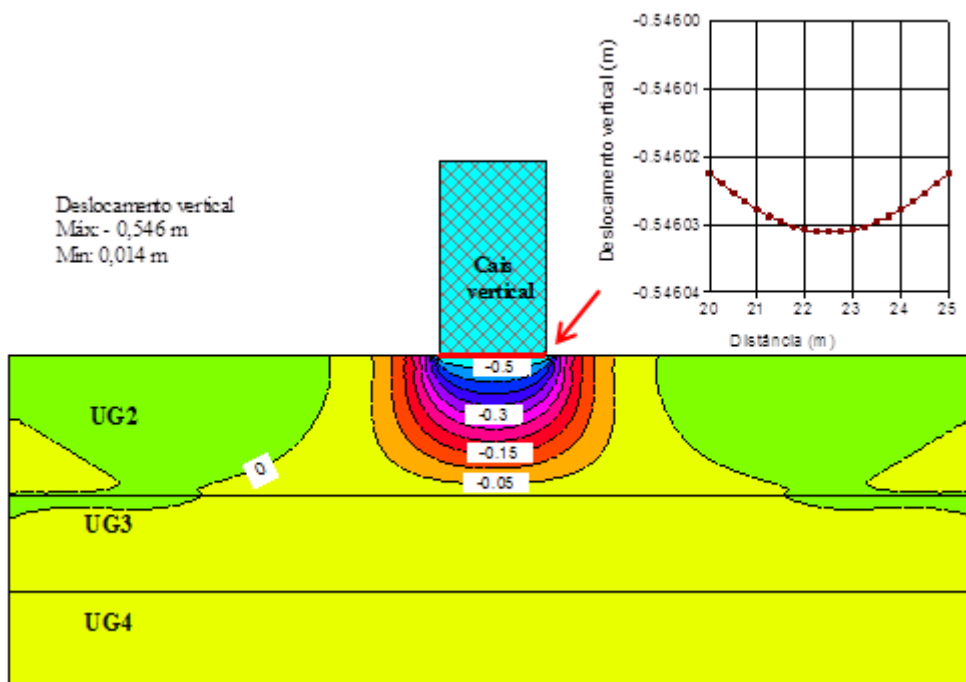


Figura 4.13 – Deslocamento vertical do solo sem reforço e na base do cais vertical

De acordo com este modelo, obtém-se um deslocamento vertical máximo de - 54,6 cm, ou seja, um assentamento máximo de 54,6 cm e um deslocamento vertical mínimo, ou seja, um empolamento de 1,4 cm. Como seria de esperar pelas suas características geotécnicas, os deslocamentos verticais são mais acentuados na unidade geotécnica UG2, visto estas serem mais desfavoráveis, comparativamente com as unidades geotécnicas UG3 e UG4, e abaixo da zona carregada pelo cais vertical. Estes resultados são compatíveis e muito similares com os obtidos pelo método de Priebe (curva sem tratamento, Figura 4.8) apesar de ligeiramente menores.

Os gráficos da Figura 4.14 mostram a evolução dos deslocamentos verticais aproximadamente a meio das camadas UG2 (cota -7m) e UG3 (cota - 12m).

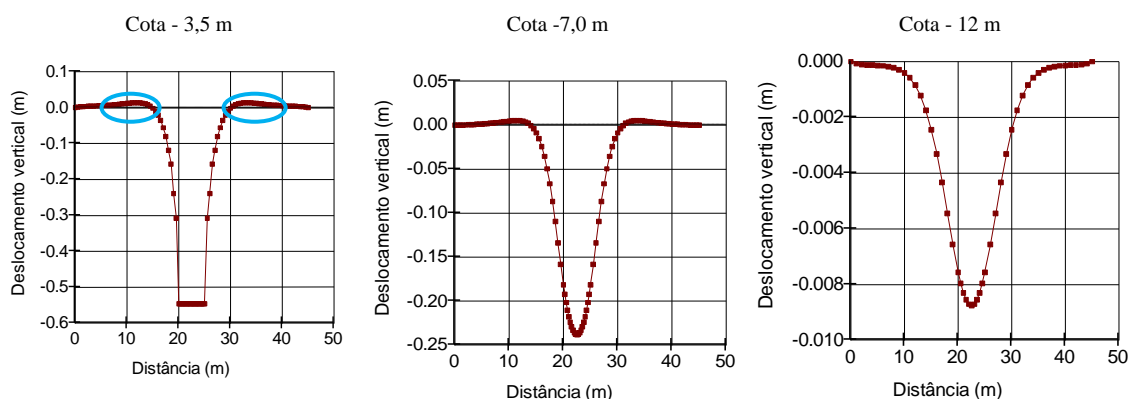


Figura 4.14 – Deslocamentos verticais do solo não reforçado, às cotas - 3,5, - 7,0 e - 12,0 m

A diferença na forma da curva exibida pelo primeiro gráfico (cota - 3,5 m), relativamente aos outros dois, deve-se à presença do cais vertical e que, pelo facto de ser uma estrutura rígida, os deslocamentos verticais no contacto deste com o solo, é uniforme, originando uma recta no seu extremo e não uma curva, como se verifica no 2º e 3º gráfico.

Salienta-se que, os deslocamentos verticais negativos correspondem aos assentamentos e os positivos, aos empolamentos, que neste caso, ocorrem nas zonas adjacentes ao cais vertical, ilustrados no primeiro gráfico à azul.

Relativamente ao deslocamento horizontal, obteve-se um valor máximo de - 10,2 cm e um valor mínimo de 10,2 cm. Como verificado na Figura 4.15, estes deslocamentos dão-se, essencialmente, na unidade geotécnica UG2, ou seja, na camada lodosa, e como seria de esperar, são maiores na interface com a área abaixo do cais vertical, como ilustra os gráficos da Figura 4.16 que comparam esses deslocamentos nas distâncias 15, 19 e 21 m. Note-se que nestes gráficos, os deslocamentos horizontais são positivos para a direita e negativos para a esquerda do mesmo. Atendendo a simetria do modelo e do carregamento, os deslocamentos horizontais positivos e negativos são simétricos.

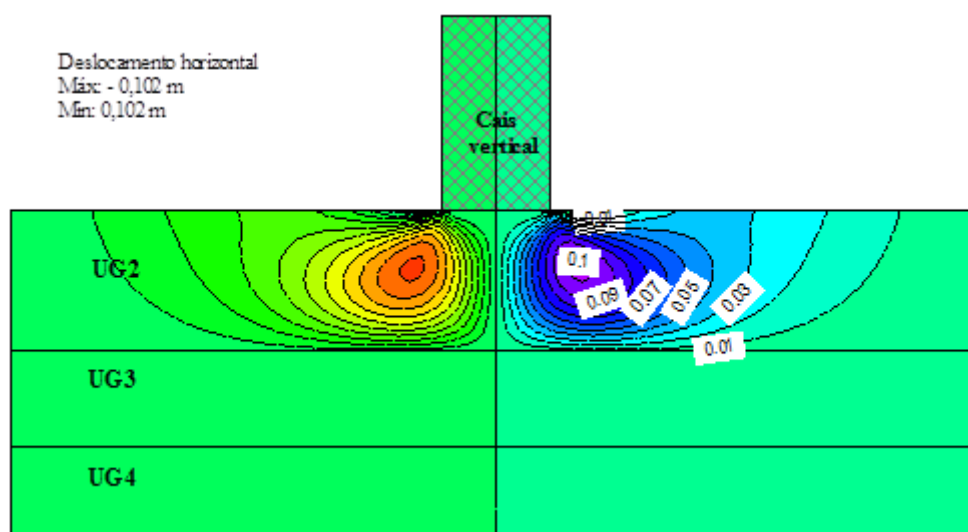


Figura 4.15 – Deslocamento horizontal do solo sem reforço

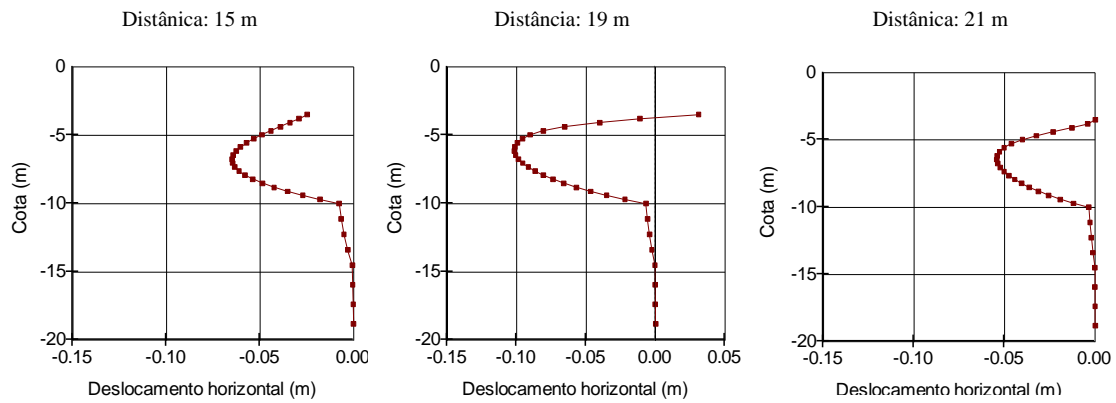


Figura 4.16 – Deslocamentos horizontais do solo não reforçado a diferentes distâncias

Quanto ao acréscimo de tensões totais verticais devido à presença do cais vertical, Figura 4.17, tem-se como valor máximo 237,9 kPa, cujas maiores concentrações verificam-se nos extremos da base do cais, decrescendo com a profundidade.

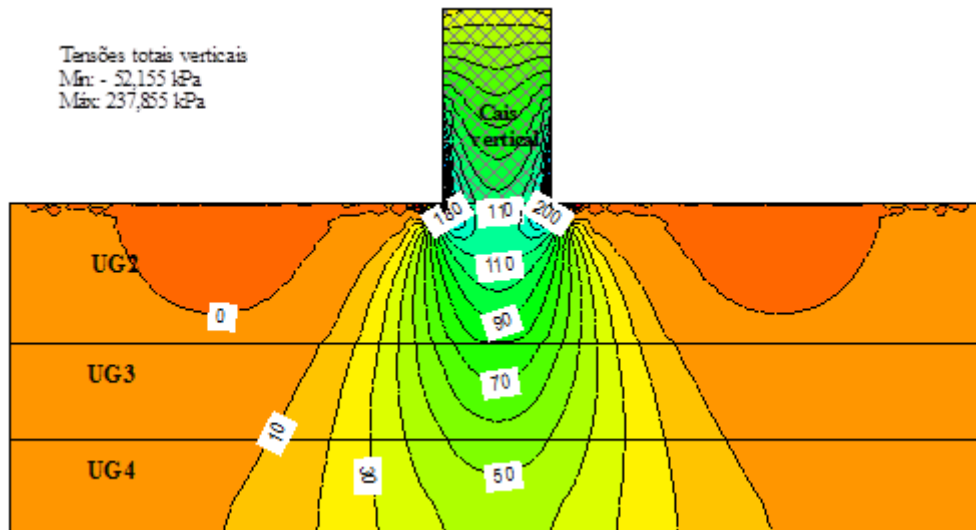


Figura 4.17 – Tensões totais verticais no solo não reforçado. Tensões positivas correspondem a compressão

Os gráficos da Figura 4.18, mostram as tensões totais verticais em secções horizontais a diferentes cotas, nomeadamente, - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m. Verifica-se de igual modo que os valores atingem o seu valor de pico junto à base do cais vertical, nomeadamente nos seus extremos, como se verifica pela forma do gráfico referente à cota - 4 m. De notar que o valor determinado é compatível com o obtido no método de Priebe, no centro da estrutura (Figura 4.8).

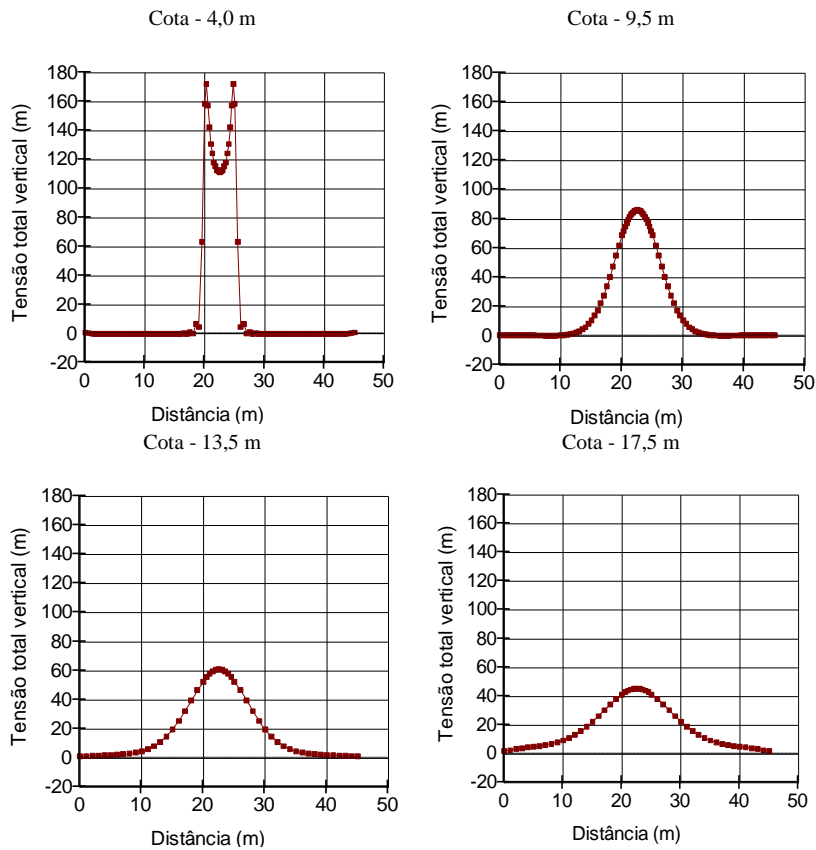


Figura 4.18 – Tensões totais verticais no solo não reforçado, à cota - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m, respectivamente

A tensão total máxima encontra-se representada na Figura 4.19, cujo valor máximo é 256,3 kPa, correspondente a área junto à base do cais, nomeadamente nos seus extremos. Este valor decresce com a profundidade e à medida que se afasta da zona central.

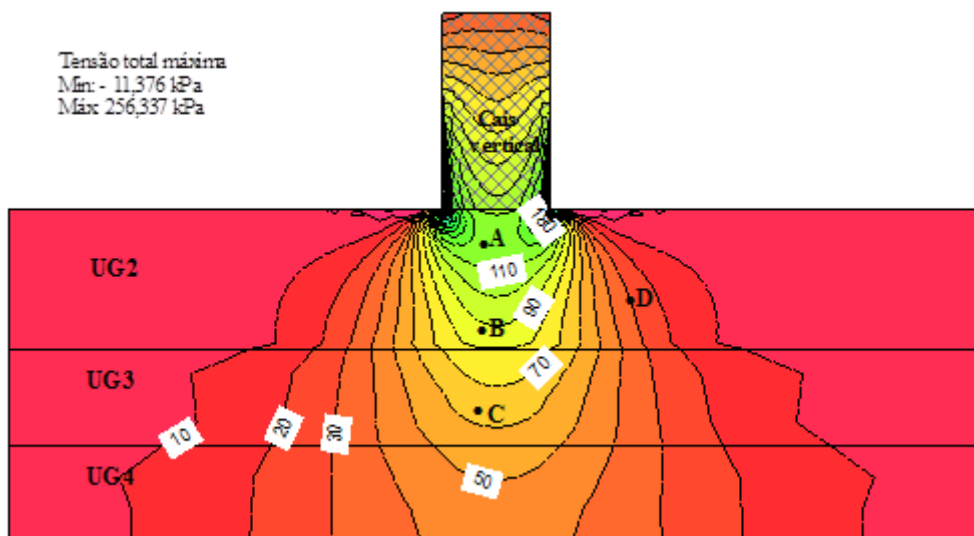


Figura 4.19 – Tensão total máxima no solo não reforçado

A Figura 4.20 mostra os círculos de Mohr dos pontos A, B, C, e D representados na Figura 4.19. Pode observar-se, tal como esperado, que as tensões principais, máxima e mínima, na vertical do

eixo do cais são respectivamente, a tensão vertical e horizontal; no ponto D, exterior a zona do cais, estas tensões fazem um ângulo com a vertical e no ponto escolhido muito próxima de 45°.

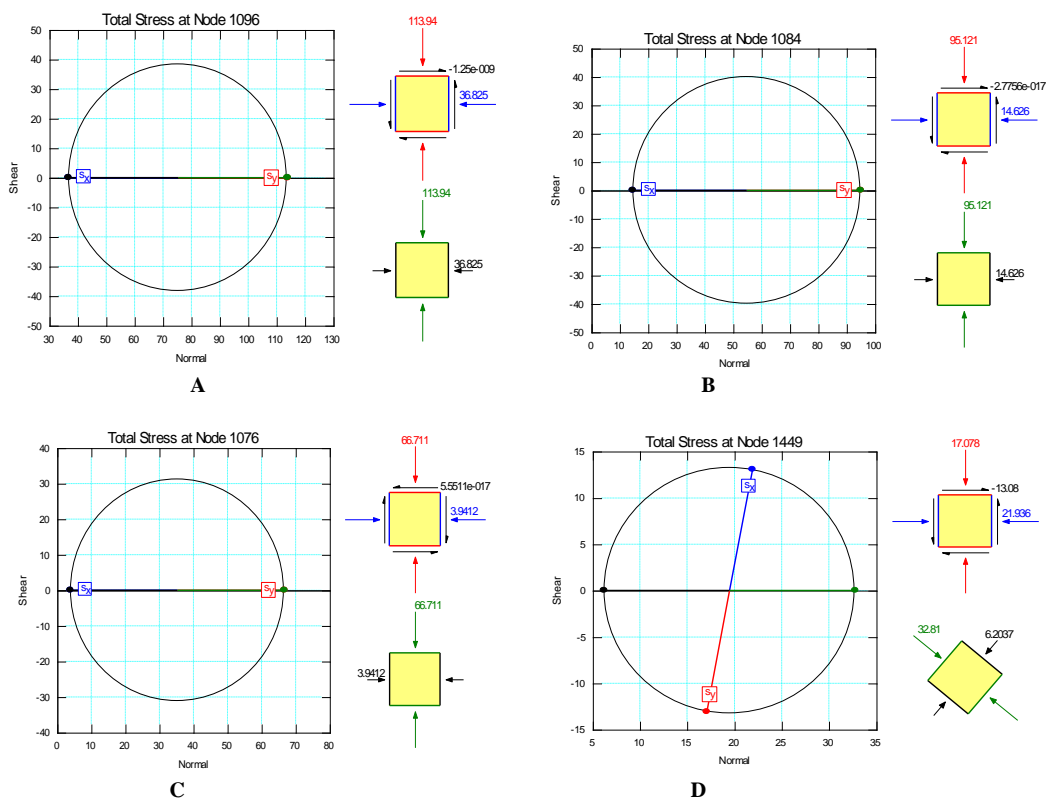


Figura 4.20 – Círculos de Mohr dos pontos A, B, C e D, localizados na Figura 4.19

Relativamente às tensões totais mínimas, o seu pico atinge o valor 93,8 kPa e o seu valor inferior decresce aos - 81,6 kPa, como verificado na Figura 4.21.

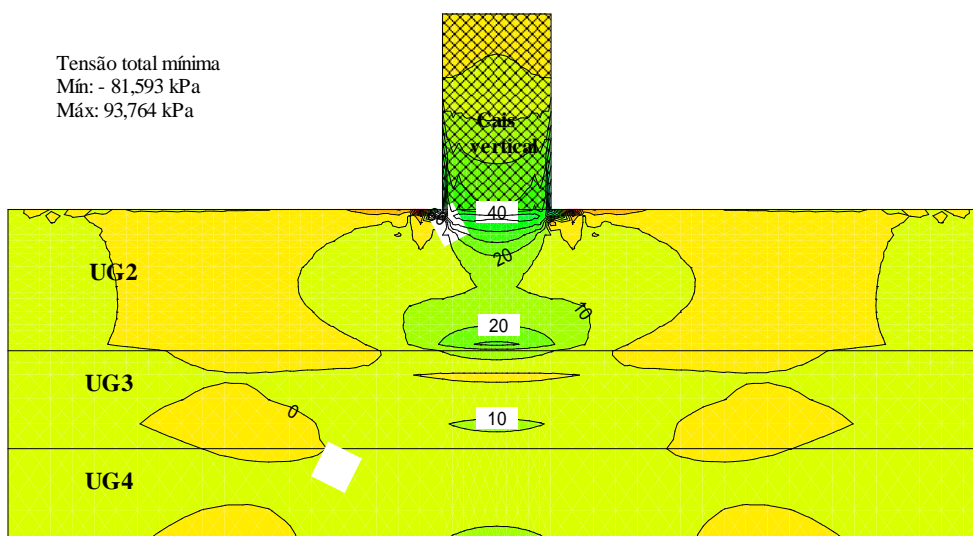


Figura 4.21 – Tensão total mínima no solo não reforçado

Relativamente à tensão de corte máxima, obtém-se valores máximos de 96,9 kPa, correspondente a região junto a base do cais vertical, decrescendo com a profundidade e à medida que se afasta lateralmente desta zona, como representado na Figura 4.22.

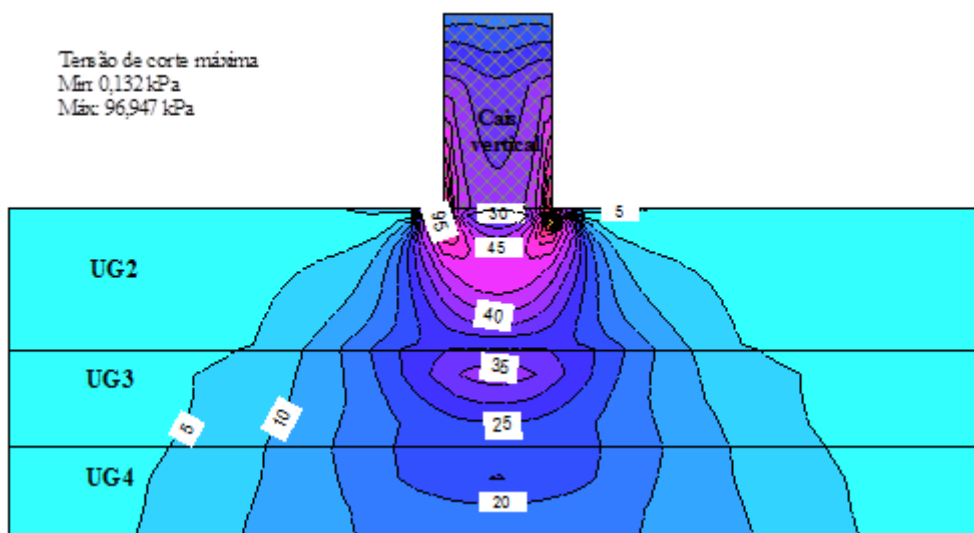


Figura 4.22 – Tensão de corte máxima no solo não reforçado

Da análise da deformação vertical, Figura 4.23, verifica-se valores máximos de 15,6 cm, correspondente a zona imediatamente abaixo da base do cais vertical, decrescendo assim em profundidade, Figura 4.24, e à medida que se afasta dessa região, Figura 4.25.

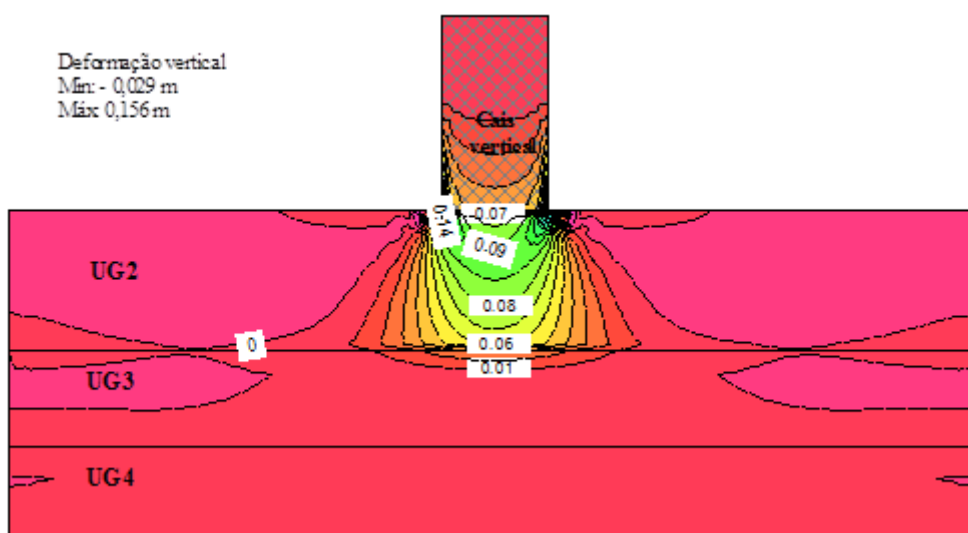


Figura 4.23 – Deformação vertical no solo não reforçado

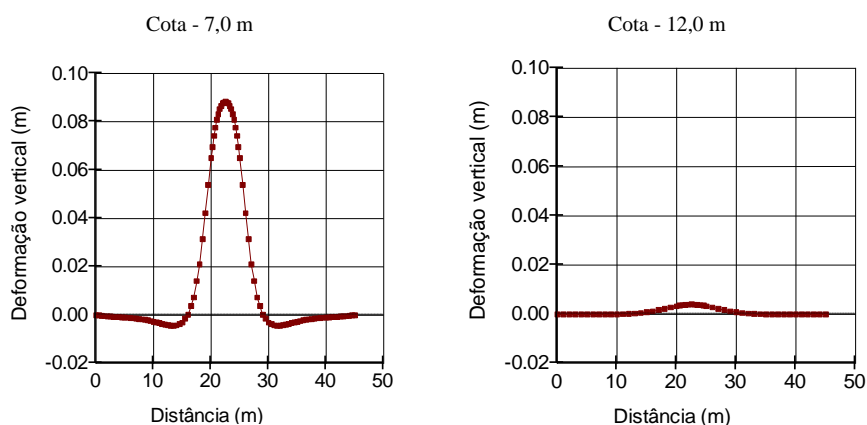


Figura 4.24 – Deformações verticais no solo não reforçado às cotas - 7,0 e - 12,0 m

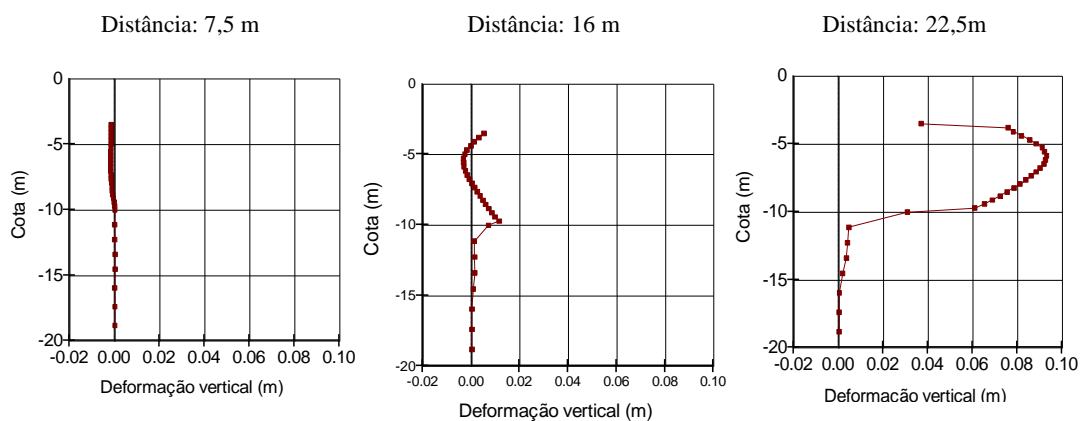


Figura 4.25 – Deformações verticais no solo não reforçado às distâncias de 7,5, 16,0 e 22,5 m

A evolução da deformação horizontal encontra-se ilustrada na Figura 4.26, com valores máximos de 4,1 cm. Analisando a região abaixo do cais vertical, verifica-se que os maiores deslocamentos horizontais ocorrem na unidade geotécnica UG2, como seria de esperar, visto apresentarem fracas características geotécnicas.

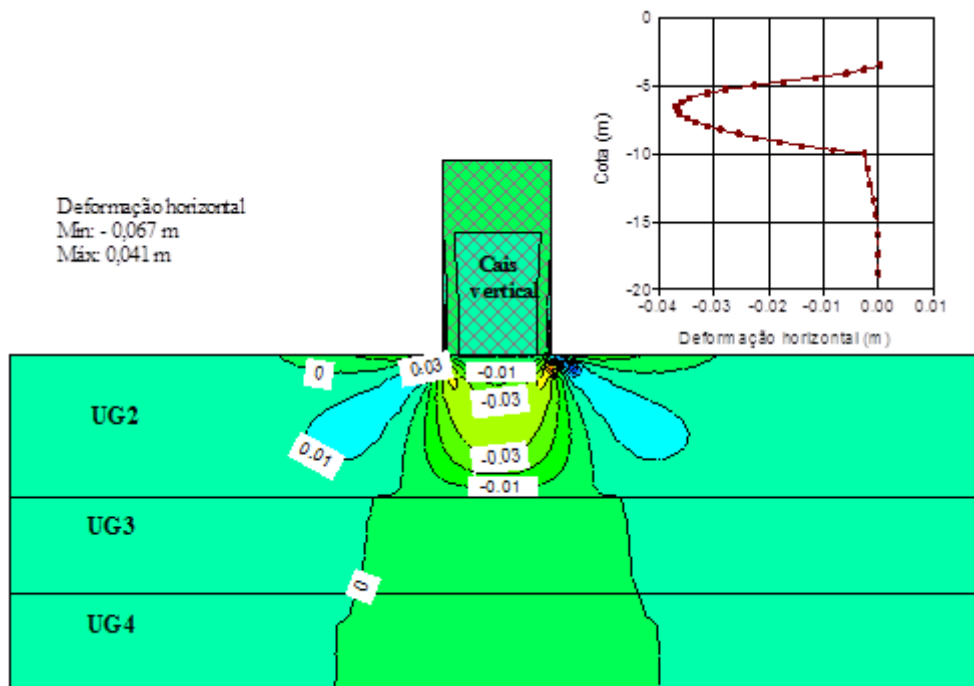


Figura 4.26 – Deformação horizontal no solo não reforçado

As Figuras 4.27 e 4.28 são relativas às deformações segundo a direcção principal máximas e mínimas. Os seus valores máximos são de 18,8 e 0,2 cm, respectivamente, e mínimos de - 0,1 e - 9,2 cm. Como mostram os gráficos da Figura 4.29, ao longo da profundidade das camadas e na zona central do cais, a unidade lodosa UG2 é a que sofre maiores deformações.

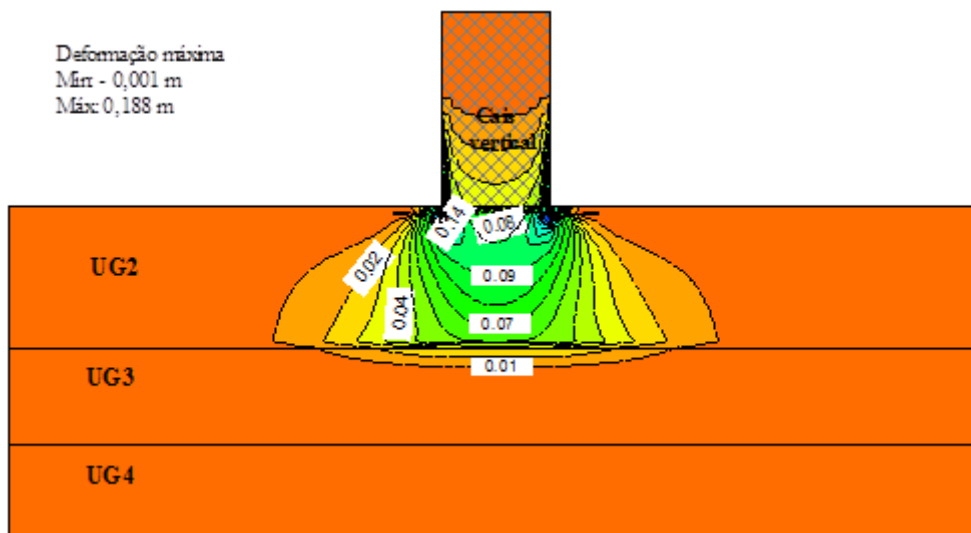


Figura 4.27 – Deformação máxima no solo não reforçado

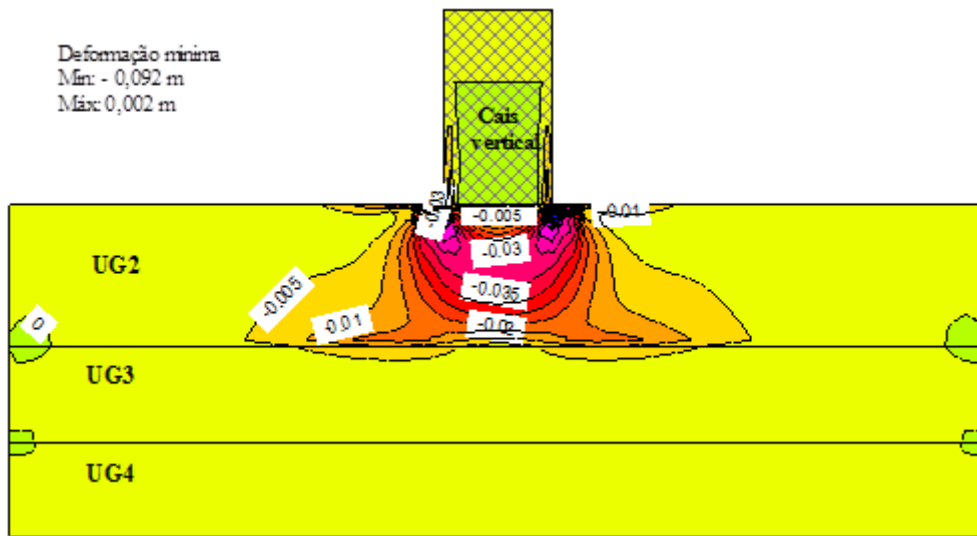


Figura 4.28 – Deformação mínima no solo não reforçado

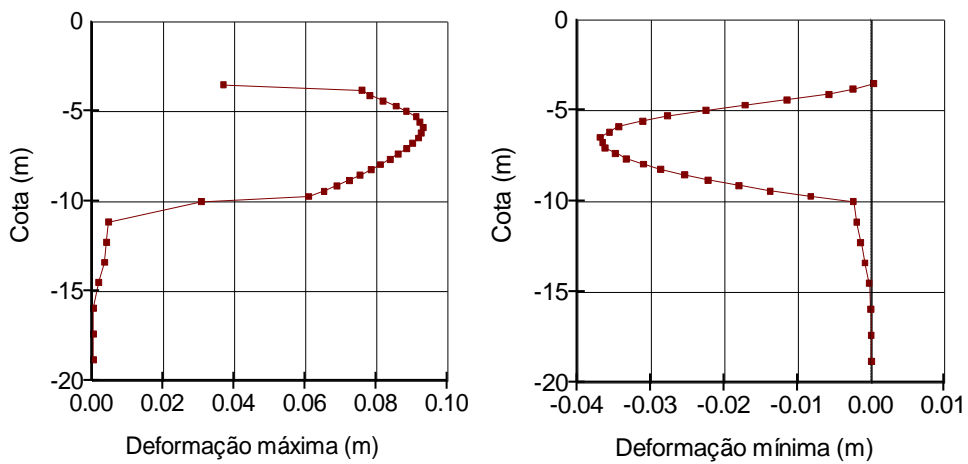


Figura 4.29 – Deformações máximas e mínimas abaixo do cais vertical do solo não reforçado

Quanto à deformação de corte, seu valor máximo alcança 0,163, correspondente ao extremo da base do cais vertical, como ilustra a Figura 4.30.

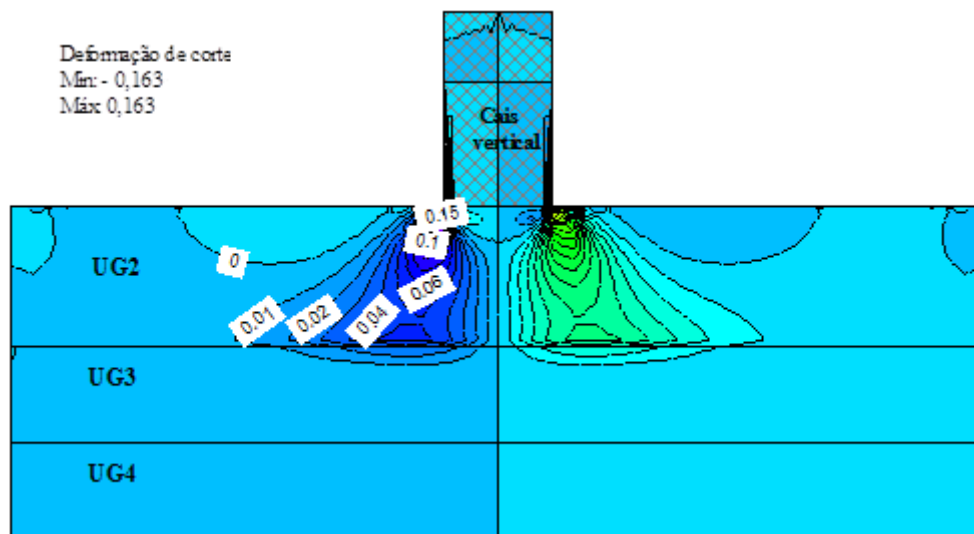


Figura 4.30 – Deformação de corte no solo não reforçado

Relativamente à deformação de corte segundo a direcção principal máxima, o seu valor varia entre $1,360 \times 10^{-6}$ e 0,258, como representado na Figura 4.31.

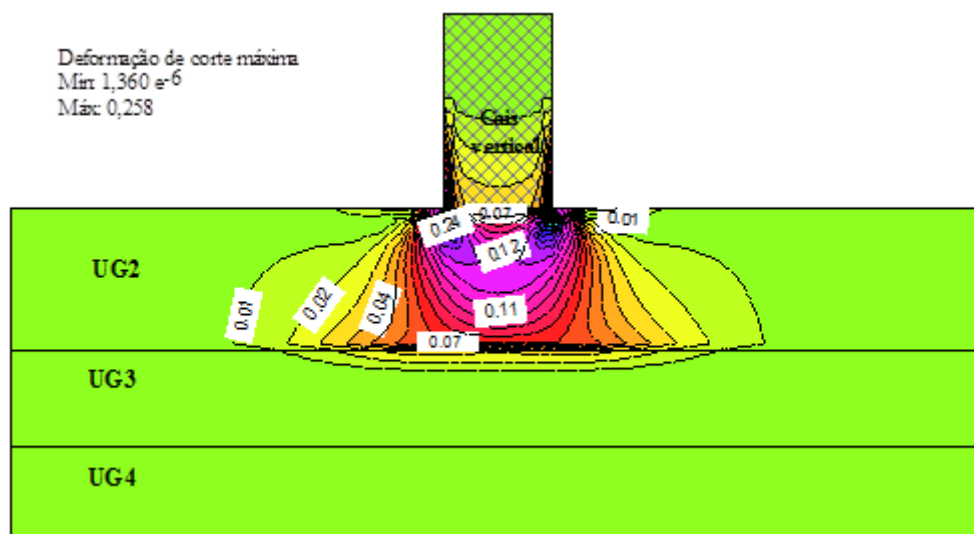


Figura 4.31– Deformação de corte máxima no solo não reforçado

Os gráficos seguintes, Figuras 4.32 e 4.33, mostram a evolução da deformação de corte máxima ao longo da distância e ao longo da profundidade, respectivamente. De acordo com os gráficos, as deformações de corte máxima ocorrem na UG2, imediatamente abaixo do cais vertical, junto ao seu extremo.

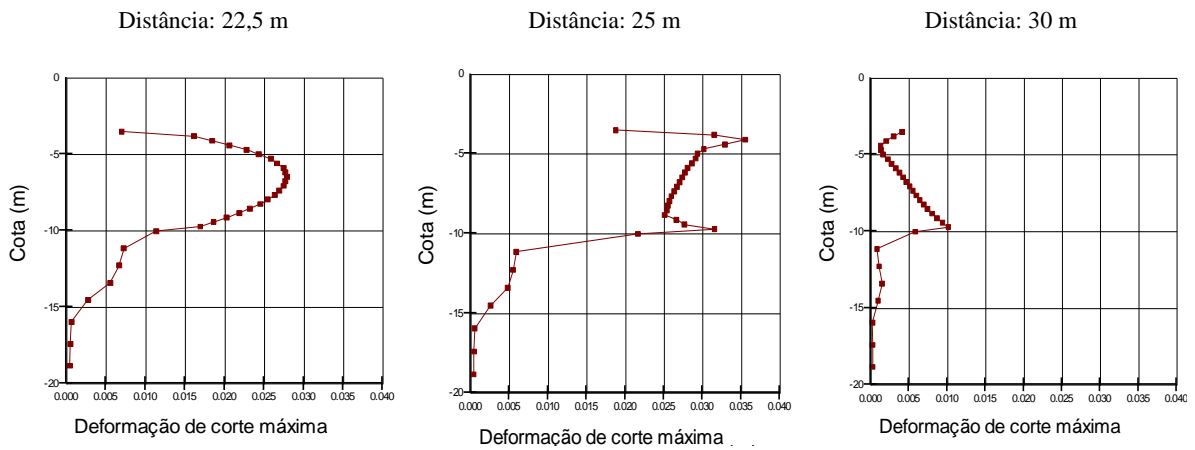


Figura 4.32 – Deformação de corte máxima à diferentes distâncias no solo não reforçado

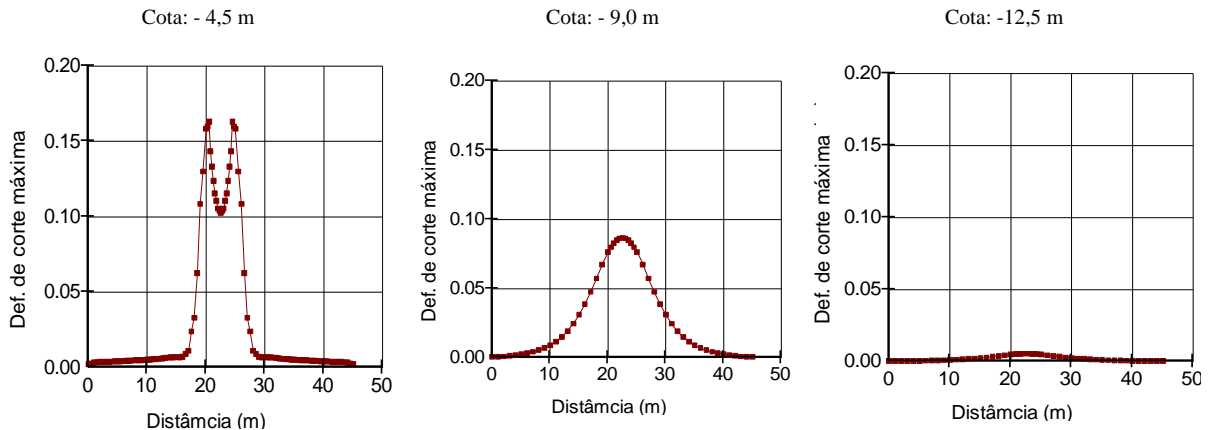


Figura 4.33 – Deformação de corte máxima no solo não reforçado a diferentes profundidades

4.3.4.2. Análise FEM do solo reforçado com estacas de brita sob o cais

Neste caso, considerou-se para a elaboração do modelo de estudo, as propriedades dos materiais apresentados Quadro 4.32, bem como a cota das camadas, o nível médio da água e as condições de fronteira já referidas, para dez (10) regiões de estudo. A Figura 4.34 ilustra o modelo FEM utilizado neste caso.

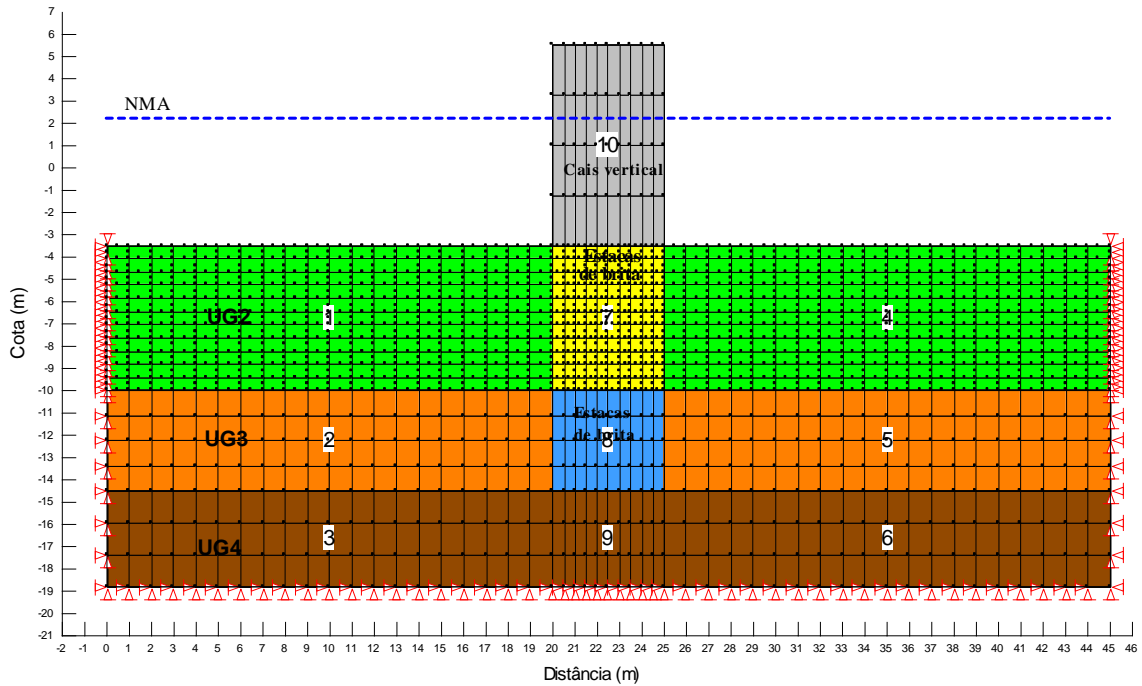


Figura 4.34 – Modelo FEM do solo reforçado com estacas de brita apenas sob a base do cais

De acordo com este modelo, obtém-se um deslocamento vertical máximo de - 13,6 cm, ou seja, assentamentos de 13,6 cm e um deslocamento vertical mínimo ou empolamentos de 0,4 cm. A Figura 4.35 ilustra a malha deformada do modelo, majorada oito (8) vezes, e a Figura 4.35 a evolução do deslocamento vertical com a profundidade.

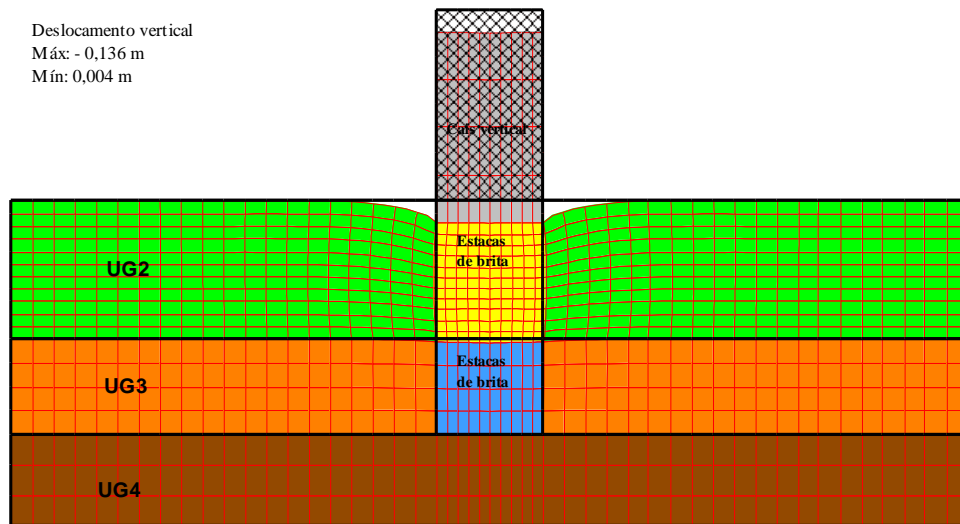


Figura 4.35 – Deslocamento vertical do solo reforçado sob a base do cais – malha deformada

Com o objectivo de aferir o comportamento face à rigidez do cais vertical, averiguou-se de igual modo, a variação do deslocamento vertical na sua base, tendo como resultado um assentamento diferencial de aproximadamente 10 μm , como ilustra o gráfico na Figura 4.36. Visto este ser um

valor muito reduzido, considera-se que os assentamentos diferenciais calculados são compatíveis com a rigidez do cais vertical, representando bem o caso em análise.

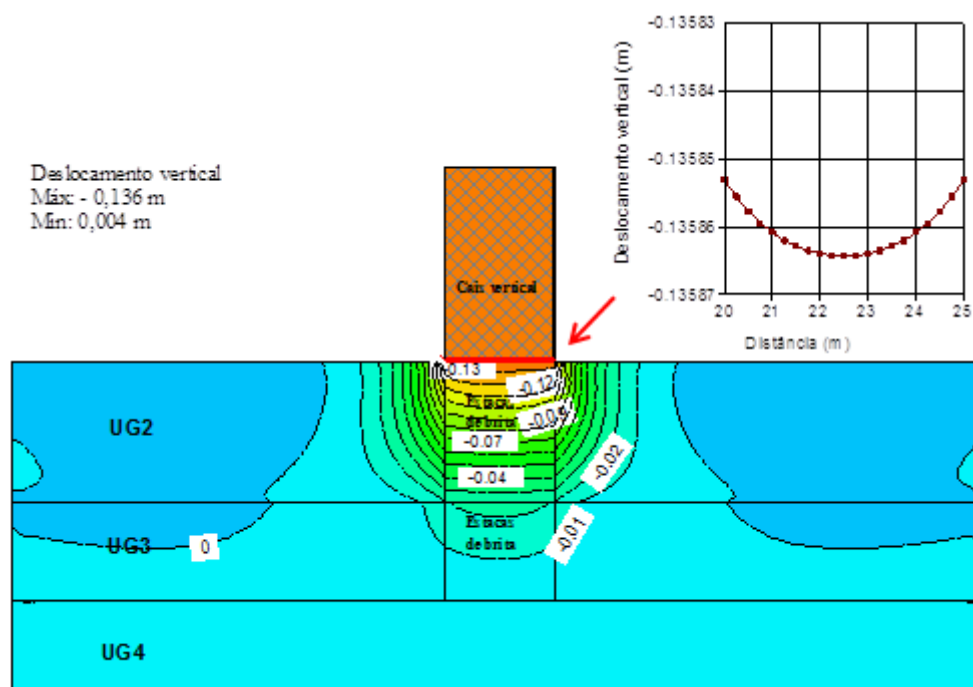


Figura 4.36 – Deslocamento vertical no solo reforçado apenas sob a base do cais

De salientar que os deslocamentos verticais são mais acentuados na unidade geotécnica UG2 visto ter características geotécnicas mais desfavoráveis, comparativamente com a UG3 e UG4. Os gráficos da Figura 4.37, mostram a evolução dos deslocamentos verticais aproximadamente a meio das camadas UG2 (cota -7m) e UG3 (cota -12m), demonstrando assim tal diferença. Também nesta situação, os resultados obtidos são compatíveis com o método de Priebe (Figura 4.8)

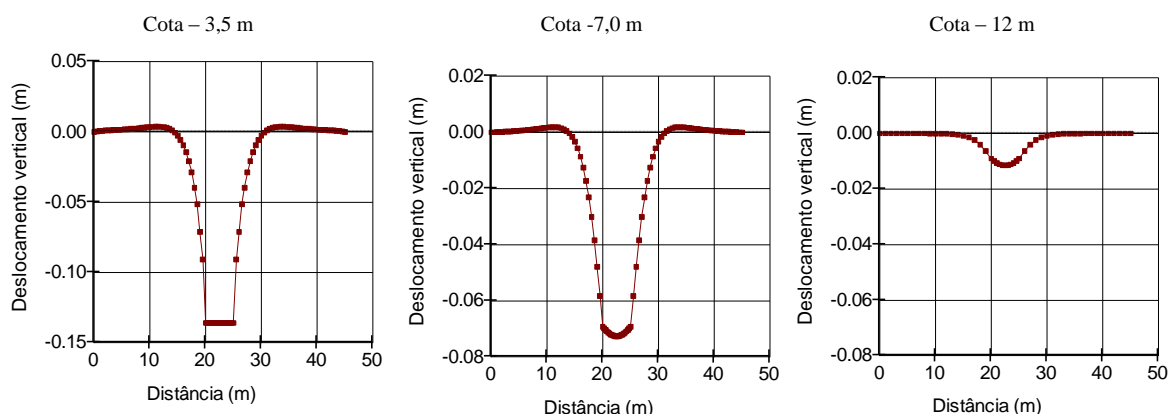


Figura 4.37 – Deslocamentos verticais do solo reforçado sob o cais, às cotas - 3,5, - 7,0 e - 12,0 m

Relativamente ao deslocamento horizontal, obteve-se um valor máximo de - 2,5 cm e um valor mínimo de 2,5 cm. Como verificado na Figura 4.38, estes deslocamentos verificam-se na unidade

geotécnica UG2 e UG3, sendo maiores na camada lodosa e na interface da zona reforçada e não reforçada, como ilustram os gráficos da Figura 4.39.

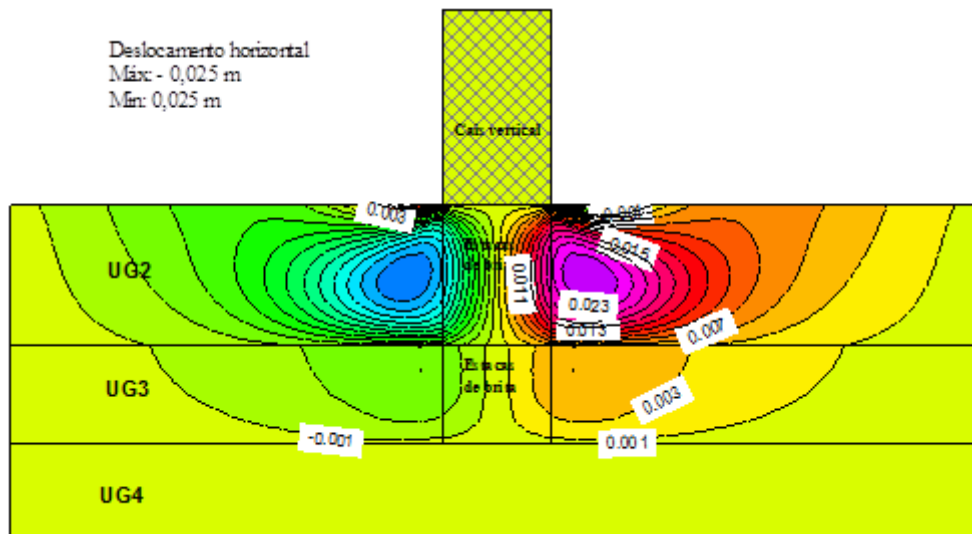


Figura 4.38 – Deslocamento horizontal do solo reforçado só na base do cais

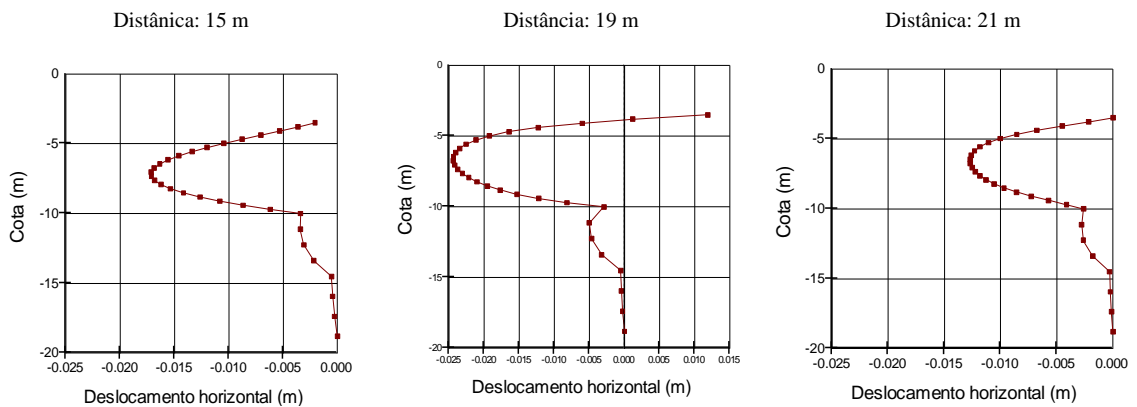


Figura 4.39 – Deslocamento horizontal do solo reforçado sob a base do cais e a diferentes profundidades

Quanto ao acréscimo de tensão total vertical devido à presença do cais vertical, Figura 4.40, tem-se como valor máximo 193,6 kPa.

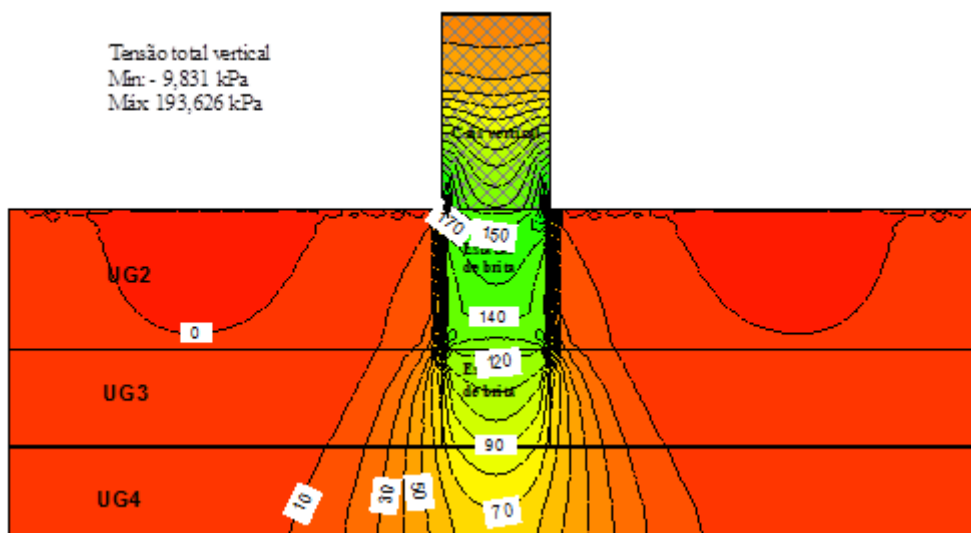


Figura 4.40 – Tensão total vertical do solo reforçado sob a base do cais

Estes valores, devido ao atrito mobilizado na interface entre os dois materiais, atingem o seu pico junto à base do cais vertical e dos seus extremos, como ilustram os gráficos da Figura 4.41 ao comparar as tensões totais verticais em secções horizontais a diferentes cotas, nomeadamente, - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m.

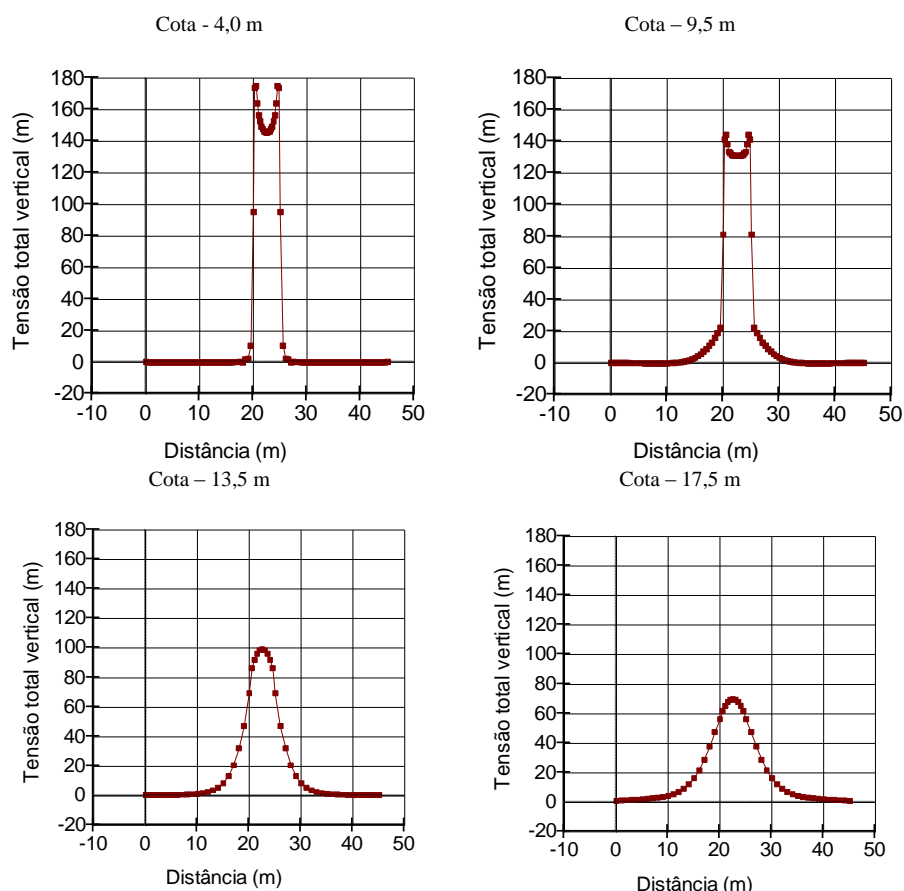


Figura 4.41 – Tensões totais verticais às cotas - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m

A tensão total máxima encontra-se na Figura 4.42, cujo valor máximo é de 196,1 kPa. Este valor decresce com a profundidade e à medida que se afasta da zona reforçada.

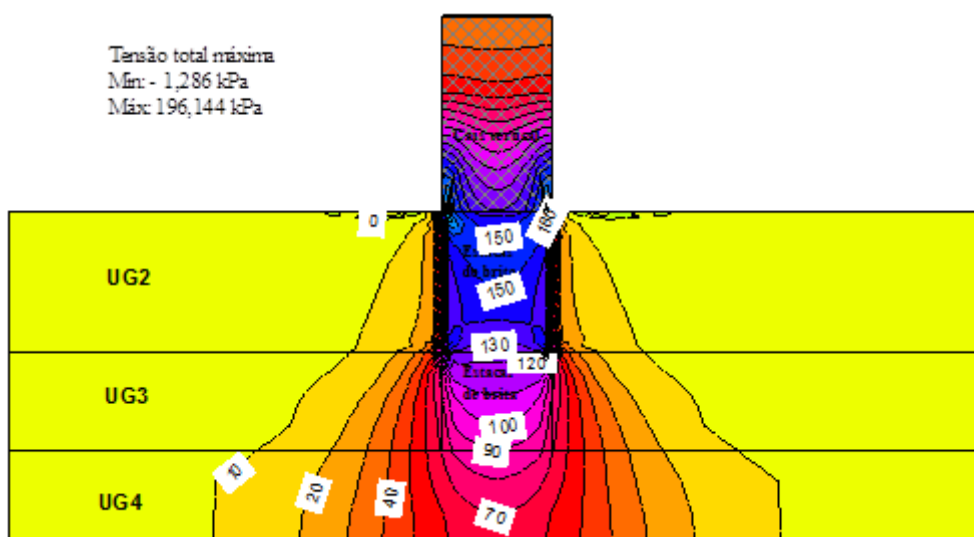


Figura 4.42 – Tensão total máxima no solo reforçado sob a base do cais

Relativamente à tensão de corte máxima, obtém-se valores máximos de 80,9 kPa, correspondente à zona junto à base do cais vertical, na interface entre o solo reforçado e não reforçado, decrescendo com a profundidade e à medida que se afasta dessa região, como representado na Figura 4.43.

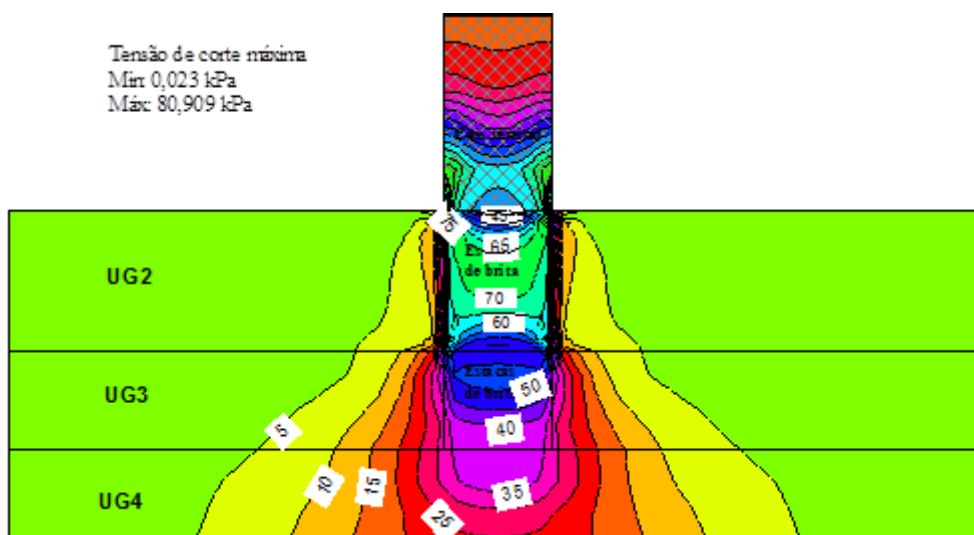


Figura 4.43 – Tensão de corte máxima no solo reforçado sob a base do cais

Da análise da deformação vertical, representada na Figura 4.44, verificam-se valores máximos de 2,1 cm, correspondente à zona sob a base do cais vertical, decrescendo assim em profundidade,

como ilustram os gráficos da Figura 4.45 e à medida que se afasta dessa região, como ilustram os gráficos da Figura 4.46.

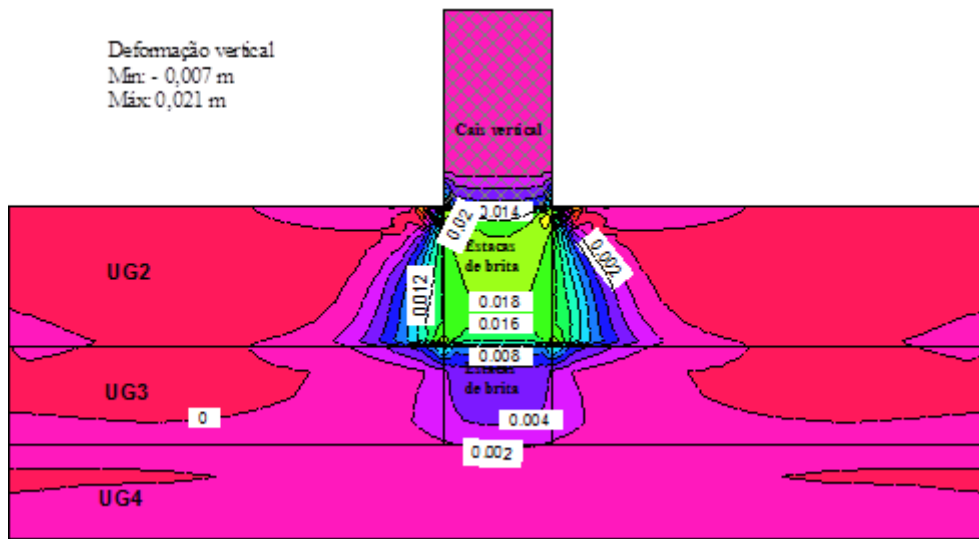


Figura 4.44 – Deformação vertical no solo reforçado sob a base do cais vertical

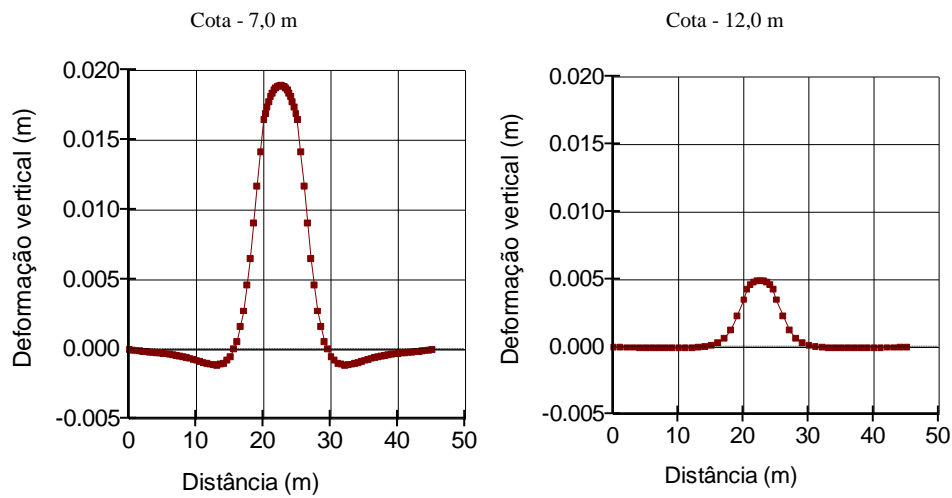


Figura 4.45 – Deformações verticais do solo reforçado na base do cais vertical, às cotas - 7,0 e - 12,0 m

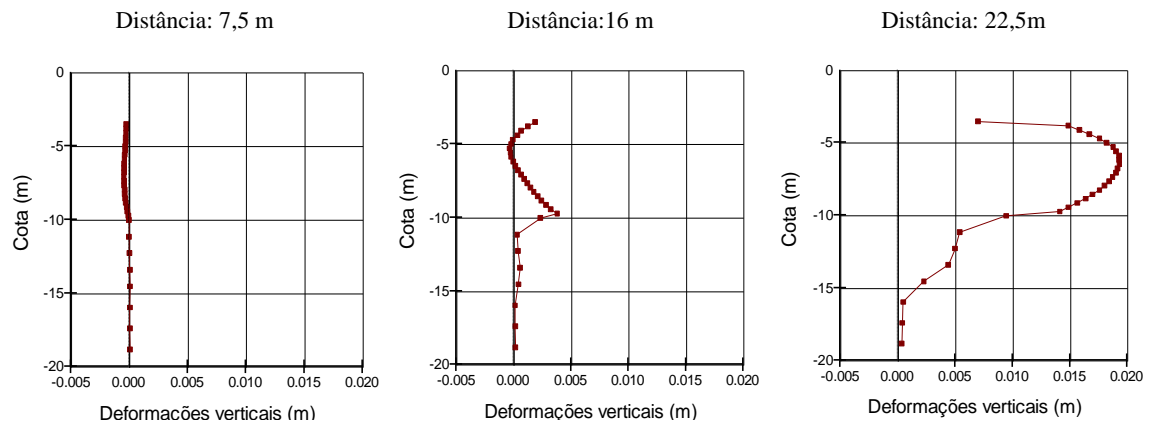


Figura 4.46 – Deformações verticais do solo reforçado sob a base do cais vertical, às distâncias de 7,5, 16,0 e 22,5 m

A evolução da deformação horizontal encontra-se ilustrada na Figura 4.47. Os seus valores máximos são de 1,2 cm e dão-se na região abaixo do cais vertical, na unidade geotécnica UG2, devido ao reforço do solo com estacas de brita.

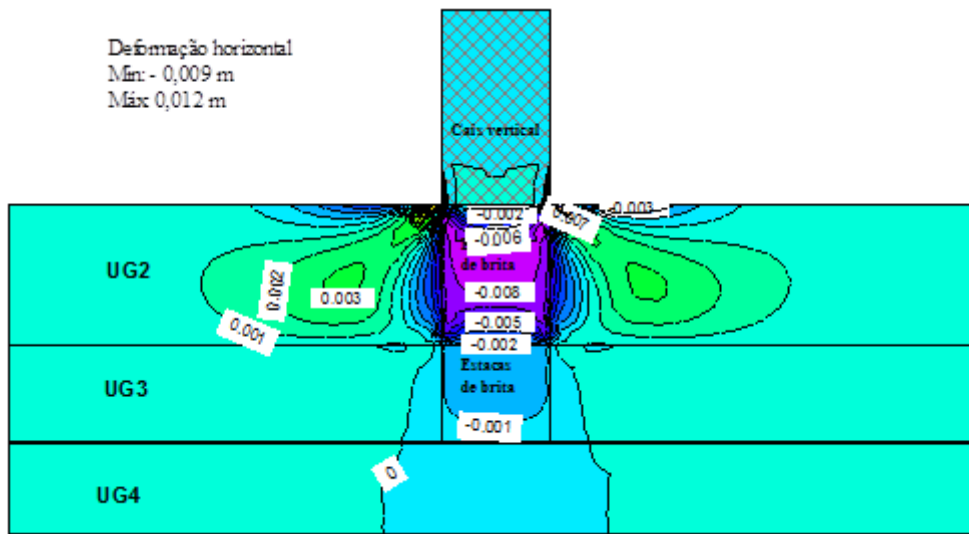


Figura 4.47 – Deformação horizontal no solo reforçado na base do cais

A Figura 4.48 é relativa à deformação máxima, cujo valor atinge os 2,6 cm. Pode observar-se que as maiores deformações dão-se na unidade geotécnica UG2, notando-se uma nítida diminuição na passagem desta para a UG3 e da UG3 para a UG4, onde praticamente não ocorrem deformações.

Figura 4.49 ilustra a deformação mínima, onde o seu valor máximo é 0,2 cm. Tal como no caso anterior, o seu valor varia ao longo da profundidade das camadas, sendo a unidade UG2 e a zona central do cais, o local onde verificam as maiores deformações.

Os gráficos da Figura 4.50 mostram as deformações máximas e mínimas ao longo da profundidade, abaixo do cais vertical, no seu eixo.

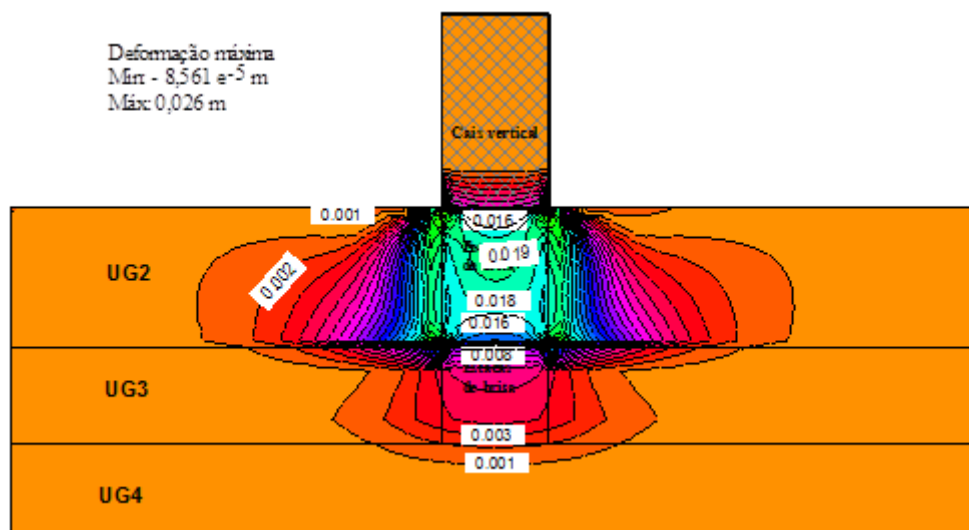


Figura 4.48 – Deformação máxima no solo reforçado sob a base do cais

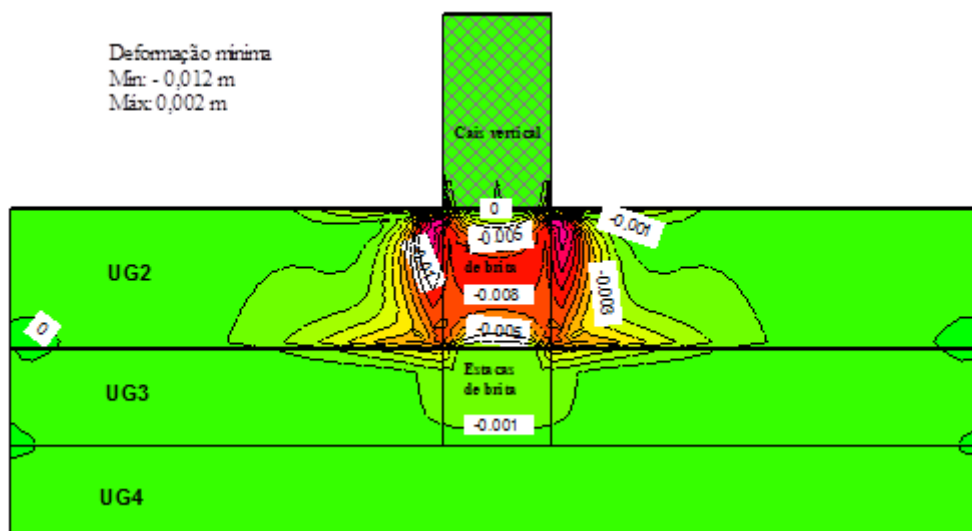


Figura 4.49 – Deformação mínima no solo reforçado sob a base do cais

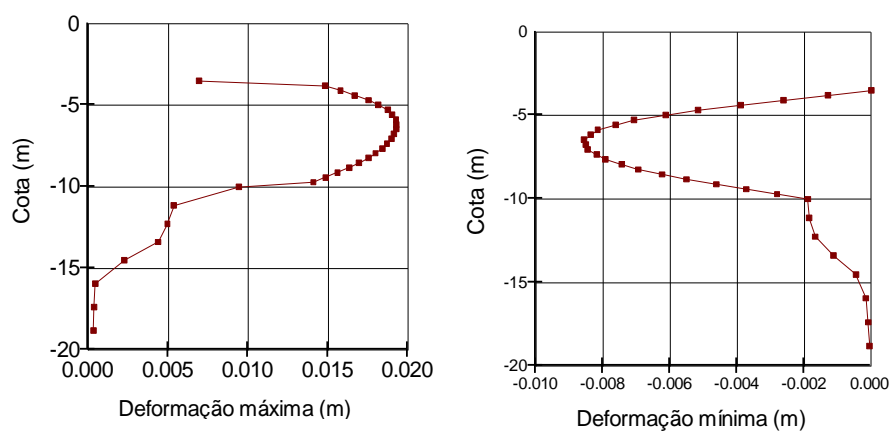


Figura 4.50 – Deformações máximas e mínimas do solo reforçado na base do cais, abaixo do cais vertical

Quanto a deformação de corte, seu valor máximo atinge os 0,032, correspondente a zona junto a base do cais vertical nos seus extremos, como ilustra a Figura 4.51.

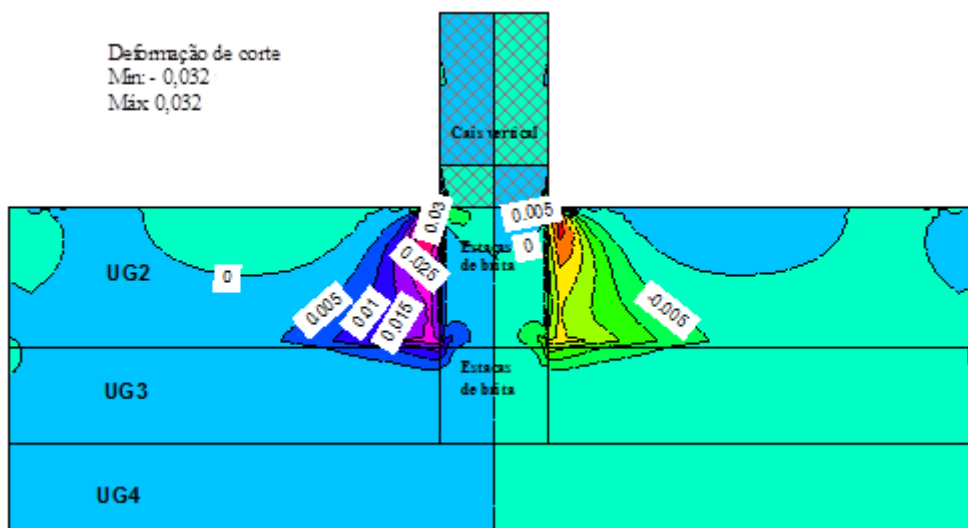


Figura 4.51 – Deformação de corte no solo reforçado apenas sob a base do cais

Relativamente a deformação de corte máxima, o seu valor varia entre $1,935 \times 10^{-6}$ e 0,035, como demonstra a Figura 4.52.

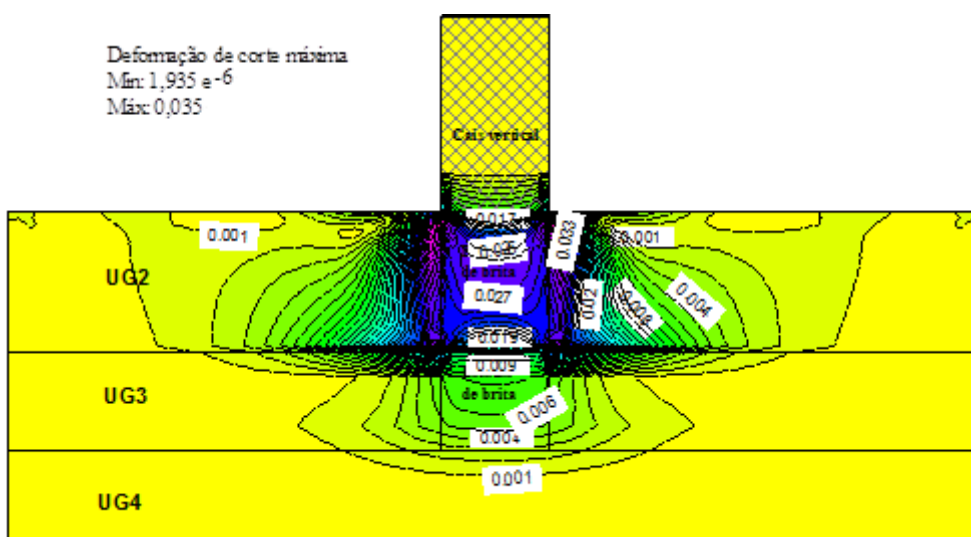


Figura 4.52 – Deformação de corte máxima no solo reforçado apenas sob a base do cais

Os valores mais elevados correspondem à unidade UG2 e aos extremos da área tratada, como ilustram os gráficos das Figuras 4.53 e 4.54.

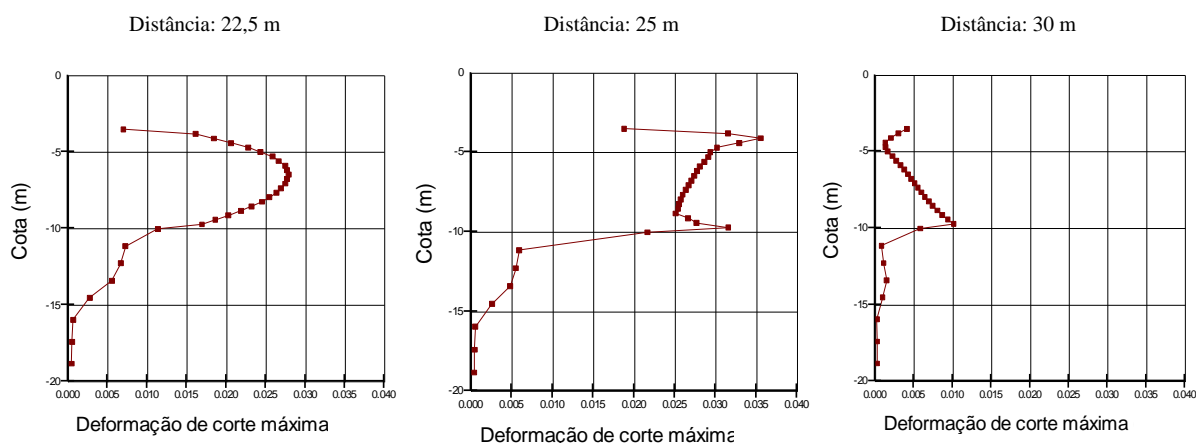


Figura 4.53 – Deformação de corte máxima ao longo da distância no solo reforçado na base do cais

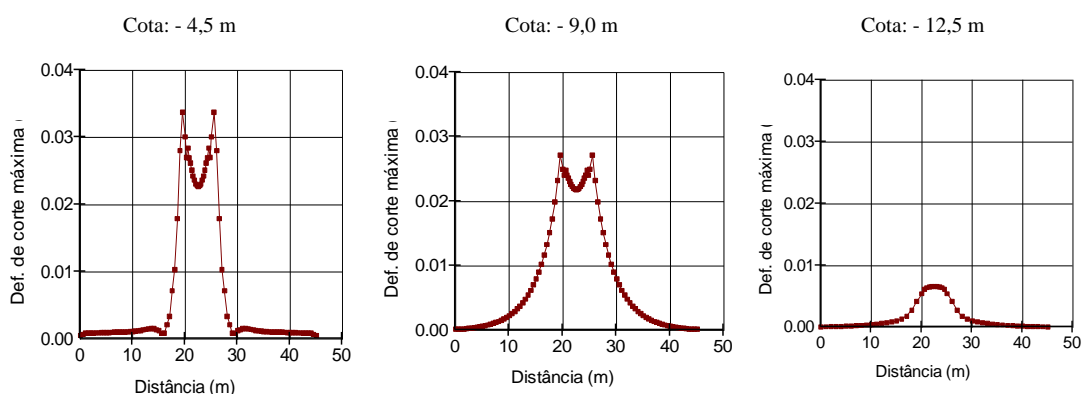


Figura 4.54 – Deformação de corte máxima ao longo da profundidade no solo reforçado na base do cais

4.3.4.3. Análise FEM do alargamento da zona de solo reforçado com estacas de brita

Neste caso considerou-se, para a elaboração do modelo de estudo, as propriedades dos materiais apresentados no Quadro 4.34, bem como a cota das camadas, o nível médio da água e as condições de fronteira já referidas para catorze (14) regiões de estudo. A Figura 4.55 ilustra o modelo FEM utilizado neste caso, com uma zona alargada de 9 m para cada lado, para além da área sob o cais. Assim, a largura da zona reforçada neste caso é de 23 m.

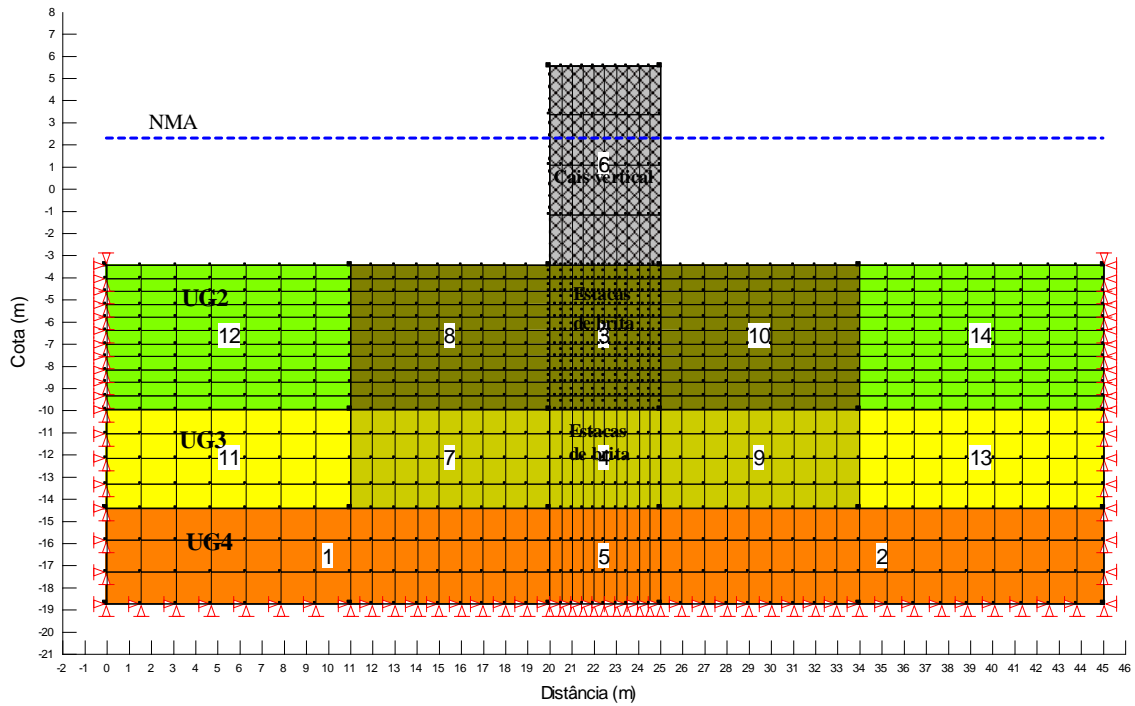


Figura 4.55 – Modelo FEM do solo reforçado com estacas de brita numa área alargada para além do cais

De acordo com este modelo, obtém-se um deslocamento vertical máximo de - 8,6 cm, ou seja, um assentamento de 8,6 cm e um deslocamento vertical mínimo de 0,2 cm. A Figura 4.56 ilustra a malha deformada do modelo, majorada oito (8) vezes, e a Figura 4.47, a evolução do deslocamento vertical com a profundidade.

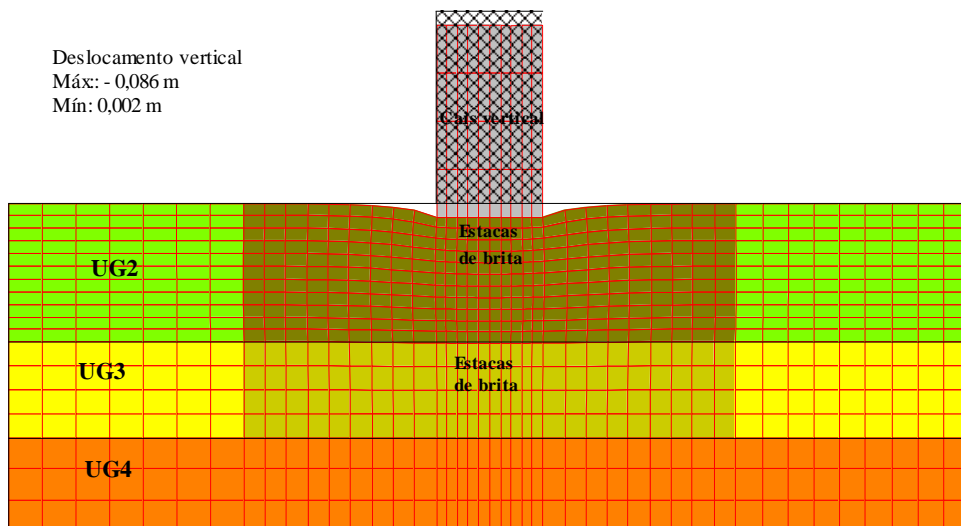


Figura 4.56 – Deslocamento vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais – malha deformada

Com o objectivo de aferir o comportamento face à rigidez do cais vertical averiguou-se, de igual modo, a variação do deslocamento vertical na sua base, tendo como resultado um assentamento diferencial de aproximadamente 20 μm , como ilustra o gráfico na Figura 4.47. Visto este ser um

valor muito reduzido, considera-se que os assentamentos diferenciais calculados são compatíveis com a rigidez do cais vertical, representando bem o caso em análise.

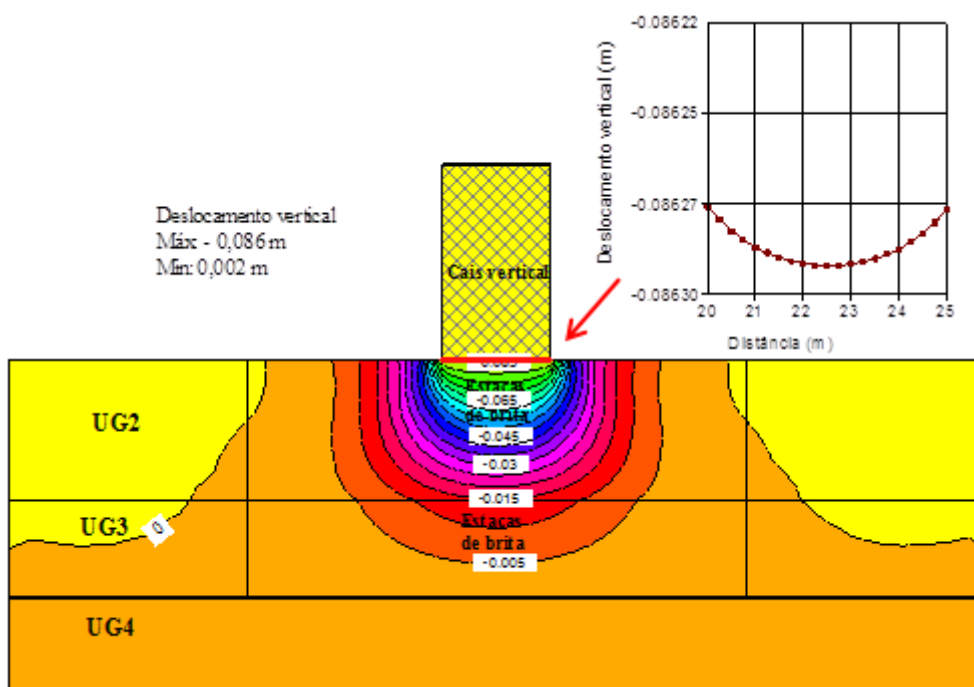


Figura 4.57 – Deslocamento vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

De salientar que os deslocamentos verticais são também mais acentuados na unidade geotécnica UG2. Os gráficos da Figura 4.58, exibem os deslocamentos verticais aproximadamente a meio das camadas UG2 (cota -7m) e UG3 (cota -12 m), demonstrando assim tal diferença.

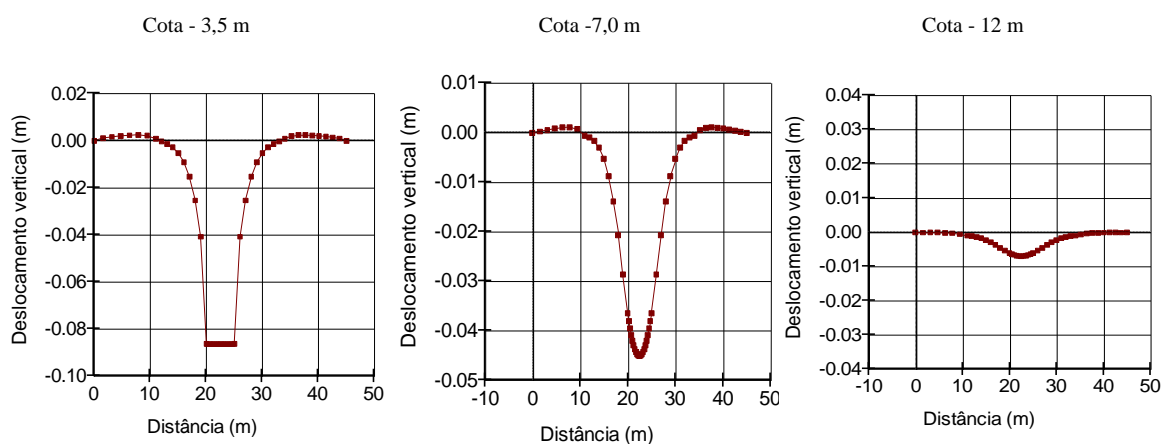


Figura 4.58 – Deslocamentos verticais do solo reforçado numa zona para além do cais, às cotas - 3,5, - 7,0 e - 12,0 m.

Relativamente ao deslocamento horizontal, obteve-se um valor máximo de - 1,5 cm e um valor mínimo de 1,5 cm. Como verificado na Figura 4.59, estes deslocamentos dão-se, no geral, nas unidades UG2 e UG3, sendo maiores na primeira, imediatamente na interface da zona abaixo do cais vertical, aproximadamente à 19 m de distância, como demonstram os gráficos da Figura 4.60.

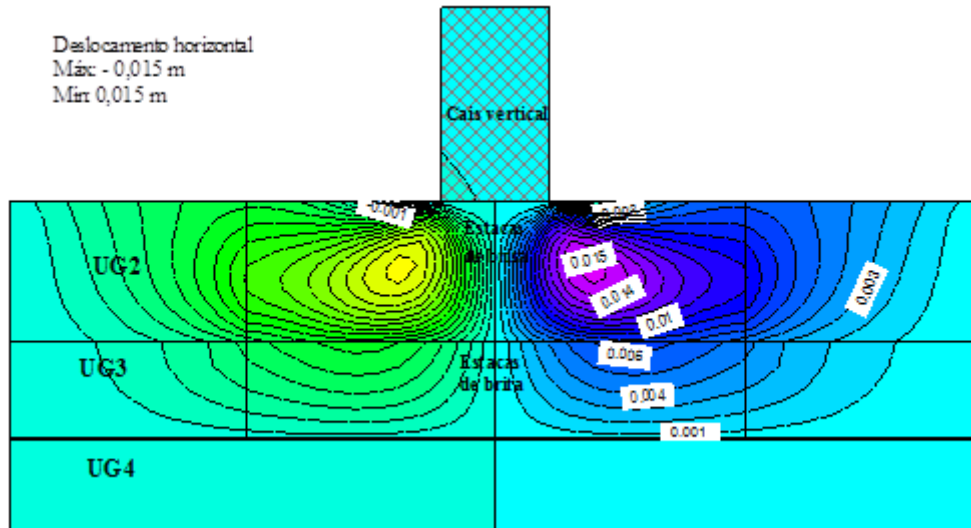


Figura 4.59 – Deslocamento horizontal do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

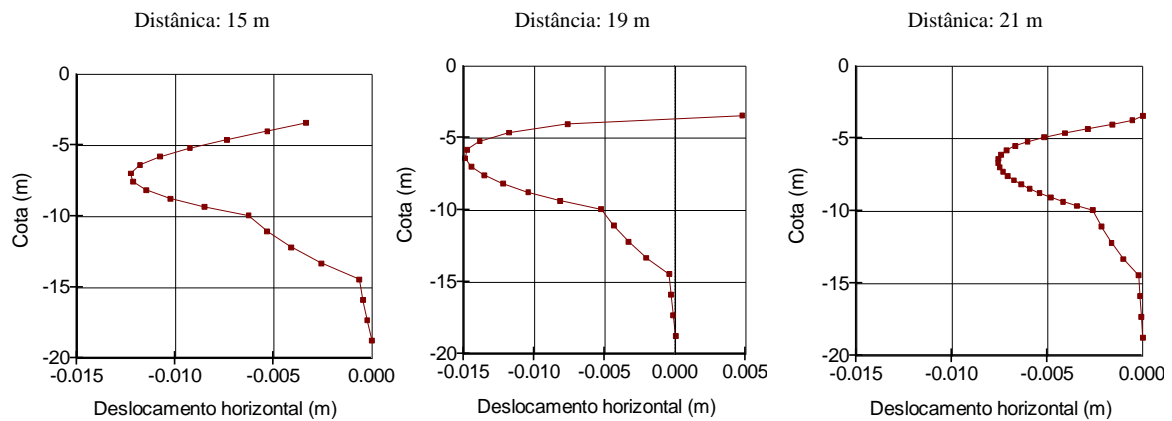


Figura 4.60 – Deslocamentos horizontais do solo reforçado numa zona alargada a diferentes distâncias

Quanto ao acréscimo de tensão total vertical devido à presença do cais vertical, ilustrado na Figura 4.61, tem-se como valor máximo 198,4 kPa, correspondente a unidade UG2.

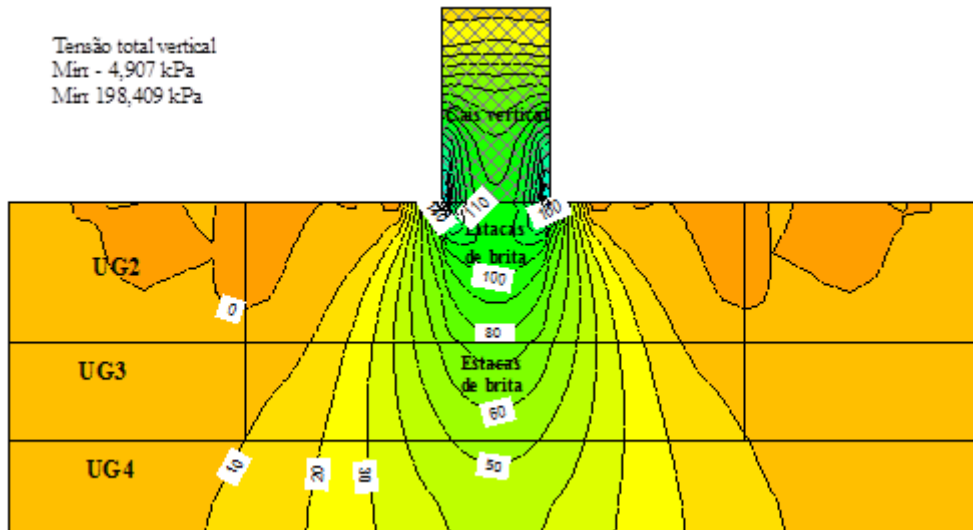


Figura 4.61 – Tensão total vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

Os gráficos da Figura 4.62, mostram as tensões totais verticais em secções horizontais, a diferentes cotas, nomeadamente, - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m. De salientar que, pelo facto de a estrutura ser rígida e devido ao atrito mobilizado na interface cais – solo, as concentrações de tensões são maiores nos extremos da base do cais, o que justifica a diferença de forma entre o primeiro gráfico e restantes.

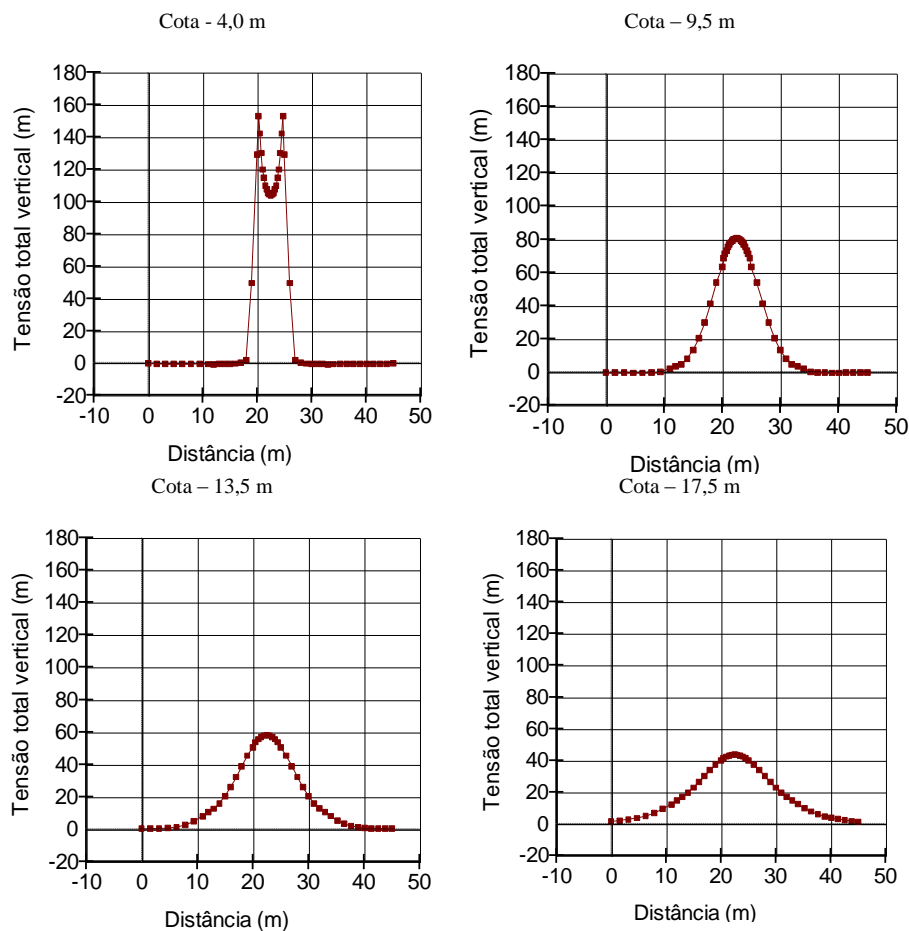


Figura 4.62 – Tensões totais verticais às cotas - 4.0, - 9.5, -13.5 e - 17.5 m, respectivamente

A tensão total máxima encontra-se ilustrada na Figura 4.63 e o seu valor máximo é de 199,8 kPa. Este valor decresce com a profundidade.

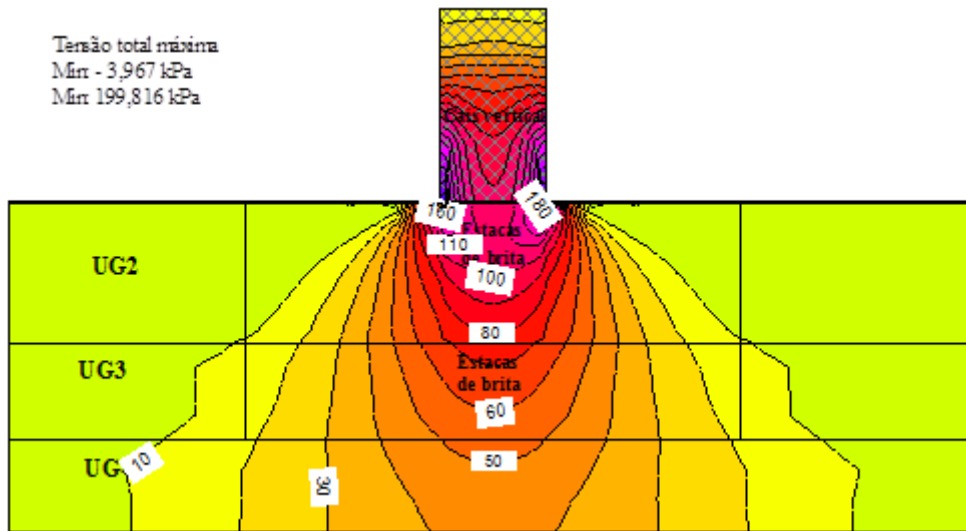


Figura 4.63 – Tensão total máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

Relativamente à tensão de corte máxima, obteve-se o valor de 80,8 kPa, correspondente aos extremos da zona e junto à base do cais vertical, decrescendo com a profundidade e à medida que se afasta lateralmente desta região, como representado na Figura 4.64.

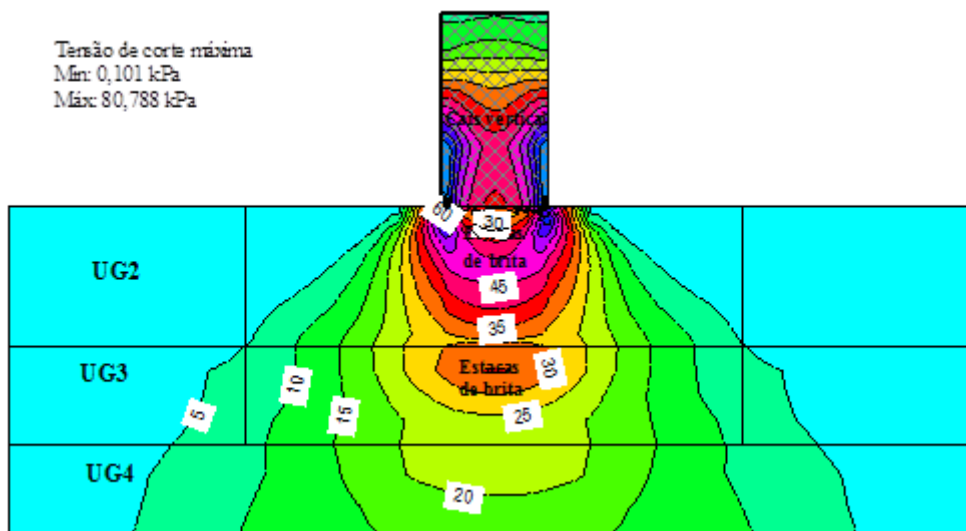


Figura 4.64 – Tensão de corte máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

Da análise da deformação vertical, representada na Figura 4.65, verificam-se valores máximos de 1,8 cm, correspondente à zona da base do cais vertical, decrescendo assim em profundidade e à medida que se afasta dessa região, como ilustram os gráficos das Figuras 4.66 e 4.67. De salientar que ocorrem de igual forma empolamentos junto à zona lateral à base do cais, como ilustra o primeiro gráfico da Figura 4.66, assinalado à azul.

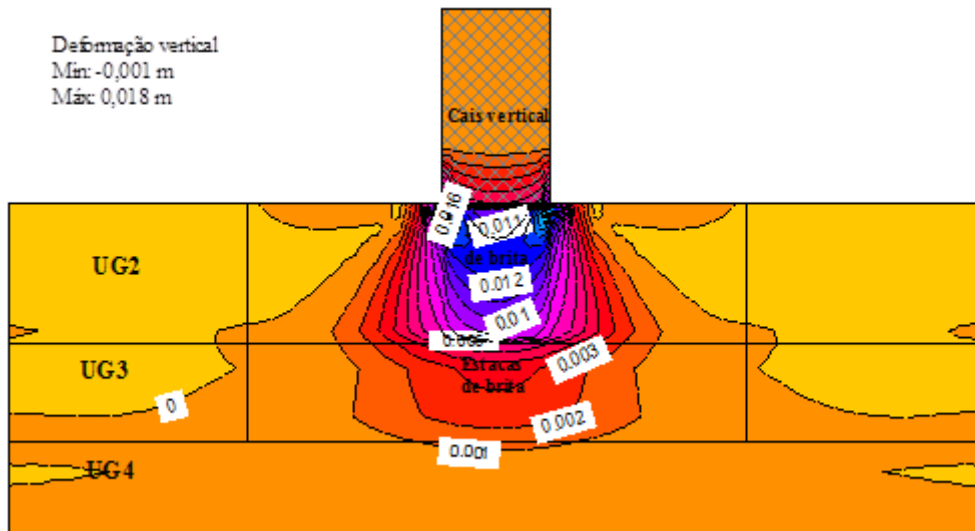


Figura 4.65 – Deformação vertical do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

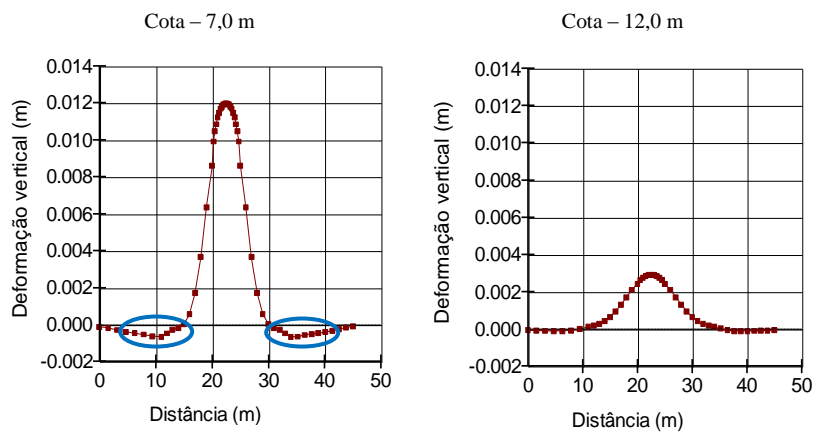


Figura 4.66 – Deformações verticais do solo reforçado numa zona alargada para além do cais, às cotas - 7,0 e - 12,0 m

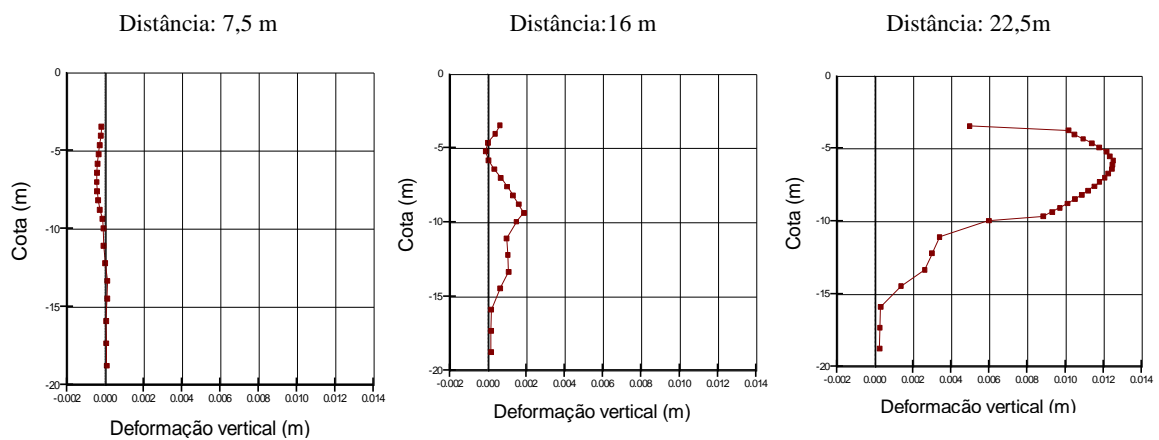


Figura 4.67 – Deformações verticais às distâncias de 15, 20 e 22,5 m

A evolução da deformação horizontal encontra-se ilustrada na Figura 4.68, com valores máximos de 0,2 cm. Analisando a região sob o cais vertical, verifica-se que os maiores deslocamentos horizontais ocorrem na unidade geotécnica UG2, como seria de esperar.

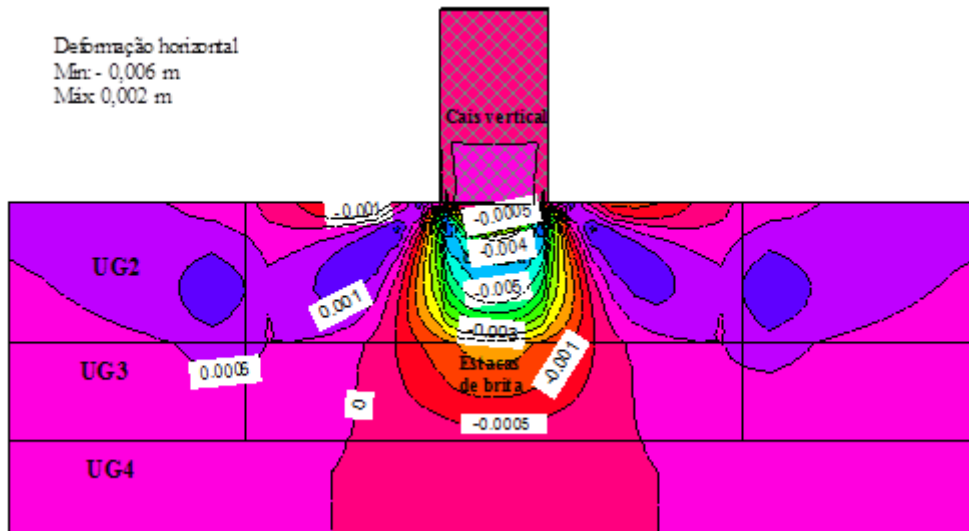


Figura 4.68 – Deformação horizontal do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

As Figuras 4.69 e 4.70 são relativas às deformações máximas e mínimas. Os seus valores máximos são, respectivamente, 1,8 e 0,0 cm, e mínimos, 0,0 e - 0,7 cm. Ao longo da profundidade das camadas e na zona central do cais, verifica-se que as deformações máximas ocorrem na unidade lodosa UG2 e parte, embora com valores inferiores, na unidade UG3, como mostram os gráficos da Figura 4.71.

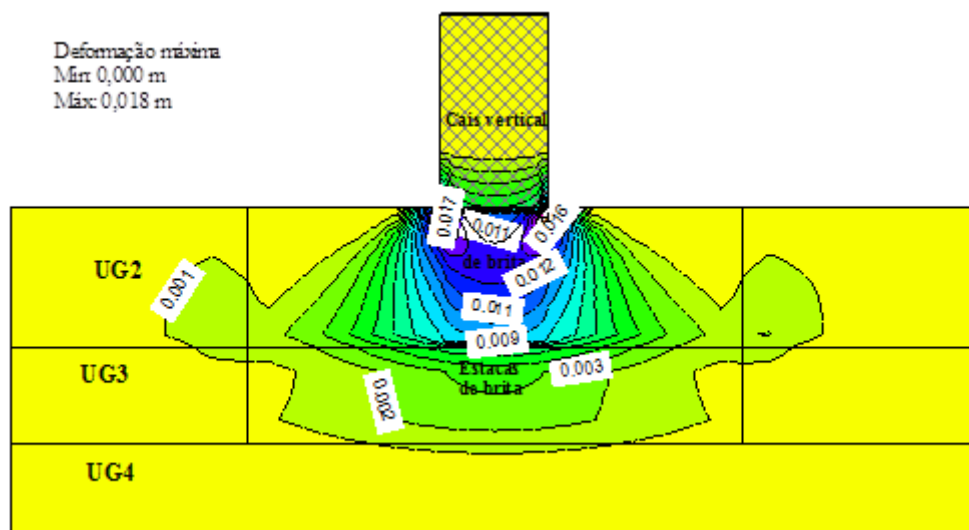


Figura 4.69 – Deformação máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

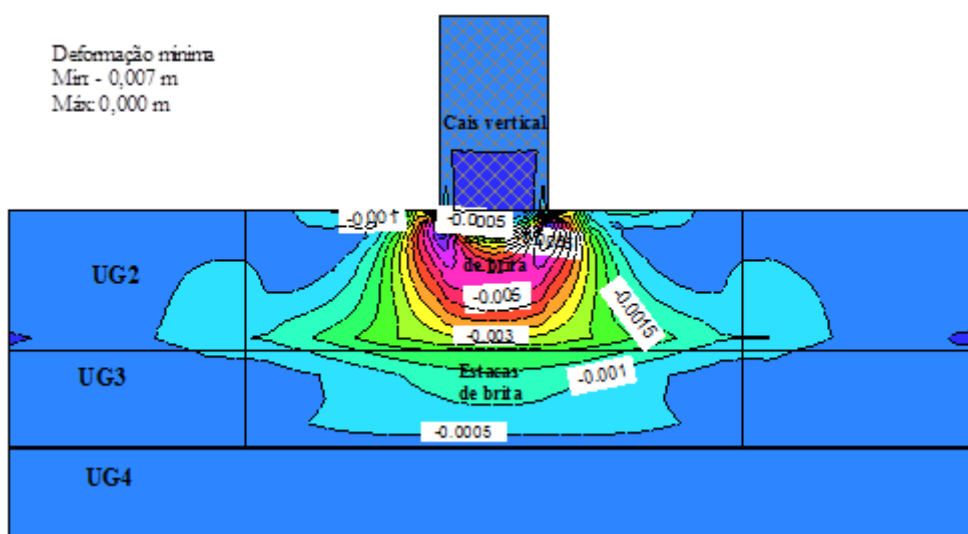


Figura 4.70 – Deformação mínima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

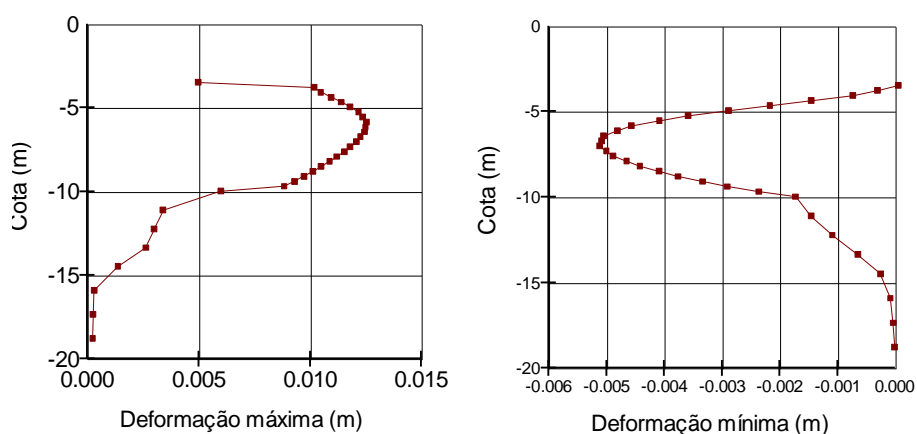


Figura 4.71 – Deformações máximas e mínimas do solo reforçado numa zona alargada, abaixo do cais vertical

Quanto a deformação de corte, o seu valor máximo atinge 0,014, correspondente aos extremos da zona debaixo da base do cais vertical, como ilustra a Figura 4.72. Pode verificar-se que estas deformações são mais significativas na unidade geotécnica UG2, junto à base do cais, nos extremos da estrutura, diminuindo ao longo da profundidade, não se verificando na unidade UG4.

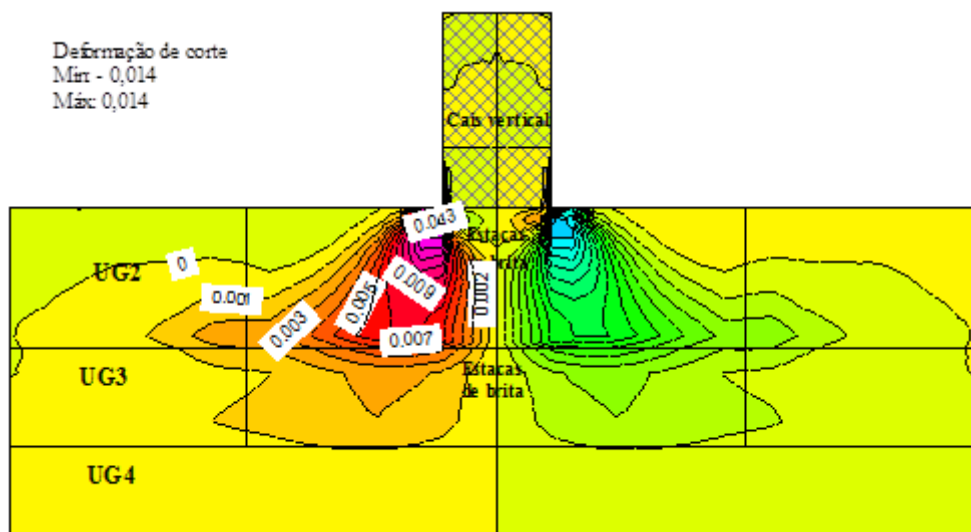


Figura 4.72 – Deformação de corte do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

Relativamente à deformação de corte máxima, o seu valor varia entre $1,351 \text{ e}^{-6}$ e 0,024, como ilustra a Figura 4.73.

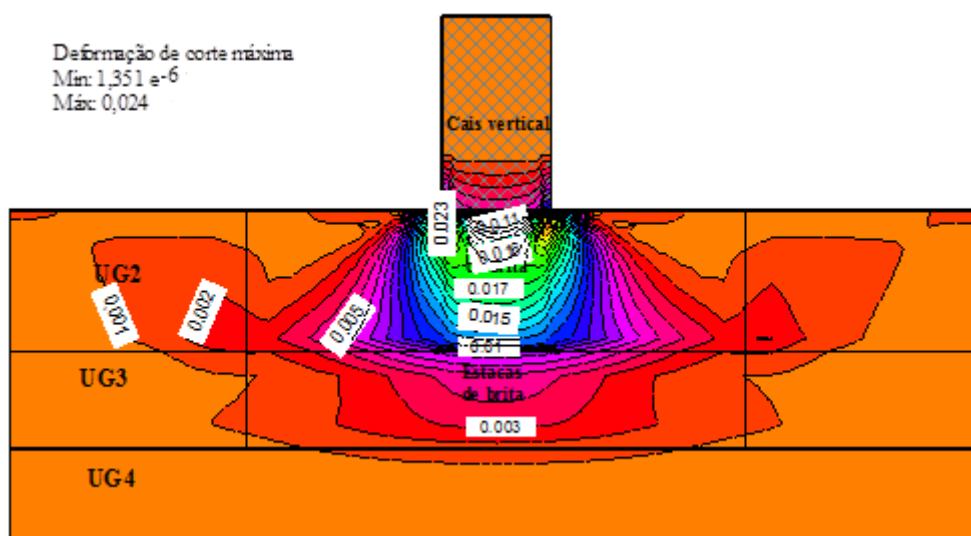


Figura 4.73– Deformação de corte máxima do solo reforçado numa zona alargada para além do cais

Os valores mais elevados ocorrem na camada com piores características geotécnicas, UG2, aproximadamente sob o extremo do cais, como ilustram os gráficos das Figuras 4.74 e 4.75. Verifica-se que, no geral, as deformações de corte se fazem sentir em toda a zona reforçada, com diminuição do seu valor ao longo da profundidade.

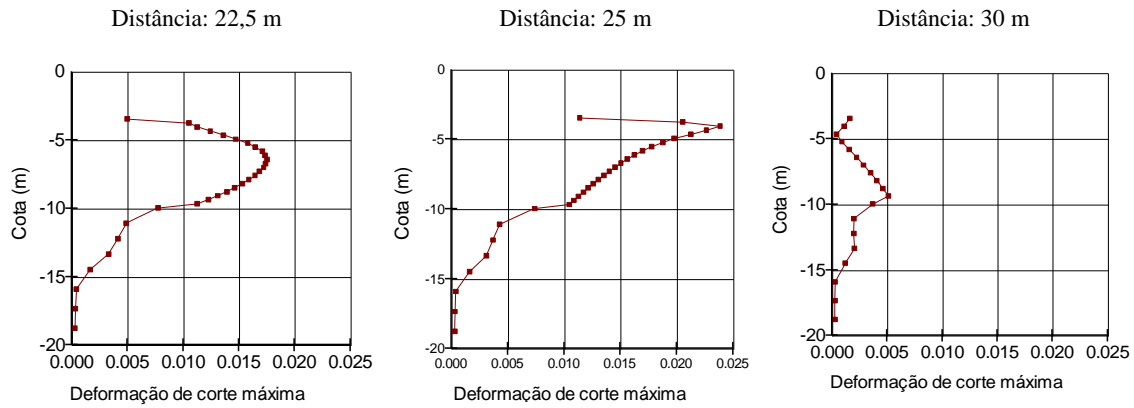


Figura 4.74 – Deformação de corte máxima ao longo da distância no solo reforçado para além do cais

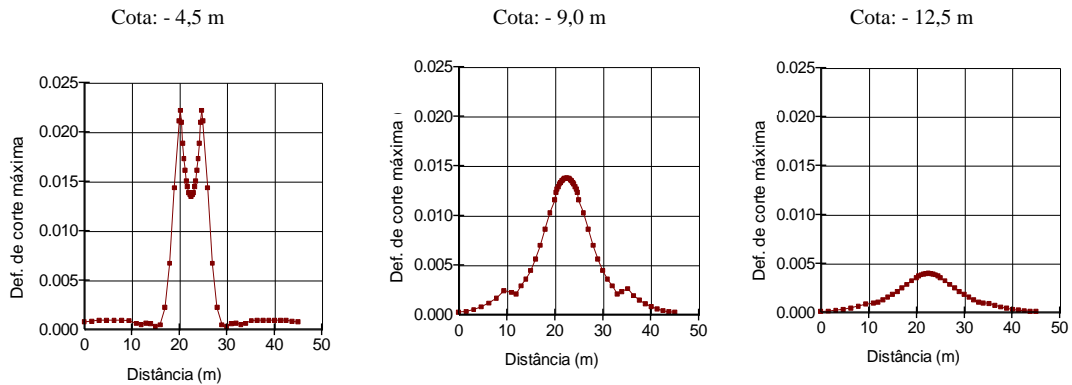


Figura 4.75 – Deformação de corte máxima ao longo da profundidade no solo reforçado para além do cais

O Quadro 4.33 resume os resultados obtidos na análise FEM das três situações em estudo.

Quadro 4.33 – Resultados obtidos na análise FEM

	Sem reforço		Com reforço sob o cais		Com reforço alargado	
	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín
Deslocamento vertical (m)	- 0,546	0,014	- 0,136	0,004	- 0,086	0,002
Deslocamento horizontal (m)	- 0,102	0,102	- 0,025	0,025	- 0,015	0,015
Tensão total vertical (kPa)	237,855	- 52,155	193,626	- 9,831	198,409	- 4,907
Tensão total máxima (kPa)	256,337	- 11,376	196,144	- 1,286	199,816	- 3,967
Tensão total mínima (kPa)	93,764	- 81,593	56,863	- 13,447	58,820	- 9,761
Tensão de corte X-Y (kPa)	61,286	-61,286	35,347	- 35,347	-37,978	- 37,978
Tensão de corte máxima (kPa)	96,947	0,132	80,909	0,023	80,788	0,101
Deformação vertical (m)	0,156	- 0,029	0,021	- 0,007	0,018	- 0,001
Deformação horizontal (m)	0,041	-0,067	0,012	- 0,009	0,002	- 0,006
Deformação máxima (m)	0,188	- 0,001	0,026	- 8,561e-5	0,018	0,000
Deformação mínima (m)	0,002	- 0,092	0,002	- 0,012	0,000	- 0,007
Deformação de corte máxima (m)	0,258	1,360e-6	0,035	1,361e-6	0,024	1,351e-6

De acordo com os resultados obtidos nesta análise, pode-se aferir que existem diferenças notórias entre os três casos considerados, havendo uma melhoria no comportamento do solo reforçado com estacas de brita, mais evidente na solução com reforço numa zona alargada para além da base do cais.

4.3.5. Análise da estabilidade global

Com o dimensionamento das estacas de brita pelo método de Priebe, recorrendo ao programa *StoneC 2D*, realizou-se, para além da determinação dos assentamentos, e em simultâneo, a análise da segurança à rotura das fundações por cargas verticais. Não foram consideradas solicitações horizontais pois, por um lado, não se teve em conta acções sísmicas neste trabalho, e por outro lado, as acções horizontais estáticas que se podem exercer sobre os cais verticais são, atendendo à dimensão dos barcos que utilizarão este porto, de valor desprezável comparado com as solicitações verticais.

No entanto, considerou-se adequado verificar igualmente a estabilidade global a uma rotura circular. Para isso, optou-se por utilizar um método de equilíbrio limite, tendo-se decidido pela utilização do método de Morgenstern e Price, considerando uma força inter fatias com uma distribuição semi – sinusoidal. Decidiu-se aplicar este método unicamente ao cais leste, recorrendo ao software *GeoStudio*, *SLOPE/W* e ao modelo apresentado na Figura 4.76, já que esta é a situação mais desfavorável. De facto, sob o cais oeste, após dragagem, a espessura de lodos, UG2, será unicamente de 1m.

Nas Figuras 4.77, 4.78 e 4.79 apresentam-se o resumo desses cálculos, nas várias hipóteses consideradas – sem reforço, com reforço de estacas de brita sob o cais, e com reforço envolvendo uma zona exterior ao mesmo com extensão de 9 m para cada lado, para além do cais vertical de betão. A análise foi realizada segundo uma secção transversal ao cais, isto é, segundo a menor dimensão em planta do cais.

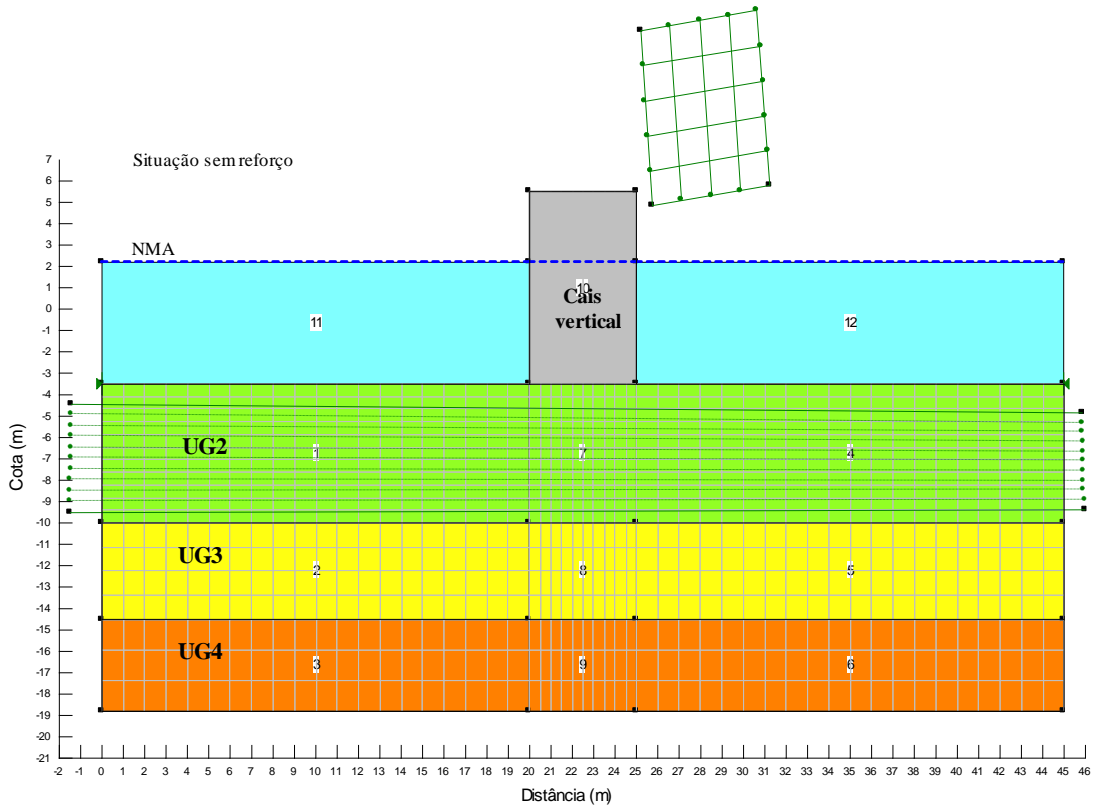


Figura 4.76 – Modelo utilizado na análise de estabilidade, no caso do solo não reforçado

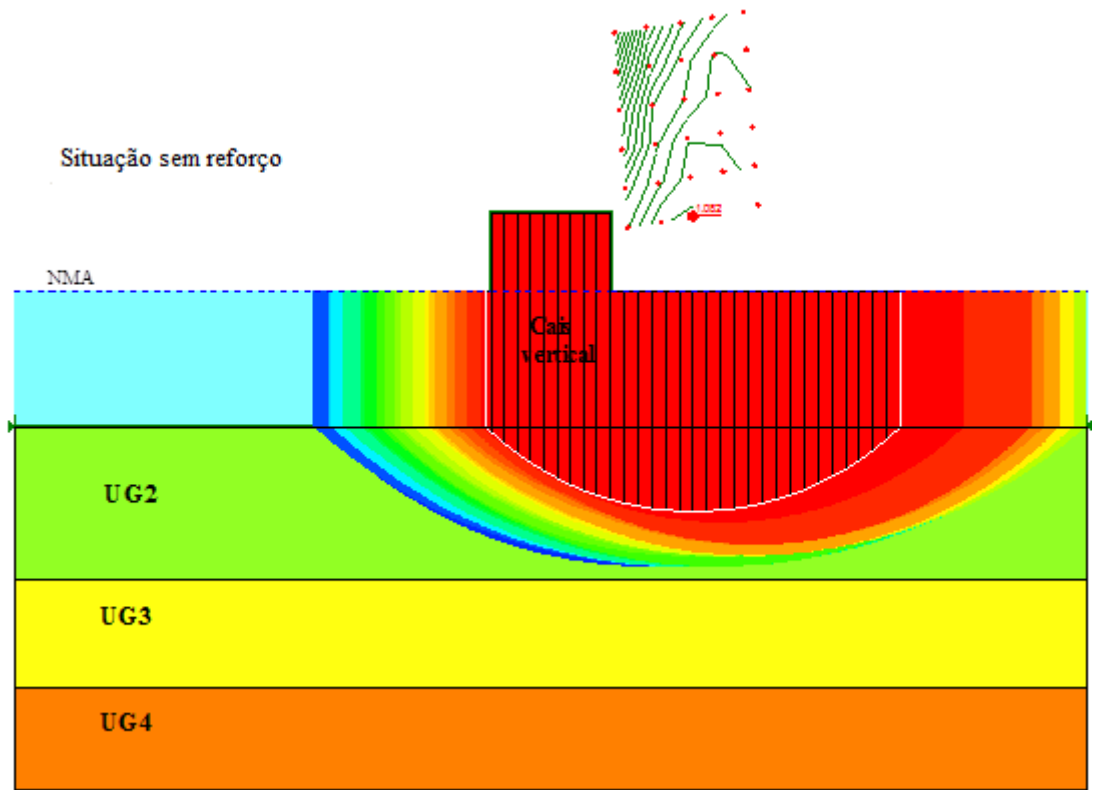


Figura 4.77 – Superfícies potenciais de rotura e respectivos factores de segurança global do solo não reforçado

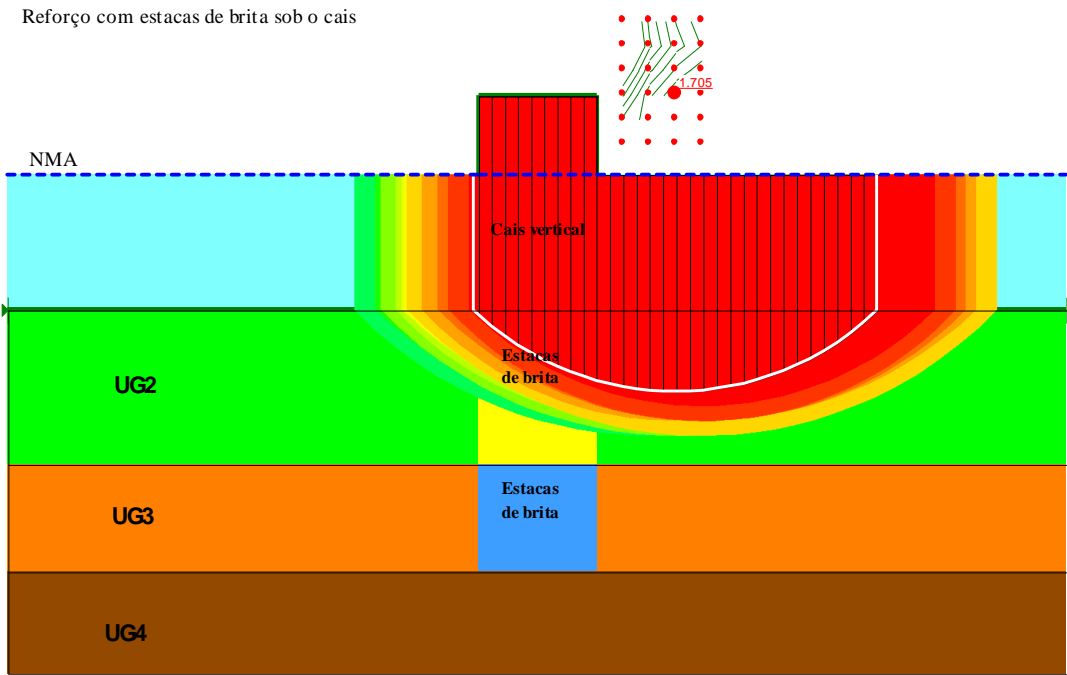


Figura 4.78 – Superfícies potenciais de rotura e respectivos factores de segurança global do solo reforçado com estacas de brita sob o cais

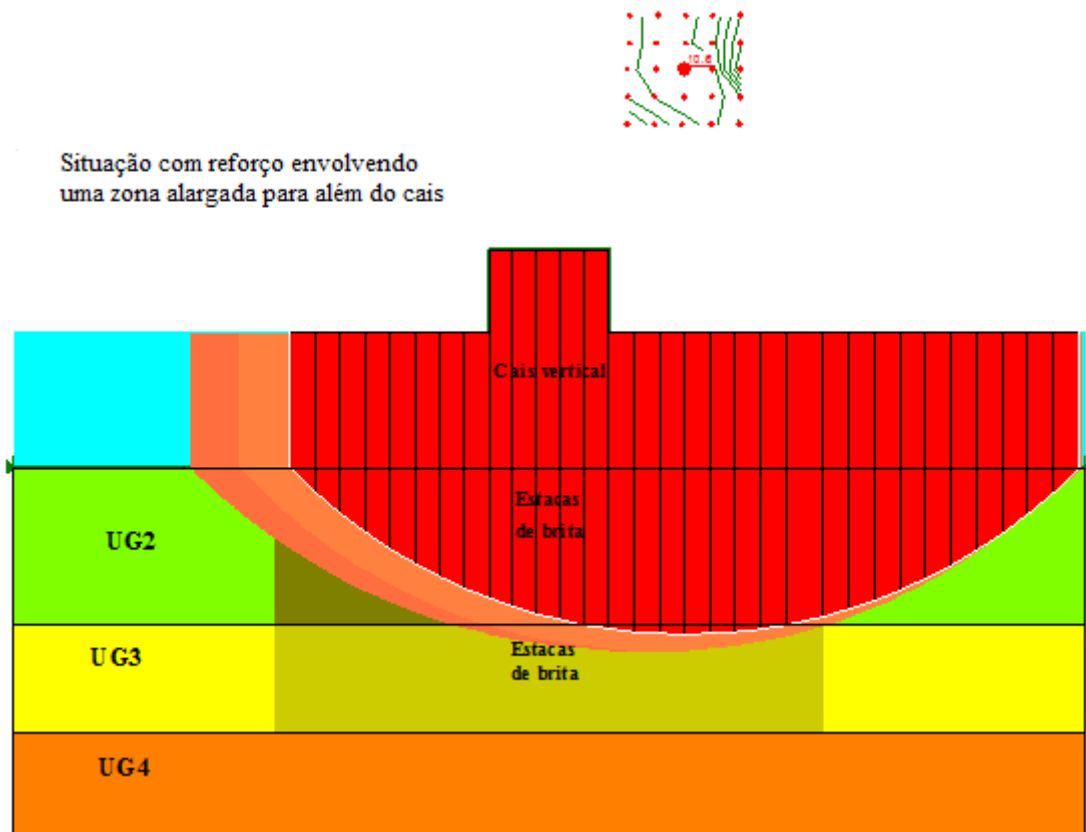


Figura 4.79 – Superfícies potenciais de rotura e respectivos factores de segurança global do solo reforçado com estacas de brita para além do cais vertical

De um modo geral, pode-se dizer que não será possível utilizar a solução de cais vertical sem o reforço dos solos de fundação, por questões de estabilidade, já que o coeficiente de segurança

global obtido, $FS= 1,082$ sob acções estáticas, não garante a estabilidade da estrutura a executar (Figura 4.77).

A solução com reforço de estacas de brita unicamente sob o cais apresenta já um factor de segurança, sob acções estáticas, aceitável, $FS= 1,705$ (Figura 4.78). No entanto, há que se ter em consideração uma análise das acções sísmicas que podem ocorrer na zona, já que este porto se situa na zona de maior sismicidade do País.

A análise da terceira situação, com o reforço a ser executado não só sob o cais vertical, mas numa zona de 9 m para cada lado, para o exterior deste, mostra que esta solução apresenta um coeficiente de segurança global às acções estáticas demasiado elevado, $FS= 10,6$ (Figura 4.79). Assim, e ressalvando a necessidade de proceder igualmente à análise sob acções sísmicas da solução com reforço unicamente sob o cais, pode-se dizer que, em princípio, e do ponto de vista da estabilidade global, esta solução é aceitável, dependendo a escolha de qual a extensão do reforço a efectuar unicamente do estudo dos assentamentos expectáveis, e dos admissíveis para o tipo de estrutura adoptada para o cais.

A Figura 4.80 ilustra graficamente, para cada um dos cálculos referidos e para a superfície de deslizamento potencial, a resistência ao corte disponível em cada fatia de cálculo, e a resistência ao corte efectivamente mobilizada.

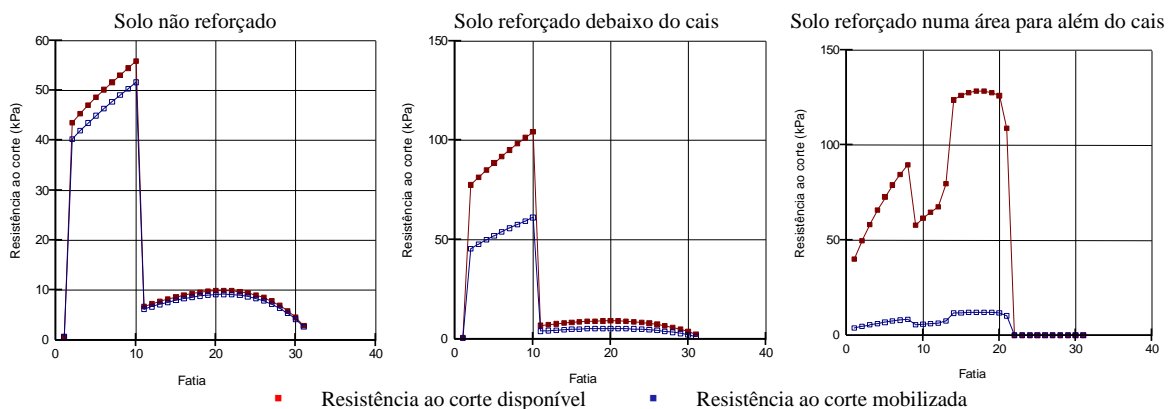


Figura 4.80 – Resistência ao corte na base das fatias e resistência ao corte efectivamente mobilizada do solo não reforçado e do solo reforçado com estacas de brita

Como se esperava, nas fatias sob o cais vertical, o aumento de tensão vertical provocada por este cais faz com que tanto a resistência disponível como a mobilizada na base da fatia sejam superiores às verificadas nas restantes fatias da potencial superfície de rotura. Nos casos com reforço de estacas de brita, e na zona reforçada, a diferença entre a resistência ao corte disponível e a mobilizada aumenta, pelo que a segurança global, com reforço de estacas de brita é superior à situação sem qualquer reforço. Aliás, o alargamento do reforço para além do cais vertical aumenta

ainda mais, como se esperava, a segurança global da estrutura, aumento este que se deverá verificar até que o reforço para além do cais saia fora do potencial círculo de rotura.

4.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.4.1. Zonamento geotécnico e diferenças nos modelos do projecto de 2010 e da autora

Como foi mostrado, e está patente nos Quadros 4.34 e 4.35, a interpretação que se faz neste trabalho, relativamente tanto a espessuras de camadas, como às características geotécnicas a adoptar no dimensionamento, diverge da efectuada pelo projectista (Eptisa e Intecsa, 2010).

Quadro 4.34 – Zonamento geotécnico e características do estrato de fundação do cais leste adoptado pela autora

Unidade geotécnica	Solo	Profundidade da camada (m)	N _{SPT}	γ_{sol} (kN/m ³)	φ_{sol} (°)	c _u (kPa)	E _{sol} (MPa)	v _{sol}
UG1	Aterro	- 0,50	3	17,3	25	2	20,0	0,33
UG2	Lodos, lodos arenosos, areias lodosas	- 10,0	5	16,0	20	1	1,0	0,33
UG3	Areias, argilas arenosas, areias argilosas	- 14,5	25	19,8	30	5	15	0,30
UG4	Cascalheira	- 18,8	60	20,5	37	0	170	0,29

Quadro 4.35 – Zonamento geotécnico e características do estrato de fundação do cais este adoptado no projecto

Unidade geotécnica	Solo	Espessura da camada (m)	N _{SPT}	γ_{sol} (kN/m ³)	φ_{sol} (°)	c _u (kPa)	E _{sol} (MPa)	v _{sol}
Aterro	Heterogéneo	≤ 3	3 – 8	18,6	25	2	20,0	0,33
H	Aluvião	4 – 10	0 – 9	19,5	20	1	60	0,32
P1	Areias lodosas ou argilosas	4 – 11	16 – 60	19,7	33	8,5	90	0,30
P2	Cascalheira arenosa ou argilosa	≥ 3	17 – 60	21,0	35	0	210	0,29

Quanto à espessura das camadas, foi adoptado no presente trabalho a consideração da situação mais desfavorável verificada na prospecção disponível, para base de cálculo (S6 – 2008).

No que se refere a características geotécnicas das formações envolvidas, não há grandes diferenças no que respeita às propriedades resistentes, havendo divergências ligeiras relativamente ao peso volumico, nomeadamente na camada lodosa.

Já no que respeita às características de deformabilidade, as divergências são substanciais para as camadas lodosas e argilosas. Não se considera aceitável, por exemplo, um módulo de deformabilidade, E_{sol}, de 60 MPa para os lodos que, face ao estudo feito e análise de situações

similares, se deverá ficar entre 200 kPa e 5 MPa, tendo-se admitido neste estudo o valor de 1MPa. Do mesmo modo, e para a unidade UG3, argilosa, aquele módulo deverá rondar 15MPa, e não 90 MPa como admitido em projecto. De notar ainda que a diferença entre os módulos de deformabilidade admitidos no projecto para as unidades UG2, lodosa, e UG3, argilosas, respectivamente de 60 e 90 MPa, não são compatíveis com a diferença de comportamentos expectáveis naquelas formações.

4.4.2. Fundamentos do cálculo

As bases de cálculo adoptadas em projecto e neste estudo, no que respeita a sobrecargas a considerar e espessuras das camadas, está sumarizada no Quadro 4.36. As diferenças que se observam não são aceitáveis, nomeadamente na consideração do peso volúmico do betão a aplicar no cais vertical, e no valor da sobrecarga de cálculo a considerar.

De facto e no que se refere ao peso volúmico do betão, o valor de 20 kN/m³ não é aceitável, por ser demasiado baixo.

Relativamente à diferença da sobrecarga a considerar para a estimativa de assentamentos, no projecto e neste trabalho, a diferença é demasiado elevada. No projecto foi considerado que o solo actual se encontra à cota + 3,0 m e que o coroamento do cais se situa à cota + 5,5 m; o aumento de tensão expectável, de modo muito simplista, foi considerar 2,5 m de diferença entre as duas cotas referidas, com o peso volúmico considerado para o betão, de 20 kN/m³, dando um acréscimo de tensão de unicamente 50 kPa.

Quadro 4.36 – Síntese dos pressupostos adoptados para a determinação dos assentamentos do molhe – cais leste

Pressupostos			Análise de projecto		Análise da autora	
			γ (kN/m ³)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	Altura (m)
Cais (betão)		γ_{sol} Espessura média	20	8,5	23	8,5
Estacas de brita			20	10	21,5	11
Solos lodosos (UG2)	Lodos, solos arenosos (H)		19	10	16	6,5
Solos arenosos (UG3)					19,8	4,5
Cascalheira (UG4)	Cascalheira (P2)		21	não relevante	20,5	não relevante
Determinação dos assentamentos			1 camada: (i) solos lodosos, 10,0 m de espessura		2 camadas: (i) solos lodosos com 6,5 m de espessura (ii) argilas arenosas com 4,5 m de espessura	
Sobrecarga do cais vertical			$-\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$		$-\Delta\sigma = 106,6 \text{ kPa}$	

Neste trabalho adoptou-se a dragagem da cota + 3,0 m, até à cota - 3,0 m, com uma redução de cargas de 6 m, com o peso volúmico dos lodos considerado neste estudo como 16 kN/m³; em seguida considerou-se o aumento de tensão provocado pelo cais vertical, da cota -3,0 m, até à cota + 5,5 m, dando, no cômputo final, uma variação de tensão de 106,6 kPa.

Na aplicação do FEM à análise em tensão-deformação, consciente embora da imprecisão cometida, decidiu simplificar-se os cálculos, considerando que as formações estariam já à cota - 3,5 m, cota a atingir após a dragagem geral e aplicando como solicitação não o aumento real de carga provocado pelo muro – cais vertical, mas à diferença entre este valor e o peso do solo dragado. De um modo simplista, tem-se, no caso mais importante de avaliação dos assentamentos, um valor real que será ligeiramente superior ao calculado, já que com o procedimento adoptado, se despreza o aumento correspondente ao troço da curva de recompressão.

Uma análise correcta, para qualquer dos casos analisados, deveria, como já referido, consistir no seguinte:

- 1) Determinação das tensões *in situ*, previamente à execução da dragagem geral;
- 2) Utilizar essas tensões *in situ* como tensões iniciais, e calcular à partir delas, as tensões após dragagem geral, até a cota - 3,5 m, considerando a diminuição de carga devido a essa dragagem;
- 3) As tensões calculadas nos pontos acima seriam utilizadas como tensões iniciais para o cálculo final, com a introdução do cais vertical, e do respectivo aumento de carga na sua superfície de contacto com a fundação.

4.4.3. Assentamentos no molhe – cais leste

4.4.3.1. Molhe – cais leste não reforçado com estacas de brita

Na consideração dos assentamentos expectáveis sem tratamento do solo de fundação, os valores determinados tanto em projecto, como neste trabalho, aqui utilizando quer o método de Priebe, quer uma análise em elementos finitos (FEM), são aproximadamente similares, como se pode ver do Quadro 4.37. Não se compreende o modo como o projectista obteve o seu valor já que, como atrás foi referido, as suas bases de cálculo, a nível de características geotécnicas dos terrenos de fundação, são substancialmente diferentes dos valores admitidos neste estudo; como os módulos de deformabilidade considerados no projecto de 2010 são muito elevados, conjuntamente com um acréscimo das tensões *in situ* muito reduzidas, segundo as bases de cálculo de projecto, os assentamentos estimados deveriam ser muito mais reduzidos.

Quadro 4.37 – Síntese dos assentamentos estimados do molhe – cais leste

Assentamentos totais sem reforço (cm)	Método de análise		
	Priebe (1995)		FEM
	Projecto	Autora	
	56	65,15	54,6

4.4.3.2. Molhe – cais leste reforçado com estacas de brita

De igual modo, os assentamentos estimados para os solos tratados com estacas de brita, unicamente sob o cais vertical (Quadro 4.38), não são razoáveis, no que se refere aos valores de projecto, já que aí se determinou um valor substancialmente mais elevado dos assentamentos expectáveis, comparativamente aos cálculos segundo o método de Priebe e segundo o FEM, já que no projecto, como referido, o aumento de carga sobre a fundação foi substancialmente mais reduzido, e os módulos de deformabilidade eram também comparativamente mais elevados.

Os valores determinados neste estudo pelo método de Priebe e pelo FEM, apesar de diferentes, são da mesma ordem de grandeza, respectivamente de 14,8 e 13,6 cm. Não obstante e face às limitações da aplicação do FEM referidas no ponto 4.4.2, considera-se que os valores apresentam uma concordância bastante boa.

Neste estudo não se procedeu a um estudo específico para determinar a grandeza dos assentamentos a esperar de imediato, durante a construção, e qual a fracção dos assentamentos que ocorreriam por consolidação ao longo do tempo, tendo sido adoptada a simplificação empírica de projecto, que admite que metade dos assentamentos se verifica durante a construção e a restante ao longo do tempo.

De notar que os valores dos assentamentos, considerando um reforço com estacas de brita alargado para a zona envolvente aos cais verticais pelo FEM numa largura total de 23 m, mais reduzido que o anteriormente referido (8,6 cm), como era expectável, não pode ser comparado nem com o do método de Priebe, que não considera essa hipótese de alargamento da zona reforçada, nem com o do projecto.

Quadro 4.38 – Síntese dos assentamentos estimados do molhe – cais leste reforçado com estacas de brita

Assentamentos (cm)		Método de análise		
		Priebe (1995)		FEM
		Projecto	Autora	
Depois do reforço	total	20	14,8	13,6
	pós - construção	10	7,4	6,8

No que se refere à estabilidade dos cais pela análise do equilíbrio limite, considerando a estabilidade global, pode-se verificar que o coeficiente de segurança global que se obtém para o caso de reforço unicamente sob o cais, numa largura de 5 m, é suficiente, quase no limite do

aceitável em condições estáticas; no caso do reforço para a envolvente do cais, em 9 m para cada lado, o coeficiente de segurança global é demasiado elevado. Assim, pensa-se ser adequado, em obra, considerar um reforço dos solos de fundação para o exterior do cais numa extensão da ordem dos 3 m, que se admite, face aos resultados obtidos, ser suficiente para garantir um comportamento adequado, tanto do ponto de vista dos assentamentos, como da estabilidade, sem onerar excessivamente a obra. No entanto, para se optar sobre qual a extensão do reforço para além do cais, teria que se proceder à sua devida análise.

4.4.3.3. Monitorização

No projecto, não se considera um plano de observação e instrumentação da obra de forma a confirmar o desempenho adequado das estacas de brita, nem dos cais verticais, nem das restantes estruturas projectadas.

Neste contexto, visto ser um aspecto que se considera relevante, na medida em que as estacas de brita serão envolvidas por lodos de fracas características geotécnicas e serão executadas submersas, sugere-se a colocação de alguns instrumentos de controlo e monitorização.

Para o controlo das pressões intersticiais, e logo das tensões totais, propõe-se a colocação de piezómetros de resposta rápida, ou seja, eléctricos. Estes poder-se-ão localizar na camada lodosa (UG2), no eixo do cais segundo um único perfil e entre as estacas, pois é onde o aumento de pressões intersticiais devido à construção dos cais será mais elevado.

Sugere-se também a colocação de inclinómetros junto ao extremo lateral do cais, na sua parte exterior, para medir os deslocamentos horizontais que possam ocorrer nas camadas de fundação devido às forças impostas, aferindo o comportamento real com os cálculos FEM elaborados.

Relativamente ao controlo dos deslocamentos verticais e também horizontais que possam suceder na estrutura, propõe-se a colocação de marcas topográficas superficiais na parte superior dos cais verticais.

4.4.4. **Molhe – cais oeste**

Comparando os prováveis assentamentos nos casos do solo sem e com o reforço de estacas de brita, devido à sobrecarga do cais vertical, apresentados no Quadro 4.39, pode aferir-se que os valores obtidos da análise, segundo o método de Priebe, sugerem a não necessidade de reforço dos solos nesta região, uma vez que são relativamente pequenos, nomeadamente quando comparados com o valor considerado como admissível no projecto (20 cm no total).

Neste contexto sugere-se, para este molhe – cais, a solução alternativa analisada, em que não se considera o reforço do solo, mas sim a remoção de 1m restante da camada de lodos (UG2) e a substituição por enrocamento, visto ser uma solução mais económica, com um funcionamento correcto, mais fácil e rápido de executar.

Quadro 4.39 – Síntese dos assentamentos totais do molhe – cais oeste

Antes do reforço	Assentamentos totais (cm)	
	Após reforço	Sem reforço e com substituição dos lodos por enrocamento (1,5 m)
19,75	6,09	7,49

Capítulo 5

CONCLUSÕES

O reforço de solos moles com estacas de brita, tem vindo a ser desenvolvido ao longo dos últimos anos, contribuindo para a sua maior versatilidade, não só a nível do tipo de solo, mas também do tipo de melhoria que se pretende obter. Também conhecidas como colunas de brita, recorre-se ao método de vibrosubstituição, introduzindo no solo elementos com melhores características resistentes, proporcionando um comportamento global mais adequado às solicitações impostas.

Ao longo desta dissertação referiram-se diferentes aplicações das estacas de brita que as tornam uma alternativa mais económica à execução de fundações profundas clássicas. Aquelas vão desde o aumento da capacidade resistente do solo, à aceleração do processo de consolidação, à diminuição dos assentamentos diferenciais e totais, ao reforço da estabilidade global e à redução do potencial de liquefacção. Expuseram-se também os aspectos relacionados com o seu comportamento quando interagindo com o solo envolvente e perante um carregamento exterior.

São vários os parâmetros a considerar aquando do seu dimensionamento, dependendo todos eles das características do solo a intervir e do tipo de melhoria a efectivar, tendo sido analisados ao longo deste trabalho, conjuntamente com uma boa caracterização dos solos a reforçar; contribuiu-se assim para um mais correcto dimensionamento das estacas de brita.

No que diz respeito aos métodos de dimensionamento, são utilizadas várias metodologias empíricas, analíticas e numéricas. Presentemente, o método numérico mais utilizado é o método dos elementos finitos (FEM) considerando a homogeneização das características do solo. No que se refere aos métodos mais usuais, considera-se o método empírico de Priebe (1995) e o analítico de Balaam e Booker (1985), baseando-se ambos no conceito de célula unitária. Estes métodos têm como principal objectivo determinar a capacidade resistente e os assentamentos do solo perante um carregamento axial.

Relativamente à execução das estacas de brita, fez-se referência aos equipamentos utilizados na sua instalação, dando ênfase às características do elemento principal, o vibrador em profundidade. Podem ser utilizadas duas técnicas como método construtivo, nomeadamente, o processo húmido – mais usual – e o processo seco, onde pode, ou não, recorrer-se à pressão de ar.

O resultado final depende de um controlo rigoroso de qualidade, em todas as fases de obra, desde a fase de projecto até à fase de execução, passando pelo controlo do comportamento das estacas de brita após o reforço. Este é um aspecto determinante no controlo dos custos, pois permite que os resultados definidos no projecto sejam garantidos, evitando um aumento dos custos causados por resultados não previstos em projecto. Neste contexto, referiram-se os parâmetros mais importantes a serem controlados, antes, durante e após o reforço, bem como a instrumentação *in situ* geralmente utilizada nestes casos.

A realização desta dissertação teve como caso prático o projecto de execução do novo porto de pescas de Tavira, onde serão realizadas estacas de brita nos solos de fundação sob os cais verticais a implantar. Faz-se referência às fases e às alterações do projecto, expondo os motivos que as originaram, expondo-se a solução final adoptada. Referem-se as campanhas de prospecção geológico – geotécnicas realizadas ao longo das diferentes fases de evolução do projecto, bem como a sua interpretação, tendo também em consideração as metodologias de cálculo usadas, relativamente às fundações dos molhes – cais e às estacas de brita.

Fez-se uma nova interpretação geológico – geotécnica e discutiram-se as hipóteses feitas pela equipa de projecto para os parâmetros geológico – geotécnicos considerados nos cálculos dos assentamentos, da capacidade resistente das fundações e no dimensionamento dos elementos de reforço, ou seja, das estacas de brita.

Relativamente ao reforço do solo com estacas de brita, recorreu-se ao método de Priebe. Nesta dissertação, para além desse método implementou-se também uma análise pelo método dos elementos finitos (FEM) para a avaliação do comportamento das estacas de brita e compararam-se os resultados obtidos com os do projecto. Sugeriram-se ainda sistemas de observação a implementar para o controlo da obra e validação de pressupostos de concepção e análise.

Deste estudo, pode concluir-se por algumas inconsistências do projecto, nomeadamente subvalorização do incremento de carga provocado pelo cais vertical e uma sobrevalorização de algumas das características geotécnicas das camadas mais relevantes para o comportamento dos terrenos de fundação, a par de uma sobrestimação dos assentamentos previsíveis.

Relativamente ao projecto pode-se concluir que:

- As características geotécnicas adoptadas não parecem as mais adequadas face à informação obtida nas duas campanhas de prospecção e ensaios de campo e laboratório disponíveis;

- Particularmente, as características de deformabilidade das camadas lodosas e argilosas adoptadas são incompatíveis com a natureza dessas camadas, considerando-se o seu comportamento muito optimista ($E_{sol} = 60 \text{ MPa}$);
- O aumento de tensões sobre as formações de fundação provocado pelo cais vertical foi muito subestimado;
- Inexplicavelmente, admitindo que o projectista assumiu um comportamento demasiado optimista para as camadas lodosas e argilosas e subestimou o aumento de tensões, é previsto no projecto um assentamento total expectável na situação do solo não tratado, de ordem de grandeza correcta;
- Para o solo reforçado, os assentamentos previstos no projecto são da ordem de grandeza de cerca de 30 % superiores aos valores determinados pela autora.

Os métodos aplicados, apesar das limitações referidas relativamente ao processo de aplicação do método dos elementos finitos (FEM), mostra uma razoável concordância dos resultados obtidos por este método com os do método de Priebe. Confirma-se também a aproximação adoptada das características geotécnicas da homogeneização que se aplicou ao solo tratado com estacas de brita, partindo da relação A/A_c , rectificada para se ter em consideração a perturbação causada pela execução das estacas em meio submerso. Detalhando um pouco, relativamente aos estudos efectuados nesta dissertação, e aos resultados obtidos, pode afirmar-se que:

- Os dados disponíveis das duas campanhas de prospecção e ensaio não eram os ideais face ao tipo de obra e ao tipo de formações presentes;
- Nomeadamente, as características de deformabilidade para a camada lodosa só foram possíveis de estabelecer mediante a aplicação de correlações que, como se sabe, são poucos fiáveis para solos coesivos, complementada por uma pesquisa bibliográfica sobre materiais deste tipo;
- Contrariamente às características de deformabilidade, as características de resistência são substancialmente mais fiáveis, já que se dispõe de ensaios PDL e de molinete na formação lodosa;
- As análises efectuadas, tanto pelo método de Priebe como pelo FEM, são compatíveis entre si, apesar das limitações referidas ao modo como foram elaborados os cálculos de FEM;
- Enquanto o método de Priebe é mais fácil de aplicar para o dimensionamento das estacas de brita, a análise FEM realizada permite uma análise de comportamento dos solos tratados;
- A análise FEM permite determinar a influência de parâmetros que o método de Priebe não permite conhecer.

Face aos resultados obtidos, considera-se desnecessário um reforço para além do cais de 9 m, como analisado neste trabalho. Será interessante, para optar sobre qual a extensão mais adequada do reforço a utilizar para além do cais, proceder à análise dos resultados com um reforço de 3, 5 e 7 m para além do cais. No entanto, sem essa análise feita, por motivos de tempo disponível para esta dissertação, considera a autora, que possivelmente, um reforço de 3 m para além do cais deverá ser suficiente para se obter uma situação viável do ponto de vista dos assentamentos, da segurança à rotura e global, e simultaneamente económica.

Como alternativa, pode tirar-se partido dos resultados obtidos por Tallapragada e Golait (2012), utilizando o reforço só sob o cais, mas aplicando um encamisamento de geotextil às estacas de brita e ainda, eventualmente, na adição de cal e areia à brita das estacas.

Pelo contrário, no caso do cais oeste, e atendendo a que, após a dragagem geral, a espessura de lodos será unicamente de 1m, com assentamento, sem qualquer tratamento, dentro de valores aceitáveis, considera-se que não será adequada a solução de reforço dos solos da fundação com estacas de brita, antes se propondo que, sob o cais vertical, se proceda à remoção total dos lodos, substituindo-os por uma cama de brita e controlando assim o assentamento do referido cais.

Caso este porto venha a ser executado, teria interesse complementar o estudo aqui apresentado, desenvolvendo alguns pontos, nomeadamente:

- Testar as teorias de Tallapragada e Golait, (2012), redimensionar todo o reforço sob o cais para as estacas encamisadas com geotextil, comparando o seu custo com o custo de alargamento da zona tratada;
- Acompanhar a execução da obra e a sua entrada em funcionamento, comparando o comportamento real aferido com a instrumentação a colocar, com a previsão de comportamento feita nesta dissertação;
- Completar as análises efectuadas com um estudo da evolução no tempo dos assentamentos, considerando a consolidação sobretudo das camadas lodosas, caso se consigam obter parâmetros fiáveis para essa análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abelev, M. Y., 1977. *Constraction d'ouvrages sur les sols argileux mous saturés*. Paris: Technique et Documentation.
- Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. & Harada, K., 1979. The compozer. A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. *Proc. of Int. Conf. on Soil Reinforcement*, Volume 1, pp. 211-216.
- Aboshi, H. & Suematsu, N., 1985. Sand compaction pile method: state of the art paper. *Proc. 3rd Int. Geotechnical Seminar on Soil Improvement Methods*, pp. 38-44.
- Adalier, K. & Elgamal, A., 2004. Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology*, 72(3-4), pp. 275-291.
- Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab, H. B. & MadhaV, M. R., 1996. Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Journal of Computers and Geotechnics*, 18(4), pp. 261-290.
- Ambily, A. P. & Gandhi, S. R., 2007. Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Abril, 133(4), pp. 405-415.
- Asalemi, A. A., 2006. Application of seismic cone for characterization of ground improved by vibro - replacement. PhD Thesis (Civil Engineering). Columbia: The University of British Columbia, p. 318.
- Bae, W., Shin, B. & An, B., 2002. Behavior of foundation system improved with stone columns. *Proc. of the 12th Int. Offshore and Polar Engineering Conference, the Int. Society of Offshore and Polar Engineering*, Kitakyushu(Japan), pp. 675-678.
- Balaam, N. P. & Booker, J. R., 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5(4), pp. 379-403.
- Balaam, N. P. & Booker, J. R., 1985. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Volume 9, pp. 331-351.
- Balaam, N. P. & Poulos, H. G., 1983. The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns. *Pro. 8th European Conf. on SMFE*, Volume 1, pp. 199-204.
- Balaam, N. P., Poulos, H. G. & Brown, P. T., 1977. Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles. pp. 81-92.
- Barksdale, R. D. & Bachus, R. C., 1983. Design and construction of stone columns. *Report FHWA/RD-83/026*, 1(Virginia), p. 194.
- Barron, R. A., 1948. Consolidation of fine - grained soils by drain wells. *Transactions ASCE*, Volume 113, pp. 718-742.
- Baumann, V. & Bauer, G. E., 1974. The performance of foundations on various soils stabilised by the vibro-compaction method. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(11), pp. 509-530.

- Bergado, D. T., Anderson, L. R., Miura, N. & Balasubramaniam, A. S., 1996. Soft ground improvement: in lowland and other environments. ASCE Press, p. 427.
- Besonçon, G., Iorio, J. P. & Soyez, B., 1984. Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées. *Renforcement en place des sols et des roches - comptes rendus du colloque international*, 119(26), pp. 119-126.
- Black, J., Sivakumar, V., Madhav, M. & McCabe, B., 2006. An improved experimental test set-up to study the performance of granular columns. *Geotechnical Testing Journal*, 29(3), pp. 193-199.
- Black, J., Sivakumar, V. & McKinley, J., 2007. Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1), pp. 89-95.
- Bouassida, M., De Buhan, P. & Dormieux, L., 1995. Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns. *Geotechnique*, 45(1), pp. 25-34.
- BRE, 2000. *Specifying vibro stone columns*. BRE Press.
- Christoulas, S. T., Bouckovalas, G. & Giannaros, C. H., 2000. An experimental study on model stone columns. *Soils and Foundations Journal*, 40(6), pp. 11-22.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U. & Mengé, P., 2009. Construction processes. *Pro. 17Th Int. Conf. on Soil Mechanics e Geotechnical Engineering*, 7 October, Volume 4, pp. 3006-3135.
- Correia, R., 1982. *Aplicação de modelos matemáticos ao estudo de aterros construídos sobre solos argilosos moles*. LNEC. Tese para especialista.
- Cristóvão, A. J. F., 1985. Melhoria das características geotécnicas de solos com vibradores em profundidade. Vibrocompactação e vibrosubstituição por «estacas de brita». In: Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos ed. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, p. 233.
- Dayte, K. R., 1982. Settlement of bearing capacity of foundation system with stone columns. *Symposium on Recent Development in Ground Improvements Technics Held at Bangkok*, pp. 85-104.
- Domingues, T. S. S., 2006. Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise e dimensionamento. In: Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica ed. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, p. 215.
- Elsawy, M. B., 2010. Highway embankment constructed on soft soil improved by stone columns with geosynthetic materials. In: PhD Tesis ed. Essen: Duisburg - Essen University, Faculty of Engineering, p. 191.
- Elshazly, H., Hafez, D. & Mossaad, M., 2007. Settlement of circular foundations on stone column - reinforced grounds. *Journal of Ground Improvement*, 11(3), pp. 163-170.
- EN 14731, 2005. *Execution of special geotechnical works – Ground treatment by deep vibration*. European Standard.
- Eptisa & Intecsa, 2010. Remodelação do projecto do porto de pesca de Tavira. p. 225.
- Evgeniev, I. E. & Kazarnovski, V. D., 1979. Les remblais routiers sur sols mous. p. 272.
- Fernandes, M. M., 2011. Mecânica dos Solos - Volume II, Introdução à Engenharia Geotécnica. FEUP Edições, p. 592.

- González, J. C., 2008. *Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*. Tesis Doctoral ed. Santander: Universidad de Cantabria.
- Goughnour, R. R. & Bayuk, A. A., 1979. A field study of long-term settlement of loads supported by stone columns in soft ground. *Pro. Int. Conf. on Soil Reinforcement : Reinforcement Earth and Other Techniques*, 1(Paris), pp. 271-277.
- Greenwood, D. A., 1970. Mechanical improvement of soils below ground surfaces. *Pro. Conf. on Ground Engineering. Institution of Civil Engineers*, Issue 2, pp. 11-22.
- Guetif, Z., Bouassida, M. & Debats, M. J., 2007. Improved soft clay characteristics due to stone column instalation. *Computers and Geotechnics*, Volume 34, pp. 104-111.
- Han, J. & Ye, S. L., 1992. Settlement analysis of buildings on the soft clays stabilized by stone columns. *Proc. Int. Conf. on Soil Improvement and Pile Foundations*, Volume 118, pp. 446-451.
- Han, J. & Ye, S. L., 2001. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(7), pp. 597-603.
- Hayward Baker, 2010. *Vibro systems*. [Online] Available at: http://www.revbase.com/ttserverroot/Download/1391559_J83%20-%20Vibro%20Systems%20Bro%20Rev2010.pdf [Acedido em 3 Setembro 2011].
- Hernández, A. I. C., 2009. Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava. In: Tesis Doctoral ed. Santander: Universidad de Cantabria, p. 380.
- HP, 1997. *Porto de pesca de Tavira. Projecto de execução. Volume 1 - Memória Geral. Tomo 1 - Obras Portuárias*. Lisboa.
- Hughes, J. O. & Withers, N. J., 1974. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, 7(3), pp. 42-49.
- Hughes, J. O., Withers, N. J. & Greenwood, D., 1976. A field trial of the reinforcing effect of stone column in soil. Ground treatment by deep compaction. *Geotechnique*, March, 21(1), pp. 31-44.
- ICE, 1987. Specification for ground treatment. p. 32.
- IFC, C. E. S., [2011]. *Columnas de grava. Técnica de mejora de suelos*.
- IPTM, IP, 2002. *Porto de pesca de Tavira. Alteração do projecto de execução*. Lisboa.
- IPTM, IP, 2008. *Nota Técnica sobre a revisão do projecto de execução do porto de pesca de Tavira*. Lisboa.
- ISSMGE TC 17, 2009. C1. Vibro Replacement. *Proc. of the 17 th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Volume 1.
- Keller Group, 2009. *Vibro ground improvement*. [Online] Available at: http://www.tcd.ie/civileng/Staff/Brendan.OKelly/MSc S1_Geotechnical%20Engineering/Vibro_Ground_Brochure.pdf [Acedido em 21 Maio 2011].
- Keller, 2006. *Deep vibro techniques*. [Online] Available at: http://kellerfondazioni.com/technical_paper_en/12_56E.pdf [Acedido em 10 Dezembro 2011].
- KellerTerra, 2005. *Tratamientos de mejora del terreno. Vibroflotación. Columnas de grava*. [Online] Available at: <http://www.terratest.es/docs/columnasgrava2005pt.pdf> [Acedido em 21 Novembro 2011].

- Kempfert, H. G., 2003. Ground improvement methods with special emphasis on column - type techniques. *Keynote lecture. Proc. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice*, pp. 101-112.
- Lee, J. S. & Pande, G., 1989. Analysis of stone-column reinforced foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Volume 22, pp. 1001-1020.
- Madhav, M. R. & Vitkar, R. P., 1978. Strip footing on weak clay stabilized with granular trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), pp. 605-609.
- Masse, F., Brockbank, B. & Pearlman, S., 2004. CMC (Controlled modulus columns): potential application to canadian soils with a new trend in ground improvement. *Proc. 57th Canadian Geotechnical Conf. and 5th Joint CGS/IAH-CNC Conf.*, pp. 32-39.
- Mckelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A. & Graham, J., 2004. Modelling vibrated stone columns in soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 157(3), pp. 137-149.
- Mohammed, Y., Fattah, Emad, Y. & Khudhair, 2010. Improvement of soft clays by end bearing stone columns encased with geogrids. *Diyala Journal of Engineering Sciences*, pp. 310-326.
- Moseley, M. P. & Kirsch, K., 2005. Ground improvement. In: 2° ed. London and New York: Spon Press, pp. 57-92.
- Ng, K. S. & Tan, S. A., 2012. Equivalent column method for stone column design. *Proc. of the Int. Conf. on Ground Improvement and Ground Control*, 1(em impressão).
- OPWAY, 2008. Porto de Pesca de Tavira. Relatório Geológico-Geotécnico. p. 25.
- Poorooshasb, H. B. & Meyerhof, G. G., 1997. Analysis of behaviour of stone columns and lime columns. *Computers and Geotechnics*, 20(1), pp. 47-70.
- Priebe, H. J., 1976. Abschätzung des setzungsverhaltens lines durch stopverdish tung verbesserten baugrundes. *Die Bautechnik*, 5(54), pp. 160-162.
- Priebe, H. J., 1995. The design of vibro replacement. *GETEC*, December, Volume 28, n°10, pp. 31-37.
- Priebe, H. J., 1998. Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. *Proc. of the Geotechnique-Colloquium at Darmstadt*, 19 March, pp. 30-33.
- Quinalia, E., [2010]. *Estabilização de solos moles por vibrocompactação*. [Online] Available at: www.revistatechne.com.br [Acedido em 10 Setembro 2010].
- Raju, V. R., Hari Krishna, R. & Wegner, R., 2004. Ground improvement using vibro replacement in ASIA 1994 to 2004. A 10 year review. *Proc. 5th Int. Conf. on Ground Improvement Techniques*, pp. 10-60.
- Raman, S., 2006. Comparison of predicted settlement behaviour to the field measurement of stone column improved groud. Masters of report, University of Technology. In: Thesis MSc of Engineering (Civil - Geotechnics) ed. Malaysia: Faculty of Civil Engineering, Universiti Teknologi Malaysia, p. 162.
- Rocha, C. T., Silva, A. P. & Santos-Ferreira, A., 2012. Geotechnical characteristics and design restrictions of Tavira (Portugal) fishing port: soil improvement for vertical quays. *Proc. of the Int. Conf. on Ground Improvement and Ground Control*, 1(em impressão).
- Santos-Ferreira, A. & Santos, C., 2011. Hydrodynamic and geotechnical aspects of Tavira fishing port. *Proc. Int. Conf. on Advances in Geotechnical Engineering*, Issue Perth, pp. 915 - 920.

- SCDOT, 2010. Geotechnical design manual. *Ground Improvement*, pp. 19-90.
- Schweiger, H., 2009. Overview of design concepts of ground improvement techniques. Concept and design. *ISSMGE TC 17*, pp. 1-6.
- Silva, A. P. F., 2008. *Apontamentos da disciplina de Melhoria de Terrenos*. FCT-UNL: s.n.
- Sivakumar, V., Glynn, D., Black, J. & McNeill, J., 2007. A laboratory model study of the performance of vibrated stone columns in soft clay. *Proc. 11th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Madrid(Spain), pp. 1545-1550.
- Stuedlein, A. W., 2008. Bearing capacity and displacement of spread footings on aggregate pier reinforced clay . In: University of Washington: ProQuest, p. 559.
- Tallapragada, K. R. & Golait, Y. S., 2012. Comparative study of experimental and theoretical load carrying capacity of stone column with and without encasement of geosynthetics. *International Journal of Advances in Engineering and Technology*, 3(1), pp. 466-476.
- Tan, S. A. & Oo, K. K., 2005. Finite element modeling of stone columns - A case history. *Proc. 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1425-1428.
- Tan, S. A., Tjahyono, S. & Oo, K. K., 2008. Simplified plane - strain modeling of stone - column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(2), pp. 186-194.
- Thorburn, S., 1975. Building structures supported by stabilized ground. *Geotechnique*, 25(1), pp. 83-94.
- Townsend, F. C. & Anderson, J. B., 2004. *A compendium of ground modification techniques*. Florida Department of Transportation: Technical Report.
- Van Impe, W. & De Beer, E., 1983. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. *Pro. 8th ECSMFE*, Volume I, pp. 309-312.
- Vesic, A. S., 1972. Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of soil mechanics and foundation. Div.,ASCE*, 98(3), pp. 265-290.
- Wood, D., Hu, W. & Nash, D. T., 2000. Group effects in stone column foundations model tests. *Géotechnique*, 50(6), pp. 689-698.
- Zhang, R., 2009. Finite element study of geosynthetic encased stone columns in sensitive soft clay. In: PhD Thesis ed. Canberra: University of New South Wales, p. 319.