



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões:

Acompanhamento dos trabalhos de Fundações e Estruturas de Suporte.

Vitor Jorge Camelo Carneiro

Nº 1100039

Relatório de estágio apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Tecnologia e Gestão de Construções, realizado sob a orientação do Engenheiro José Filinto Castro Trigo, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil do ISEP e do Engenheiro David Pereira, Diretor de Fiscalização da Obra do Edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões

(Relatório redigido segundo o novo acordo ortográfico)

Novembro de 2012

*Dedico esta tese aos meus Pais, à Jael e à Angelina
por toda a compreensão,
a dedicação e o apoio na minha graduação
em Engenharia Civil.
Muito obrigado por tudo...*

*Em memória do operário que faleceu no
acidente do desmantelamento da grua Titan.*

*“Unir-se é um bom começo,
manter a união é um progresso,
e trabalhar em conjunto é a vitória.”
Henry Ford*

Agradecimentos

Gostaria de deixar aqui expressos os meus sentidos agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao Professor Engenheiro José Filinto Trigo um agradecimento muito especial por toda a orientação e disponibilidade que contribuíram de forma determinante para a realização deste trabalho. Obrigado pelo auxílio, paciência e sabedoria que só os grandes mestres possuem, mas que nem todos o conseguem demonstrar.

Ao meu Orientador de Estágio Engenheiro David Pereira um agradecimento muito especial por me ter aceite na equipa de Fiscalização e me dar a oportunidade única de ajudar a equipa nos seus trabalhos diários numa obra tão única como a que vivi. Obrigado pelos conselhos e orientações e por me preparar para a vida profissional.

À equipa de Fiscalização da Proman SA, em especial ao Engenheiro Carlos Manuel Santos por ter sido a pessoa que mais me acompanhou em obra, e fora de obra, partilhou conhecimentos valiosos, discutiu comigo de forma saudável soluções, erros e mesmo omissões de projeto.

À equipa da Betão Liz pela disponibilidade e auxílio da tarefa que me foi incumbida no que diz respeito ao controlo da qualidade e ensaios do betão.

Aos meus Pais, sem vocês nada disto seria possível. Tivestes um papel fundamental ao longo deste meu percurso académico e contribuístes de forma crucial para que a minha graduação fosse possível. Por todo o apoio, incentivo e carinho que sempre me demonstrastes, o meu enorme obrigado.

À minha irmã, Jael Carneiro, por todo o carinho e amor que sempre me transmitiu. Obrigado por ouvires os meus desabafos e frustrações, e por seres a pessoa mais próxima de mim, obrigado por seres o meu primeiro auxílio.

À minha namorada Angelina Rosas, pelo apoio incondicional que me deu, não só no presente relatório de estágio, mas também, na minha caminhada acadêmica. Obrigado por seres a minha serenidade, o meu porto de abrigo a minha calma, nos momentos em que mais precisei. Obrigado pelo ser humano magnífico que és, e por aquilo que sou ao teu lado.

A todos os meus amigos de Cinfães em especial aos meus amigos que me acompanharam na Licenciatura e Mestrado, Ana Costa, Juliana Santos, Natacha Bargão, André Cruz, Diogo Marinho, José Paulo Nogueira, Miguel Mota, Pedro Silva, Rolando Freitas, Tiago Silva, entre muitos outros, pelo privilégio da vossa amizade, por todo o apoio disponibilidade, estímulo, boa disposição e companheirismo.

A todos, mais uma vez, muito obrigado ...

Resumo

Infraestrutura com mais de um século de história, o Porto de Leixões encontra-se em fase de renovação com a criação de um emblemático Edifício de Terminal de Cruzeiros.

Obra de arquitetura arrojada, o edifício é implantado em condições geológico-geotécnicas adversas e na convivência com o efeito da água do mar e das respetivas marés.

O presente relatório é relativo a um Estágio realizado na obra numa fase de execução dos trabalhos de fundações e de contenções periféricas (ensecadeira).

Apresentam-se as soluções sugeridas em projeto, as soluções apresentadas inicialmente pelo construtor e as alternativas a estas, propostas já durante a obra.

Descrevem-se as diferentes soluções, identificando os equipamentos, recursos humanos e procedimentos envolvidos.

Comparam-se os respetivos rendimentos e custos.

Apresenta-se o Plano de Instrumentação e de Monitorização implementado em obra.

Descreve-se em pormenor o trabalho realizado pelo estagiário, em obra, no decurso do estágio.

Palavras-Chave: Cutter soil mixing, ensecadeira, estacas, fundações indiretas, jet grouting, maciço de fundação, microestacas, Novo Terminal de Cruzeiros de Leixões, paredes moldadas, plano de instrumentação.

Abstract

Infrastructure with over a century of history, the Port of Leixões is undergoing renovation with the creation of an iconic Cruise Terminal.

Work of bold architecture, the building is located in adverse geological and geotechnical conditions and living with the effects of seawater and the respective flows.

The current report is related to a internship. in the construction above mentioned, in the implementation phase of foundations works and peripheral contentions (caisson).

It presents the suggested solutions in project, the solutions presented initially by the manufacturer and alternatives to these proposals, developed during the construction.

It describes the various approaches, identifying the equipment, manpower and procedures involved.

It compares the respective yields and costs.

It presents the Instrumentation and Monitoring Plan implemented in work.

It describes in detail, the work performed by the trainee, in the construction, during the internship.

Keywords: Cutter soil mixing, caisson, piles, indirect foundations, jet grouting, solid foundation, micro piles, New Cruise Terminal of Leixões, slurry walls, instrumentation plan.

Confidencialidade

É proibida a reprodução e a divulgação da presente obra até dar-se por concluída a execução do Novo Terminal de Cruzeiros de Leixões.

Encontram-se no presente documento informações, imagens e pormenores sigilosos e com direitos de autor.

Após a inauguração do edifício serão permitidas reproduções parciais deste documento na condição que seja mencionado o Autor e feita referência ao Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, 2012.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Respetivamente aos desenhos de projeto, os mesmos, são propriedade de Luís Pedro Silva, Arquiteto Unipessoal Lda. e não podem ser reproduzidos, divulgados ou no todo ou em parte, sem autorização expressa.

Reservados todos os direitos pela legislação em vigor DEC-LEI 63/85 (14 Mar).

Disclaimer

It is forbidden the reproduction and diffusion off the present document, until the conclusion of all works in the construction of the new Cruise Terminal of Leixões.

There are, in this document, information, images and details absolutely confidential and copyrighted.

After the inauguration of the building, will only be allowed the partial reproduction of this document if the author is mentioned and be made reference to the Department of Civil Engineering, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, 2012.

The opinions and information contained in this document represents only the view point of its author, when the Editor cannot accept any legal responsibility or other for errors or omissions that may exist.

Respectively to design drawings, they are owned by Pedro Luís Silva, Unipessoal Architect Ltd. and cannot be reproduced, disclosed or in whole or in part without express permission.

All rights reserved by law DEC-LEI 63/85 (14 Mar).

INDICE

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	IX
ABSTRACT	X
CONFIDENCIALIDADE	XIII
DISCLAIMER	XIV
INDICE	XVII
ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES	XXI
ÍNDICE DE TABELAS	XXVII
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XXIX
ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO DE ESTÁGIO	1
OBJETIVOS DO RELATÓRIO	2
CAPITULO 1 – INTRODUÇÃO	5
1.1. APRESENTAÇÃO DO ESTAGIÁRIO.....	5
1.2. APRESENTAÇÃO DO ORIENTADOR DE ESTÁGIO (ISEP)	5
1.3. APRESENTAÇÃO DO SUPERVISOR EM OBRA.....	5
1.4. APRESENTAÇÃO DA ENTIDADE ONDE SE REALIZOU O ESTÁGIO.....	6
1.5. OBJETIVOS DO ESTÁGIO	6
1.6. RESUMO DO TRABALHO REALIZADO.....	6
1.7. APRESENTAÇÃO DO ORGANOGRAMA ONDE FIGURA O ESTAGIÁRIO	7
1.8. DESCRIÇÃO DA RELAÇÃO DO ESTAGIÁRIO COM OS RESTANTES INTERVENIENTES	7
CAPITULO 2 - ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	11
CAPITULO 3 - ENQUADRAMENTO DA OBRA	21
3.1. APRESENTAÇÃO	21
3.2. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	23
3.3. O MACIÇO DE FUNDAÇÃO.....	24
CAPITULO 4 - ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE PROJETO INICIAL	28
4.1. APRESENTAÇÃO	29
4.2. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA SOLUÇÃO DE FUNDAÇÕES E DE ESTRUTURAS DE SUPORTE ADOTADAS	30
4.3. FUNDAÇÕES INDIRETAS - ESTACAS	30
4.3.1. <i>Descrição</i>	30
4.3.2. <i>Aspetos de dimensionamento</i>	30
4.3.3. <i>Rendimentos previstos</i>	31
4.3.4. <i>Mapa de medições</i>	32

4.3.5.	<i>Dificuldades de execução</i>	33
4.4.	ENSECADEIRA – PAREDES MOLDADAS	34
4.4.1.	<i>Descrição</i>	34
4.4.2.	<i>Aspetos de dimensionamento</i>	42
4.4.3.	<i>Rendimentos previstos</i>	44
4.4.4.	<i>Dificuldades de execução</i>	44
CAPITULO 5- ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE PROJETO VARIANTE.....		47
5.1.	APRESENTAÇÃO	47
5.2.	FUNDAÇÕES INDIRETAS - ESTACAS	47
5.2.1.	<i>Descrição</i>	47
5.2.2.	<i>Aspetos de dimensionamento</i>	55
5.2.3.	<i>Rendimentos Previstos</i>	56
5.2.4.	<i>Rendimentos Obtidos</i>	57
5.2.5.	<i>Mapa de medições</i>	57
5.2.6.	<i>Dificuldades de execução</i>	58
5.3.	FUNDAÇÕES INDIRETAS – MICROESTACAS.....	60
5.3.1.	<i>Descrição</i>	60
5.3.2.	<i>Aspetos de dimensionamento</i>	70
5.3.3.	<i>Rendimentos Previstos</i>	73
5.3.4.	<i>Rendimentos Obtidos</i>	73
5.3.5.	<i>Mapa de medições</i>	73
5.3.6.	<i>Dificuldades de execução</i>	74
5.4.	ENSECADEIRA EM CUTTER SOIL MIXING (CSM).....	75
5.4.1.	<i>Descrição</i>	75
5.4.2.	<i>Aspetos de dimensionamento</i>	86
5.4.3.	<i>Rendimentos Previstos</i>	92
5.4.4.	<i>Rendimentos Obtidos</i>	93
5.4.5.	<i>Mapa de medições</i>	93
5.4.6.	<i>Dificuldades de execução</i>	95
5.5.	ENSECADEIRA – JET GROUTING	96
5.5.1.	<i>Descrição</i>	96
5.5.2.	<i>Aspetos de dimensionamento</i>	101
5.5.3.	<i>Mapa de medições</i>	103
5.5.4.	<i>Dificuldades de execução</i>	103
5.6.	ENSECADEIRA – BOMBAGEM DE ÁGUA E IMPERMEABILIZAÇÃO	103

CAPITULO 6- COMPARAÇÃO DAS DUAS SOLUÇÕES DE PROJETO.....	111
6.1. COMPARAÇÃO DE RENDIMENTOS	111
6.2. COMPARAÇÃO DE PREÇOS.....	112
CAPITULO 7- PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E DE OBSERVAÇÃO.....	117
7.1. GENERALIDADES.....	117
7.2. GRANDEZAS A MEDIR.....	117
7.3. MEIOS PARA A MEDIÇÃO.....	117
7.4. CARACTERÍSTICAS DOS APARELHOS.....	117
7.5. FREQUÊNCIA DAS LEITURAS	118
7.6. CRITÉRIOS DE ALERTA E DE ALARME.....	119
7.7. MEDIDAS DE REFORÇO	119
CAPITULO 8 – ACOMPANHAMENTO DOS TRABALHOS EM OBRA.....	123
8.1. ENSAIOS DE CONTROLO DOS MATERIAIS	123
8.2. VERIFICAÇÃO DA INTEGRIDADE DE ESTACAS PELO MÉTODO DA RESPOSTA DINÂMICA (ENSAIO SÓNICO).....	128
8.3. MONITORIZAÇÃO DE ELEMENTOS CONTÍGUOS À OBRA.....	134
8.4. CONTROLO DOS FLUIDOS DE BENTONITE.....	139
8.5. CONTROLO DOS MEIOS AFETOS À OBRA	143
8.6. CUMPRIMENTO DOS PRAZOS ESTABELECIDOS	148
CAPITULO 9 – CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS GERAIS ACERCA DO ESTÁGIO.....	153
9.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS FACE AOS CONDICIONALISMOS EM OBRA	153
9.2. COMENTÁRIO AOS ENSINAMENTOS RECEBIDOS DURANTE O MESTRADO E EM PARTICULAR SOBRE A SUA RELEVÂNCIA PARA A REALIZAÇÃO DO ESTÁGIO	154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
ANEXOS	157

Índice de Ilustrações

Ilustração 1 - Organograma da Equipa de Fiscalização.....	7
Ilustração 2 - Mapa de demonstração da Costa do Mar [2].....	11
Ilustração 3 - Proposta de James Abernethy para um porto na foz do Leça, 1865 [2].....	12
Ilustração 4 - Vista geral das vias de acesso às pedreiras de S.Gens [2]	13
Ilustração 5 - Estaleiro de construção dos blocos artificiais do molhe Norte [2].....	13
Ilustração 6 - Vista geral do porto e da Vila de Matosinhos-Leça. [2]	14
Ilustração 7 - Porto de Leixões em Planta, 1942 [3].....	14
Ilustração 8 – Quebra-mar molhe sul [1]	15
Ilustração 9 - Projeto de ligações ferroviárias entre o Porto e o Porto comercial de Leixões [2]	15
Ilustração 10 - Antiga Ponte Móvel [2]	16
Ilustração 11 - Ponte Móvel [2]	16
Ilustração 12 - Terminal Multiusos do Porto de Leixões [2].....	16
Ilustração 13 - Navio acostado ao novo cais [2]	17
Ilustração 14- Porto de Leixões, 2012 [2].....	17
Ilustração 15 - Perspetiva do sector extremo da intervenção.....	21
Ilustração 16 - Modelo Computorizado [4]	22
Ilustração 17 - Modelação (Vista Aérea) [4].....	23
Ilustração 18 – Modelação (Entrada Principal) [4].....	23
Ilustração 19 - Localização do edifício/ Local antes do início das obras	23
Ilustração 20 – Amostras de sondagens [7].....	25
Ilustração 21 - Excerto da Carta Geológica [8].....	26
Ilustração 22~Modelação 3D do grupo de Estacas.....	31
Ilustração 23- Folha de cálculo dos esforços nas estacas do maciço das estacas do Pilar PN'4.	31
Ilustração 24 - Amostras de blocos de enrocamento.....	33
Ilustração 25 - Execução do muro guia [10, 12].....	37
Ilustração 26 - Balde com maxilas [10]	39
Ilustração 27 - Escavação (exemplos) [12].....	39
Ilustração 28 - Armadura a ser colocada [12]	41
Ilustração 29 – Modelos: Modelo de barras [12].....	43
Ilustração 30 – Modelos: Modelo das lajes. [12]	44
Ilustração 31 – Equipamento necessário para execução de estacas.....	48
Ilustração 32 - Equipamento necessário para execução de estacas (cont.)	49
Ilustração 33 - Implantação Topográfica.....	50
Ilustração 34 - Sinalização de local de furação	50
Ilustração 35 - Verificação de verticalidade.....	51
Ilustração 36 – Furação.....	51

Ilustração 37 - Colocação da armadura	52
Ilustração 38- Armadura Suspensa.....	52
Ilustração 39 - Calços de betão.....	52
Ilustração 40 – Espaçador.....	53
Ilustração 41 - Tubos Tremi Suspensos	53
Ilustração 42 - Início da betonagem.....	54
Ilustração 43 - Fim da betonagem.....	54
Ilustração 44 - Pormenor do poliestireno.....	54
Ilustração 45 - Corte com recurso a um disco de diamante.....	54
Ilustração 46 - Cabeça de estaca.....	55
Ilustração 47 - Máquina a executar saneamento.....	55
Ilustração 48 - Estaca saneada.....	55
Ilustração 49- Colapso do terreno em volta da estaca	58
Ilustração 50 - 2º Colapso.....	58
Ilustração 51 - Peça de ligação ao caroteiro partida.....	59
Ilustração 52- Tentativa de "resgate" do caroteiro.....	59
Ilustração 53 - Soldador a cortar o tubo danificado pelo enrocamento.....	59
Ilustração 54 - Soldador a preparar anéis de reforço	59
Ilustração 55 – Aluimento de estaca	60
Ilustração 56 - Estaca assoreada betonada com betão pobre	60
Ilustração 57 - Equipamento necessário para execução de microestacas.....	61
Ilustração 58 - Equipamento necessário para execução de microestacas.....	62
Ilustração 59 - Máquinas em furação.....	66
Ilustração 60 - Pormenor de furação.....	66
Ilustração 61 - Injeção de calda de cimento.....	66
Ilustração 62 - Injeção da calda de cimento em tubos manchete	66
Ilustração 63 - Tubos perdidos com braçadeiras	67
Ilustração 64 - Varões de aço.....	67
Ilustração 65 - Pormenor do varão de aço.....	67
Ilustração 66 - Máquina em furação.....	67
Ilustração 67 - Colocação do tubo.....	68
Ilustração 68 - Tubos manchete.....	68
Ilustração 69 - Tubos manchete com braçadeiras.....	68
Ilustração 70 - Injeção de alta pressão.....	68
Ilustração 71 - Controlo de pressão das injeções	69
Ilustração 72 - Microestaca com calda injetada.....	69
Ilustração 73 – Pormenor estaca com calda injetada	69

Ilustração 74 – Chapa de topo	70
Ilustração 75 - Microestaca finalizada.....	70
Ilustração 76 - Máquina com avaria em pleno trabalho.....	74
Ilustração 77 - Jato de lodo	74
Ilustração 78 - Equipamento necessário para execução dos painéis CSM.....	76
Ilustração 79 - Equipamento necessário para execução dos painéis CSM (cont.).....	77
Ilustração 80 - Equipamento necessário para execução dos painéis CSM (cont. 2).....	78
Ilustração 81 - Topógrafo a marcar painéis	80
Ilustração 82 - Colocação da sinalização.....	80
Ilustração 83 - Estaca de sinalização.....	80
Ilustração 84 - Alinhamento da vara.....	81
Ilustração 85 - Início da furação.....	81
Ilustração 86 - Início da furação.....	81
Ilustração 87 - Avanço da furação	81
Ilustração 88 - Ecrã com sistema “B-Tronic”	81
Ilustração 89 - Pormenor do ecrã	81
Ilustração 90 - Fim da furação.....	82
Ilustração 91 - Subida da vara	82
Ilustração 92 - Lavagem automática da vara.....	82
Ilustração 93 - Fim do processo de furação.....	82
Ilustração 94 - Elevação do perfil	83
Ilustração 95 - Plataforma guia de perfis.....	83
Ilustração 96 - Nivelamento do perfil.....	83
Ilustração 97 - Perfil a descer com carga pontual.....	83
Ilustração 98 - Lavagem do conjunto	83
Ilustração 99 - Inserção do dispositivo.....	84
Ilustração 100 - Recolha da amostra.....	84
Ilustração 101 - Painel CSM executado	84
Ilustração 102 - Saneamento dos topos dos painéis	84
Ilustração 103 - Sequencia de execução da armadura.....	85
Ilustração 104 - Cofragem da Viga de Coroamento.....	85
Ilustração 105 - Lavagem da armadura.....	85
Ilustração 106 - Betonagem e vibração	86
Ilustração 107 - Viga de coroamento executada	86
Ilustração 108 - Modelo de cálculo da secção tipo 1 [17].....	88
Ilustração 109 - Modelo de cálculo da secção tipo 3	88
Ilustração 110 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção ST1 ($\delta h_{\text{máx.}}=29,65 \text{ mm}$)[17]....	88

Ilustração 111 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção ST2 ($\delta h_{\text{máx.}} = 8 \text{ mm}$) [17]	88
Ilustração 112 - Deslocamentos da parede de contenção ST3.....	88
Ilustração 113 - Esforços na parede de contenção ST1 [17]	89
Ilustração 114 - Esforços na parede de contenção ST2 [17]	89
Ilustração 115 - Esforços na parede de contenção ST3 [17]	90
Ilustração 116 – Máquina de CSM (RS 22) e Titan.....	95
Ilustração 117 - Reparação do dente da roda.....	95
Ilustração 118 - Pormenor do dente	95
Ilustração 119 - Jet Grouting - calda de cimento - Tipo 1 [20].....	96
Ilustração 120 - Jet Grouting - água e calda de cimento – Tipo 2 [20].....	97
Ilustração 121 - Jet Grouting - ar e calda de cimento - Tipo 2 [20].....	97
Ilustração 122 - Jet Grouting - Injeção de água, de ar e de calda de cimento - Tipo 3. [20].....	97
Ilustração 123 - Ensaio do Jet-grouting	98
Ilustração 124 - Colunas de ensaios	98
Ilustração 125 - Preparação para furação	99
Ilustração 126 - Consola de operação da central.....	100
Ilustração 127 - Central de cimento.....	100
Ilustração 128 - Bomba de injeção de calda de cimento	100
Ilustração 129 - Painel de manobra.....	100
Ilustração 130 - Máquina em furação 1.....	101
Ilustração 131 - Máquina em furação 2.....	101
Ilustração 132 - Esquema ELU [19]	102
Ilustração 133 - Ábacos para argilas e siltes ou areia e seixos	103
Ilustração 134 - Inundação em obra devido a falha de uma bomba.....	104
Ilustração 135 - Aluimento devido à drenagem de um poço.....	104
Ilustração 136 - Bomba em funcionamento.....	104
Ilustração 137 - Caudal escoado.....	104
Ilustração 138 - Poço drenado por tubo permeável	105
Ilustração 139 - Manta Voltex e Bentoseal.....	105
Ilustração 140 - Corte da manta.....	106
Ilustração 141 - Colocação da manta	107
Ilustração 142 - Colocação da manta 2.....	107
Ilustração 143 - Junta da Manta	107
Ilustração 144 – “Fecho“ de juntas em estacas	107
Ilustração 145 – “Fecho“ de juntas em microestacas	107
Ilustração 146 - Vista geral com manta	108
Ilustração 147 – Esquema de aplicação do BentoSeal.....	108

Ilustração 148 – Classes de abaixamento [22]	123
Ilustração 149 - Colheita de amostra	124
Ilustração 150 - Utensílios do slump test	124
Ilustração 151 - Temperatura ambiente.....	124
Ilustração 152 - Temperatura do betão.....	124
Ilustração 153 - Verificação do abaixamento	124
Ilustração 154 - Vibração do betão.....	125
Ilustração 155 - Provetes a curar.....	125
Ilustração 156 - Amostras do empreiteiro.....	125
Ilustração 157 - Proвете a ser pesado	125
Ilustração 158 - Ensaio de compressão	126
Ilustração 159 – Classes de resistência [22]	126
Ilustração 160 - Rotura satisfatória [22]	127
Ilustração 161 - Roturas não satisfatórias [22].....	127
Ilustração 162 - Valores de Ensaios	127
Ilustração 163 - Testconsult TDR-2	128
Ilustração 164 – Recetor	129
Ilustração 165 - Localização do "oco"	129
Ilustração 166 - Pancadas de ensaio.....	130
Ilustração 167 - Leitura de resultados.....	130
Ilustração 168 - Gráficos Resposta Estaca 1.....	132
Ilustração 169 - Gráficos Resposta Estaca 20	132
Ilustração 170 - Gráficos Resposta Estaca 21	133
Ilustração 171 - Gráficos Resposta Estaca 29	133
Ilustração 172 - Gráficos Resposta Estaca 32	133
Ilustração 173 - Gráficos Resposta Estaca 50	133
Ilustração 174 - Gráficos Resposta Estaca 3.....	133
Ilustração 175 - Gráficos Resposta Estaca 4.....	133
Ilustração 176 - Gráficos Resposta Estaca 5.....	133
Ilustração 177 - Gráficos Resposta Estaca 6.....	133
Ilustração 178 - Gráficos Resposta Estaca 9.....	134
Ilustração 179 - Gráficos Resposta Estaca 10	134
Ilustração 180- Escavação à cota 0.....	134
Ilustração 181 - Localização em planta dos alvos.....	135
Ilustração 182 - Deslocamento da parede CSM.....	137
Ilustração 183- 1ª Fase de escoramento.....	137
Ilustração 184 - 2ª Fase de escoramento.....	138

Ilustração 185 - Cortina de estacas-prancha.....	138
Ilustração 186 – Pormenor da aba metálica.....	139
Ilustração 187 - Posto de reciclagem de bentonite.....	139
Ilustração 188- Areias separadas	140
Ilustração 189 - Equipamento de controlo.....	140
Ilustração 190 - Material para obter amostra.....	141
Ilustração 191 - Legenda dos gráficos.....	143

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Identificação do estagiário e informações gerais sobre o estágio.....	5
Tabela 2 - Resumo das sondagens realizadas [6]	24
Tabela 3 - Aptidão do maciço rochoso [6].....	25
Tabela 4 - Duração da Tarefa: execução de estacas (proposta inicial).....	31
Tabela 5 - Rendimento teórico previsto das estacas (proposta inicial)	32
Tabela 6 - Mapa de medições – Estacas de Ø 800 mm.....	32
Tabela 7 - Mapa de medições – Estacas de Ø 1000 mm	32
Tabela 8 - Mapa de medições – Estacas de Ø 1200 mm	33
Tabela 9 - Lista de Equipamentos – Paredes Moldadas	34
Tabela 10 - Lista de Meios Humanos – Execução de Paredes Moldadas	34
Tabela 11 - Lista de Equipamentos - Execução de Estacas	48
Tabela 12 - Lista de Meios Humanos – Execução de Estacas	49
Tabela 13 - Esforços atuantes nas estacas	55
Tabela 14 - Esforços resistentes nas estacas.....	56
Tabela 15 - Esforços em ELS e ELU.....	56
Tabela 16 - Duração da tarefa: execução de estacas (proposta variante).....	56
Tabela 17 - Quantidade de estacas a sanear (proposta variante)	56
Tabela 18 - Rendimento teórico previsto das estacas (proposta variante).....	57
Tabela 19 - Rendimentos obtidos - execução de Estacas.....	57
Tabela 20 - Mapa de medições (Estacas 800 mm).....	58
Tabela 21 - Lista de Equipamentos – Execução de Microestacas	61
Tabela 22 - Metodologia de furação e equipamento	63
Tabela 23 - Lista de Meios Humanos – Execução de microestacas	63
Tabela 24 - Esforços atuantes e de dimensionamento.....	70
Tabela 25 - Comprimento de selagem	72
Tabela 26 - Comprimento de selagem (microestacas de fundação).....	72
Tabela 27 - Duração da tarefa: execução de microestacas	73
Tabela 28 - Quantidade prevista de microestacas (metro)	73
Tabela 29 - Rendimento teórico previsto para as microestacas	73
Tabela 30 - rendimentos obtidos das microestacas	73
Tabela 31 Mapa de medições (microestacas)	73
Tabela 32 - Lista de Equipamentos – Execução de Estacas.....	75
Tabela 33 - Lista de meios humanos – execução de cutter soil mixing.....	78
Tabela 34 - Zonamento geológico – geotécnico.	87
Tabela 35 - Verificação de segurança ao corte [17]	91
Tabela 36 - Verificação de segurança à flexão.	92

Tabela 37 Deslocamentos horizontais.....	92
Tabela 38 - Duração da tarefa: execução dos painéis CSM.....	92
Tabela 39 - Quantidade de painéis a executar.....	92
Tabela 40 - Rendimento de execução dos painéis CSM.....	92
Tabela 41 - Rendimentos obtidos (CSM).....	93
Tabela 42 - Medições do painel CSM.....	93
Tabela 43 - Medições dos perfis.....	93
Tabela 44 - Medição microestacas (CSM).....	93
Tabela 45 - Medições dos tubos de injeções.....	93
Tabela 46 - Medições da viga de coroamento.....	94
Tabela 47 - Medição da escavação.....	94
Tabela 48 - Medição do aterro.....	94
Tabela 49 - Medição da demolição dos painéis CSM.....	94
Tabela 50 - Medição da instrumentação.....	94
Tabela 51 - Lista de equipamentos - Jet Grouting.....	97
Tabela 52 - Lista de Recursos Humanos - Jet Grouting.....	98
Tabela 53 - Mapa de medições (jet-grouting).....	103
Tabela 54 - Tabela resumo dos rendimentos (estacas).....	111
Tabela 55 - Tabela Resumo dos Rendimentos (Microestacas).....	112
Tabela 56 - Preço total da execução de estacas de 800mm.....	112
Tabela 57 - Preço total da execução de estacas de 1200mm.....	113
Tabela 58 - Preço total de execução de estacas.....	113
Tabela 59 - Preço total da execução de microestacas.....	113
Tabela 60 - Critérios de alerta e de alarme.....	119
Tabela 61 - Gráfico obtido na Testconsult TDR-2.....	128
Tabela 62 - Quadro síntese do tipo de estacas.....	129
Tabela 63 - Adaptado do Relatório da GEOSOLVE.....	131
Tabela 64 - Amostra escolhida de estacas 800 mm.....	132
Tabela 65 - Amostra escolhida de Estacas 1200 mm.....	133
Tabela 66 - Deslocamentos da parede de CSM.....	136
Tabela 67- Tarefas incluídas no balizamento.....	149

Índice de Gráficos

Gráfico 1 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de novembro de 2011.	143
Gráfico 2 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de novembro de 2011.....	143
Gráfico 3 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de dezembro de 2011.....	144
Gráfico 4 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de dezembro de 2011.....	144
Gráfico 5 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de janeiro de 2012.	144
Gráfico 6 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de janeiro de 2012.	145
Gráfico 7 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de fevereiro de 2012.....	145
Gráfico 8 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de fevereiro de 2012.....	145
Gráfico 9 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de março de 2012.....	146
Gráfico 10 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de março de 2012.....	146
Gráfico 11 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de abril de 2012.	146
Gráfico 12 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de abril de 2012.	147
Gráfico 13 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de maio de 2012.....	147
Gráfico 14 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de maio de 2012.....	147
Gráfico 15 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de junho de 2012.	148
Gráfico 16 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de junho de 2012.	148

Organização do relatório de estágio

O presente relatório de estágio está disposto num total de nove capítulos, com os seguintes conteúdos:

No Capítulo 1 é realizada uma pequena descrição sobre o estagiário e o meio no qual estagiou, assim como os objetivos traçados e trabalhos realizados. É também demonstrada a integração do estagiário na equipa e no meio envolvente.

No Capítulo 2 é concretizado um enquadramento histórico do Porto de Leixões, onde são revelados aspetos históricos interessantes.

No Capítulo 3 é efetivado um enquadramento ao projeto do Terminal de Cruzeiros de Leixões, com a descrição do edifício e dos aspetos mais gerais do mesmo.

O Capítulo 4 é reservado para a análise da solução de projeto inicial do Terminal de Cruzeiros, com a descrição do tipo de fundações, respetivos aspetos de dimensionamento, procedimentos construtivos, etc.

No Capítulo 5 repete-se o mesmo modelo do capítulo 4, mas relativamente à proposta variante de projeto.

No Capítulo 6 faz-se a análise comparativa entre as duas soluções de projeto.

O Capítulo 7 é reservado ao Plano de Instrumentação e Observação implementado em obra.

O Capítulo 8 é focalizado no acompanhamento dos trabalhos em obra e em laboratório no qual o estagiário descreve os vários tipos de controlo e ensaios.

O Capítulo 9 é reservado para as considerações finais e para algumas recomendações.

Objetivos do relatório

O objetivo principal deste relatório de projeto é o de dar a conhecer o trabalho desenvolvido pelo estagiário no acompanhamento da execução dos trabalhos referentes às Fundações e Estruturas de Suporte do edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões.

No decorrer do relatório, procurar-se-á realizar uma análise crítica de alguns dos trabalhos ocorridos, assim como das soluções abordadas, fornecer elementos para um melhor conhecimento do projeto, das soluções construtivas adotadas, e, dentro do possível, revelar o desempenho do estagiário na ajuda à equipa de fiscalização no seu trabalho diário.

Capítulo 1. *Introdução*

Capítulo 1 – Introdução

1.1. APRESENTAÇÃO DO ESTAGIÁRIO

O Estagiário **Vitor Jorge Camelo Carneiro** possui como formação académica a Licenciatura em Engenharia Civil (Universidade Fernando Pessoa, 2010) e frequenta o Mestrado de Tecnologias e Gestão de Construções do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP). Recebeu em 2010, por intermédio da Top Informática – Cype©, dois Prémios: Projeto de Especialidades – Estabilidade/ Cálculo Orgânico de Betão II.

Nome	Vitor Jorge Camelo Carneiro
Duração do estágio	12 meses (19-09-2011 a 19-09-2012)
Tema de estágio	Edifício do Terminal de Cruzeiros do Porto de Leixões: Acompanhamento dos trabalhos de Fundações e Estruturas de Suporte.
Instituição de acolhimento	PROMAN - Centro de Estudos e Projetos, S.A..
Local de estágio	APDL- Porto de Leixões
Orientador de estágio	José Filinto Castro Trigo, Engenheiro Civil, Especialista OE em Geotecnia, Especialista (IPP, IPL, UP) em Engenharia Civil – Área de Geotecnia.
Coordenação do estágio	António David Pereira, Engenheiro Civil, FEUP

Tabela 1 - Identificação do estagiário e informações gerais sobre o estágio

1.2. APRESENTAÇÃO DO ORIENTADOR DE ESTÁGIO (ISEP)

O orientador de estágio foi o Engenheiro Civil José Filinto Castro Trigo, Mestre em Engenharia (área de Geotecnia) pela Universidade de São Paulo, em 1990, e Licenciado em Engenharia Civil (ramo estruturas), em 1986, pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Atualmente desempenha o cargo de Professor Adjunto no Departamento de Engenharia Civil do ISEP. É Especialista em Geotecnia pela Ordem dos Engenheiros e Especialista em Engenharia Civil – Área de Geotecnia, pelos Institutos Politécnicos do Porto, de Lisboa e pela Universidade do Porto. Desenvolve atividades de projeto e de consultoria em estruturas e geotecnia.

1.3. APRESENTAÇÃO DO SUPERVISOR EM OBRA

O supervisor de estágio, em obra, foi o Engenheiro António David Pereira, Licenciado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, membro da OE - Ordem dos Engenheiros da Região Norte com o nº 016846, desde 06-01-1982. Desenvolve atividades na área de projetos de construção civil em diversas especialidades e na fiscalização de obras. Exerce também consultoria técnica em empresas detentoras de certificados de empreiteiros de Obras Públicas e Particulares. Atualmente, é Diretor de Fiscalização de Obras Públicas, pela Empresa PROMAN - Centro de Estudos e Projetos, S.A.

1.4. APRESENTAÇÃO DA ENTIDADE ONDE SE REALIZOU O ESTÁGIO.

O presente estágio formal, do qual se apresenta o respetivo relatório, decorreu na empresa PROMAN - Centro de Estudos e Projetos, S.A.. Esta é uma empresa de engenheiros consultores que integra técnicos, especialistas e gestores com uma vasta experiência na realização de numerosos projetos e empreendimentos, públicos e privados, nos domínios das infraestruturas, da urbanização e edifícios, de planeamento, gestão e supervisão de obras.

As atividades predominantes da PROMAN são a gestão geral de empreendimentos, a supervisão, o planeamento e a coordenação de obras, bem como a realização de estudos e projetos.

1.5. OBJETIVOS DO ESTÁGIO

A realização do presente relatório de estágio correspondeu a um estágio com a duração de 12 meses, com uma extensão de 1 mês para a conclusão do relatório de estágio. Assim, os principais objetivos propostos, foram os seguintes:

- ✚ Descrição dos trabalhos a realizar;
- ✚ Análise da solução de projeto inicial;
- ✚ Análise da solução alternativa de projeto;
- ✚ Comparação das duas soluções de projeto;
- ✚ Acompanhamento dos trabalhos em obra;
- ✚ Descrição das características dos instrumentos de monitorização;
- ✚ Comentários finais sobre as opções de projeto e construtivas adotadas;
- ✚ Redação do relatório final de estágio.

1.6. RESUMO DO TRABALHO REALIZADO

Para além dos objetivos de estágio propostos foram atribuídas, ao estagiário, algumas tarefas no processo de fiscalização, das quais se destacam:

- ✚ Acompanhamento dos ensaios “in situ” e em laboratório do betão;
- ✚ Acompanhamento das fases de execução de estacas e painéis CSM;
- ✚ Acompanhamento de ensaios/monitorizações em obra;
- ✚ Elaboração do mapa de meios adectos à obra;
- ✚ Elaboração dos relatórios de estado do tempo;
- ✚ Fiscalização das condições de segurança em obra.

Estas tarefas foram cruciais e contribuíram cabalmente para o desempenho do estagiário no meio, permitindo não só adquirir novas competências, no ramo da Engenharia Civil, como proporcionaram a vivência e a troca de experiências entre pessoas e diferentes saberes.

O estagiário tentou adquirir o máximo de conhecimentos possível e colocar o maior número de questões, àqueles que possuem experiência no ramo. Tentou-se também aplicar conhecimentos teóricos, obtidos na formação académica, que permitiram integrar de uma forma mais natural o estagiário nas funções atribuídas.

1.7. APRESENTAÇÃO DO ORGANOGRAMA ONDE FIGURA O ESTAGIÁRIO

A equipa de Fiscalização era constituída por seis elementos; desses seis elementos, cinco pertenciam ao corpo de Fiscalização e um elemento pertencia ao corpo de Higiene e Segurança no trabalho. Do grupo destaca-se o meu supervisor, Engenheiro António David Pereira, coordenador da equipa de fiscalização.

Para melhor perceção da estrutura existente apresenta-se um organograma funcional (Ilustração 1).

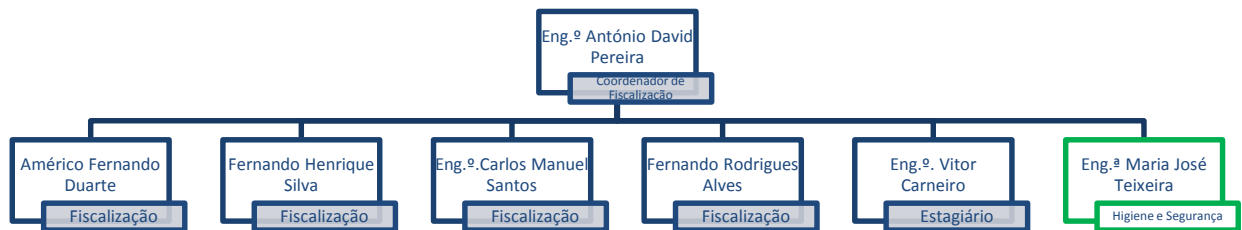


Ilustração 1 - Organograma da Equipa de Fiscalização

1.8. DESCRIÇÃO DA RELAÇÃO DO ESTAGIÁRIO COM OS RESTANTES INTERVENIENTES

O grupo de Fiscalização é constituído por profissionais com formação diversificada e com distintos graus académicos e títulos académico-profissionais. O convívio diário e a participação conjunta na execução dos trabalhos permitiu ao estagiário integrar-se com relativa facilidade na equipa, motivando-o e ajudando-o na aquisição de conhecimentos.

Durante o decorrer do estágio, foram sempre incansáveis no apoio que lhe transmitiram, quer em gabinete quer em obra.

Capítulo 2. *Enquadramento*
Histórico

Capítulo 2 - Enquadramento Histórico

O Porto de Leixões, originalmente, começou por ser uma bacia destinada à proteção e ao resguardo de embarcações que tinham como destino comercial o Douro. Contudo, esse percurso era geralmente dificultado pelas tempestades marítimas que se elevavam, bem como as grandes cheias que na altura se verificavam. [1]

Antes de se aprofundar mais sobre a criação do Porto de Leixões é possível evidenciar através de um documento muito antigo (1775) com um mapa de demonstração da Costa do Mar desde a Vila de Matozinhos, até a Barra da Cidade do Porto, Ilustração 2.[1]

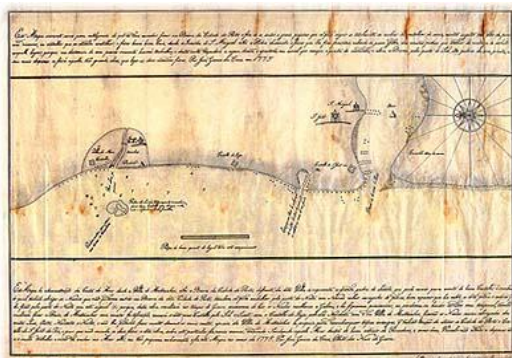


Ilustração 2 - Mapa de demonstração da Costa do Mar [2]

Durante oito anos a barra do Douro, assim denominada na altura, foi alvo de estudo. De uma maneira muito simplista apresentam-se os acontecimentos que decorreram nesse espaço de tempo:

- Em 1854, é contratado o engenheiro londrino William Jates Freebody para examinar a barra do Douro e elaborar um relatório com soluções; [2]
- Em 1855, um outro inglês, o engenheiro hidráulico Sir John Rennie, apresenta um relatório onde defende a destruição de uma série de rochedos; [2]
- Em 1858, o engenheiro inglês, Knox, apresenta um projeto que previa o aterro da foz do rio, abrindo-se no Cabedelo um canal com eclusa que desembocaria num porto de abrigo construído no mar e formado por molhes marítimos; [2]
- Em 1859, é apresentado o projeto do engenheiro Joaquim Nunes de Aguiar e do inspetor de Obras Públicas José Carlos Chelmiki. [2]
- Entre 1859 e 1862, são pormenorizados estudos hidrográficos dirigidos pelo engenheiro Caetano Maria Batalha que conclui, igualmente, pela necessidade de destruição de inúmeros penedos, muitos dos quais até profundidades que deveriam atingir os seis metros; [1]
- Em 1863, o engenheiro francês, H. Luzeu, defende que a melhor solução é mudar a orientação da entrada do Douro, sugerindo para tal a construção de dois molhes curvilíneos a sair do Cabedelo e de S. João da Foz alterando, efetivamente, o rumo das águas do Douro no seu contato com o mar. Mais um projeto, como tantos outros, que não passou do papel. [2]

Relatório de Estágio

- Em 1865, James Abernethy apresenta a primeira proposta alguma vez feita para um porto na foz do rio Leça. Proposta essa que acabou por não se executar. A Ilustração 2 demonstra a ideia de Abernethy para o porto na foz do rio Leça.[2]



Ilustração 3 - Proposta de James Abernethy para um porto na foz do Leça, 1865[2]

Só passados 24 anos é que o Porto Comercial é sujeito a uma nova requalificação/melhoramento reunindo-se assim todas as condições para começar a ser executado o primeiro troço ferroviário.[2]

Estando todas as infraestruturas organizadas e prontas no dia 13 de Julho de 1884, dia marcante para História portuária, dá-se o início das obras de construção do Porto de Leixões.

A jeito de curiosidade, o valor da adjudicação foi de cerca de 4.489.000\$00 (reis) e os trabalhos foram dirigidos pelo engenheiro francês Wiriot, sob a fiscalização do governo português que, para tal, nomeou o Eng.º Nogueira Soares, autor do atual projeto. Este projeto consistia, fundamentalmente na construção de dois extensos paredões ou molhes (o do lado Norte com 1.579 metros e o do lado Sul com 1.147), que enraizados nas praias adjacentes à foz do rio Leça, formavam uma enseada com cerca de 95 hectares, com fundos entre 7 e 16 metros de profundidade. Além dos paredões foi construído, igualmente, um quebra-mar que, elevando-se apenas um metro acima do zero hidrográfico, prolongava em mais algumas centenas de metros o molhe norte. Terminava este esporão numa plataforma onde emergia um farolim.[2]

O assentamento dos molhes fez-se, preferencialmente, sobre os diversos rochedos que, ao largo, já constituíam o porto de abrigo natural: os leixões, donde resultou a designação do porto. Para a construção dos molhes foi utilizado o granito de pedreiras próximas, a mais importante das quais foi a de S.Gens (Custóias), que se viu ligada a Leixões por uma linha de caminho-de-ferro, com cerca de sete quilómetros de extensão, construída expressamente para esse fim.[2] O acesso às pedreiras foi documentado fotograficamente por Emílio Biel e pode ser observado na Ilustração 4.



Ilustração 4 - Vista geral das vias de acesso às pedreiras de S.Gens[2]

Chegadas as pedras aos estaleiros e oficinas, montados em Matosinhos e Leça da Palmeira, estas eram então trabalhadas e conglomeradas de forma a darem origem a enormes blocos graníticos que chegavam a atingir as 50 toneladas.[2] Na Ilustração 5 é apresentado o estaleiro de construção de então.



Ilustração 5 - Estaleiro de construção dos blocos artificiais do molhe Norte[2]

Foi então que todos pensaram que as forças naturais, que alguns terão interpretado como demoníacas, foram vergadas. Ainda se estava longe da data definitiva de entrega da obra, 16 de Fevereiro de 1895, e já, a 9 de Novembro de 1886, entrava em Leixões o primeiro barco a vapor. Nos oito anos seguintes, antes ainda da conclusão oficial da empreitada, entrariam 2.308 navios e seriam embarcados 30.275 passageiros.[2]

Estavam assim mais do que provadas as potencialidades de Leixões como um grande porto. A ideia de um mero porto de abrigo estava abandonada, ainda a obra não se encontrava concluída ... O tempo passava e o Porto ia evoluindo, sofrendo alterações dia após dia. É em Fevereiro de 1895 que são dados por concluídos os trabalhos da construção do porto de abrigo.[2] Uma foto da altura é apresentada na Ilustração 6



Ilustração 6 - Vista geral do porto e da Vila de Matosinhos-Leça.[2]

Apesar de navios já atracarem no Porto de Leixões é só em 23 de Abril de 1913 que é emitida uma aprovação que previa a transformação de Leixões em porto comercial. É nesse mesmo dia que é criado um organismo que passaria a gerir a construção e a exploração desta estrutura portuária: a Junta Autónoma das Obras Marítimas do Porto do Douro Leixões. É esta Junta Autónoma, na gênese da atual APDL - Administração dos Portos do Douro e Leixões, que um ano depois contrai um empréstimo à Caixa Geral de Depósitos com o objetivo de dar início às obras de um cais acostável. Fica a curiosidade que o valor do empréstimo, na altura, seria de mil contos.

Realizaram-se novas obras que consistiram na adaptação, no molhe sul, de um cais acostável, com cerca de 400 metros de comprimento, que permitiria a sua utilização por navios que podiam atingir até 23 pés de profundidade. A obra é dada como concluída em 1931.[2]

Apenas dois anos depois da conclusão do cais acostável no molhe sul era, em 1933, iniciada a construção da doca nº 1, concluída oito anos depois e solenemente inaugurada em 4 de Julho de 1940 com a entrada do navio da marinha de guerra «Bartolomeu Dias». A Ilustração 7 apresenta um mapa onde está bem evidenciada a Doca Nº1[1]

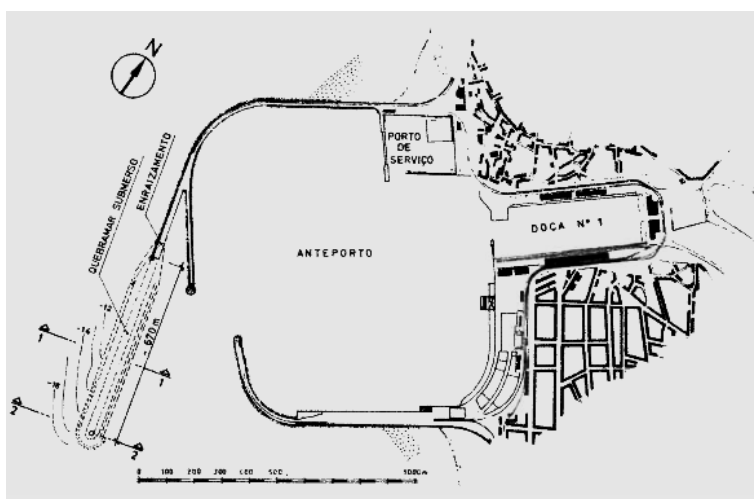


Ilustração 7 - Porto de Leixões em Planta, 1942 [3]

Durante este período foi iniciada também a construção, na entrada do porto, de um extenso quebra-mar. A empresa responsável por tal intervenção foi a «Anglo-Dutch Engineering and Harbour Works C° Ltd» enquanto a «Sociedad Metropolitana de Construccion, de Barcelona» ficou com a empreitada da construção da nova doca. É apresentada na Ilustração 8 a zona do quebra-mar numa foto da altura.

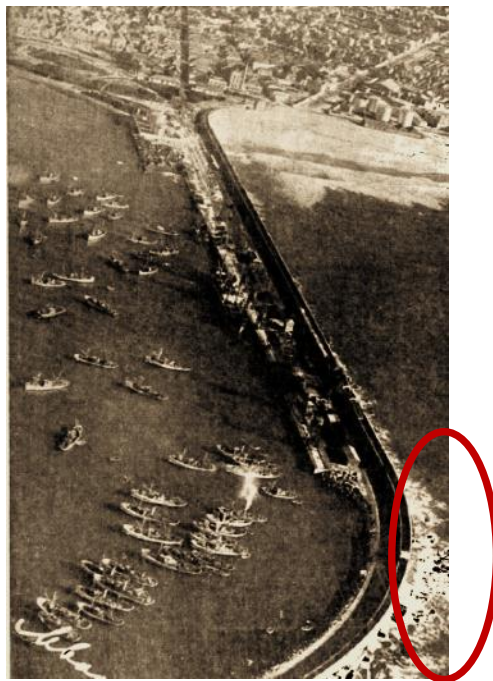


Ilustração 8 – Quebra-mar molhe sul [1]

Em 17 de Setembro de 1938 é criada a primeira ligação ferroviária, a “Linha da Cintura”, ligando Leixões à estação de Contumil no Porto, com passagem por Leça do Balio e S. Mamede de Infesta.[2] A “ramificação” ferroviária é apresentada na Ilustração 9.



Ilustração 9 - Projeto de ligações ferroviárias entre o Porto e o Porto comercial de Leixões [2]

Os anos foram passando e o Porto de Leixões foi sofrendo sucessivos melhoramentos na sua estrutura, consolidando-se essas transformações com a aplicação das novas tecnologias que iam emergindo na contemporaneidade da nova sociedade. Contudo, existia ainda uma barreira física,

criada pela construção da doca, que não tinha sido superada. Essa barreira viria a ser ultrapassada com a construção de uma ponte móvel construída no início dos anos 60. Uma fotografia da ponte de então é apresentada na Ilustração 10.



Ilustração 10 - Antiga Ponte Móvel[2]

Contudo viria a ser inaugurada a 30 de Julho de 2007, a nova ponte móvel de Leixões. A ponte é hoje um símbolo arquitetónico/estrutural da cidade, além de que passou a ser uma estrutura de elevada utilidade e comunicação entre os habitantes de Matosinhos e Leça.[1] Este grande engenho pode ser apreciado na Ilustração 11



Ilustração 11 - Ponte Móvel[2]

O aumento de “tráfego” de navios levou a que em 18 de Setembro de 2010 fosse inaugurado o novo Terminal Multiusos do Porto de Leixões, um investimento de 19,5 milhões de euros que constituiu a maior obra de construção de novos cais acostáveis no Porto de Leixões, desde a década de 80. [2] Pode-se observar esta obra numa vista aérea do Terminal, documentada pela Ilustração 12.



Ilustração 12 - Terminal Multiusos do Porto de Leixões[2]

Foi necessário apenas um ano para ser inaugurado, em Abril de 2011, o novo Terminal de Cruzeiros. Esta obra permitiu, assim, receber os maiores e mais prestigiados navios da frota mundial de Cruzeiros, contribuindo para a dinamização do Turismo nos destinos Porto e Norte do País[2]. Na Ilustração 13 é demonstrada a grandiosidade do cais, situando-se apenas a 3 Km da cidade do Porto.



Ilustração 13 - Navio acostado ao novo cais[2]

Na atualidade, o Porto de Leixões é a maior infraestrutura portuária do Norte de Portugal e uma das mais importantes do País.

Apresentando 25% do Comércio Externo Português, por via marítima, e mobilizando 16,4 milhões de toneladas de mercadorias por ano, Leixões é um dos portos mais competitivos e polivalentes a nível nacional, já que passam por Leixões cerca de 3 mil navios por ano, e todo o tipo de cargas.

[2]



Ilustração 14- Porto de Leixões, 2012[2]

**Capítulo 3. *Enquadramento
da Obra***

Capítulo 3 - Enquadramento da Obra

3.1. APRESENTAÇÃO

O Projeto de Execução do Terminal de Cruzeiros de Leixões (TCrL) corresponde à obra que a APDL pretende levar a efeito em espaço da sua jurisdição, no início do sector curvo do Molhe Sul do Porto de Leixões. A construção do TCrL será precedida pelo conjunto de Obras Marítimas de que se destaca o novo cais e dois terraplenos, convenientes à efetivação de um novo Porto de Recreio (PR) e à base de implantação do edifício do Terminal. Sucederá à construção do edifício do TCrL um conjunto de obras relativas ao tratamento de espaços exteriores de cariz público e a construção de um pequeno edifício de apoio ao porto de recreio, junto do farolim. Poderá ainda seguir-se-lhe a construção de um passeio abrigado à cota alta do molhe.[4]



Ilustração 15 - Perspetiva do sector extremo da intervenção

Na verdade, a designação TCrL corresponde à soma das obras embora o presente projeto se reporte apenas à parte. No global, esta fase é composta por cerca de 14200m² de espaços interiores, 1550m² de área na cobertura e 12000m² de espaços exteriores, incluindo os percursos elevados.[4]

O nascimento do projeto teve lugar no âmbito do Plano Estratégico de Desenvolvimento do Porto de Leixões de 2004. A definição de um novo TC no Molhe Sul tem, desde então, o duplo objetivo de potenciar a eficácia comercial e de aumentar a integração urbana. Procura-se, assim, ao mesmo tempo, dotar o porto de Leixões de condições para receber navios de cruzeiro de grande porte, até 300m, dada a evolução crescente do seu tamanho e do segmento de turismo correspondente e acolhendo um centro de investigação e divulgação das ciências e tecnologias do mar da Universidade do Porto, integrar funções e espaços de vocação urbana, gerando condições de sociabilidade com a comunidade urbana envolvente, hoje que estão dissipados os laços de dependência da população em relação às pescas e do porto em relação às conserveiras. [5]

Através de modelação computacional é possível recriar qual a expectativa visual do edifício. Expectativa essa, que pode ser visualizada na Ilustração 16



Ilustração 16 - Modelo Computorizado [4]

Esta dupla ambição confere ao TCrL alguma singularidade relativamente a edifícios homónimos, aumentando o nível de complexidade de caracterização e definição espacial e construtiva.

A solução encontrada organiza o programa em 7 pisos interiores e uma cobertura visitável com espaços dedicados a cada um dos objetivos, e espaços comuns partilhados por ambos. No piso -1 situa-se o autoparque, espaços de apoio aos navegantes do porto de recreio e áreas técnicas, que serão todos dedicados à APDL. Este piso integra ainda um biotério, viveiro de organismos marinhos que servirá as atividades de investigação da UP. [4]

No piso 0, além das áreas de serviço do Terminal, e de cargas e descargas que assistem todos os pisos, está ainda um Átrio Geral. Todos os espaços deste piso, porque comuns, estarão dedicados à APDL. O piso 1 destina-se às funções de serviço aos passageiros de Cruzeiro, sendo portanto inteiramente destinado à APDL. Conecta diretamente com a manga fixa e com a passagem pedonal da pala dos autocarros. O piso 2 destina-se aos laboratórios de investigação e suas salas de apoio, sendo acessível ao público na sua zona central. Conecta com o exterior pela rampa da baía do porto de recreio. [4]

Tal como o piso 2 aonde se instalam os gabinetes dos investigadores, é dedicado à Universidade do Porto. Os pisos 3 e 3a abrigam a área de exposição, uma sala polivalente para pequenas palestras e gabinetes de administração do centro de Investigação, todos dedicados à Universidade do Porto. Em metade do espaço da *mezanine* e distribuído pelos pisos 3 e 3a situa-se um pequeno espaço de restauração dedicado à APDL. [4]

O exterior é constituído por cobertura visitável em plano de nível contíguo ao piso 3 e em bancada inclinada voltada para Sudeste, para o mar e costa adjacentes. Acessível pela bancada está uma outra área técnica de responsabilidade da APDL. [4]

Para uma melhor percepção da fisionomia do edifício, apresentam-se nas Ilustrações 17 e 18 uma modelação 3D do edifício.

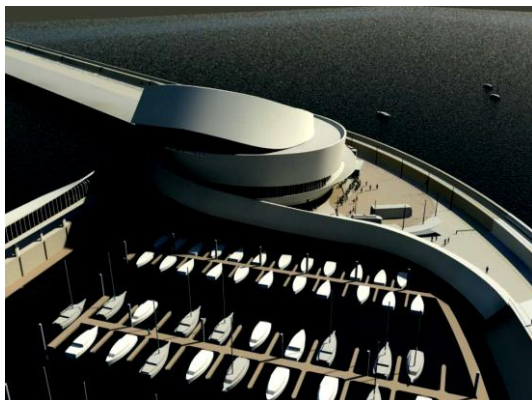


Ilustração 17 - Modelação (Vista Aérea)[4]

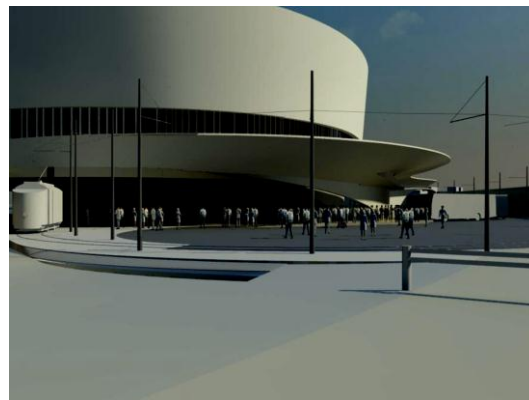


Ilustração 18 – Modelação (Entrada Principal)[4]

3.2. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício do Terminal do Cruzeiro de Leixões estará localizado em Matosinhos, no extremo do molhe sul do Porto de Leixões, distanciando cerca de 800m da costa. Esta localização implicará grandes condicionalismos não só no projeto estrutural do edifício, mas também no processo construtivo. Relevante para o dimensionamento estrutural, é de salientar que o Edifício da Estação de Passageiros está implantado junto ao molhe Sul do atual Porto de Leixões e tem dimensões máximas, em planta, 98m x 75m. Com uma altura total máxima de 40m, o edifício em betão armado desenvolve-se por 4 pisos acima da soleira, sendo que a cobertura será constituída por uma laje em betão armado inclinada (bancada), e um piso abaixo da soleira, a cave.

A localização do edifício faz com que seja classificado como estrutura marítima. Esta classificação tem implicações diversas, nomeadamente no que diz respeito às considerações a ter com o tipo de fundações a dimensionar.

Na Ilustração 19 apresenta-se a área de implantação (vista aérea) bem como duas imagens do local antes de se dar início às escavações.

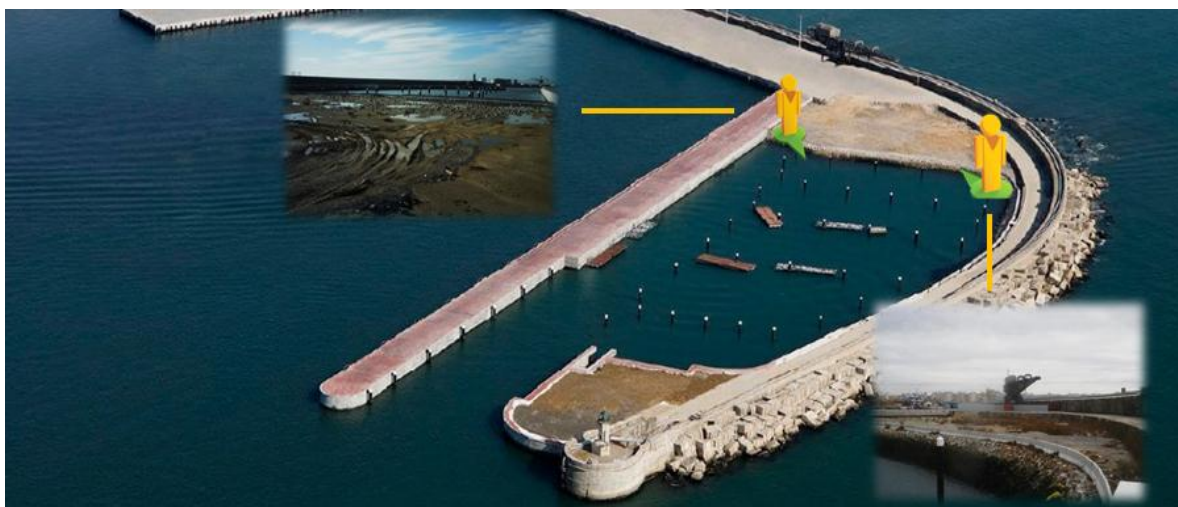


Ilustração 19 - Localização do edifício/ Local antes do início das obras

3.3. O MACIÇO DE FUNDAÇÃO

Por solicitação da APDL a Geoma, Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda. realizou uma prospeção geológica-geotécnica destinada a caracterizar os terrenos interessados pela construção do futuro Terminal de Passageiros do Porto de Leixões.

Por todos os locais a investigar se situarem no espelho de água, o equipamento de furação foi instalado em plataforma flutuante, com características e dimensões adequadas ao efeito pretendido.

Face à previsibilidade de ocorrência de horizontes superficiais constituídos por solos aluvionares, optou-se pela utilização de tubos metálicos de revestimento com 110mm de diâmetro de forma a conter as paredes dos furos.

Quando detetado maciço rochoso, a furação continuou com meios adequados, no caso através de cabotagem em contínuo, recorrendo-se para o efeito a carota dor do tipo T2 com 101mm de diâmetro, dotado de coroa adiamantada arrefecida a água injetada sob pressão.

As sondagens foram dadas por terminadas após a furação mínima de 3,00 metros de rocha; nos casos de RQD nulos ou descontinuados abaixo de 40% chegou aos 6,00 ou até mais, terminando sempre após manobras com 100% de recuperação e índice RQD maior que 40%.

Estes critérios fizeram com que se atingissem comprimentos conforme apresentado Tabela 2, onde se faz um resumo dos dados relativos à furação, comprimento da sondagem e quantidade de ensaios SPT efetuados.

Sondagem	Profundidade Total (m)	Furação (m)		Ensaio
		Rocha	Solos	SPT
S1	10,75	7,25	3,50	0
S2	10,45	8,45	2,00	1
S3	7,85	3,85	4,00	0
S4	12,70	7,30	5,40	0
S5	7,60	3,10	4,50	0
S6	10,60	6,60	4,00	0
S7	13,10	7,60	5,50	0
S8	7,10	3,40	3,70	0
S9	13,65	6,15	7,50	2
S10	5,25	2,75	2,50	0
TOTAIS	99,05	56,45	42,60	3

Tabela 2 - Resumo das sondagens realizadas [6]

As amostras resultantes do processo de furação foram acondicionadas em caixas de madeira e embalagens de plástico, consoante se tratasse de rocha ou solos. A Ilustração 20 demonstra o registo do momento.

Relatório de Estágio



Ilustração 20 – Amostras de sondagens [7]

As sondagens intersectaram terrenos atribuídos ao Complexo Xisto-Grauváquico (Xyz) recobertos por depósitos aluvionares, com exceção da sondagem S10, onde debaixo destes se amostrou estrutura argamassada de blocos graníticos, não reconhecidos em mais nenhum local. Apresenta-se, de seguida, a Tabela 3 com os valores de Alteração, Fracturação, Rec e RQD que permitem avaliar a aptidão geotécnica do maciço.

Sondagem	Litologia	Prof. (m)	Alteração	Fracturação	Rec (%)	RQD (%)	Aptidão Geotécnica
S1	Xyz	3,50 – 10,75	W3	F3/F4	100	20-65	Boa
S2		2,00 – 5,00	W4	F4-5	45-80	0	Mediana
		5,00 – 10,45	W3-4/W4	F4/F3-4	100	0-35	Razoável e Boa
S3		4,00 – 5,75	W4	F4	100	0	Mediana
		5,75 – 7,85	W3-4	F3	100	45	Boa
S4		5,40 – 11,10	W3	F3-4	60-80	25-45	Mediana e Boa
		11,10 – 12,70	W3	F2-3	100	85	Boa e Excelente
S5		4,50 – 7,60	W3	F3-4	100	40	Boa
S6		4,00 – 10,60	W3	F3/F2-3	75-100	45-70	Boa e Excelente
S7		5,50 – 10,10	W4	F3-4/F4	80-100	0-15	Mediana
		10,10 – 13-10	W3	F3-4	100	25-55	Boa
S8		3,70 – 7,10	W3	F3	100	45	Boa e Excelente
		7,50 – 9,20	W3-4	F4	100	40	Boa
S9		9,20 – 13,65	W3	F2-3/F3	100	45-80	Boa e Excelente

Tabela 3 - Aptidão do maciço rochoso [6]

Resumindo, o mapa de sondagens determinou que o maciço de fundação é caracterizado pela ocorrência de materiais xistentos em estado rochoso sob aluviões muito moles, pouco espessas, com não mais que 3 a 6 metros de possança e apresenta boas condições geotécnicas para a instalação do Terminal de Passageiros e estruturas complementares, como o terraplino, desde que se mobilize a unidade xistenta de base como horizonte de fundação o que quer dizer que para o primeiro, Terminal, é preciso recorrer a estacas e para o segundo, terraplino, dragar o horizonte sedimentar.

Note-se que devido ao estado de poluição do solo foi necessário fazer uma escavação de cerca de 3 metros de profundidade e substituir o solo existente por saibro. Este procedimento, na zona do edifício, permitiu facilitar a execução posterior das estacas que, face à degradação do horizonte superior, devem ficar cravadas pelo menos 3 metros no interior do maciço rochoso.

O seu dimensionamento pode fazer-se para uma resistência unitária de ponta de 6 MPa.

A construção do aterro exige acompanhamento especial que envolverá, neste caso, para além do tradicional controlo de humidades, densidades e seleção de materiais, a medição sistemática dos assentamentos ao longo da sua execução. O material dragado, siltes lodosos e micáceos, não tem qualquer tipo de utilização geotécnica, devendo por isso ser conduzido a vazadouro.

Na Ilustração 21 representa-se um excerto da Carta Geológica, e respetiva legenda, da zona de estudo. Pode-se constatar pela imagem que se trata de uma zona de calhaus rolados dispersos, de praias ou terraços desmantelados.

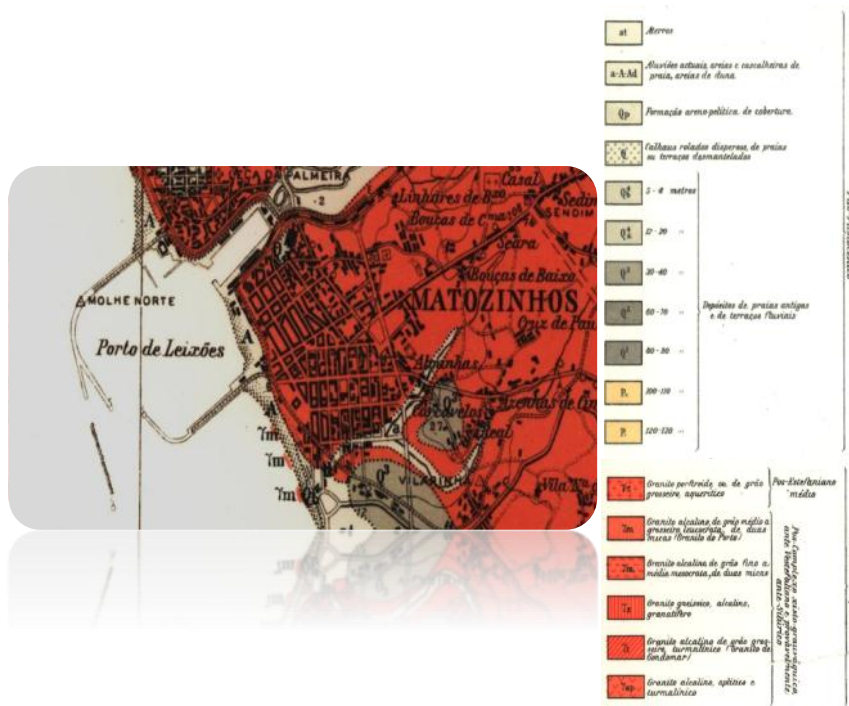


Ilustração 21 - Excerto da Carta Geológica [8]

Capítulo 4. Análise da solução de projeto inicial

Capítulo 4 - Análise da solução de projeto inicial

4.1. APRESENTAÇÃO

No presente item apresenta-se um conjunto de considerações relativas à solução inicial do Projeto de Fundações e Estruturas de Suporte respeitante à empreitada de construção do Terminal de Cruzeiros de Leixões.

Apesar de se fazer a distinção de projeto inicial e de projeto variante, não existiu formalmente essa distinção. Aquando do concurso de empreitadas, várias empresas e consórcios apresentaram as suas propostas e na altura da adjudicação o projeto apresentado era considerado definitivo.

No que diz respeito às fundações deste edifício, estas serão fundações indiretas, isto é, serão materializadas através de estacas de fundação encabeçadas por maciços de betão armado, que transmitirão os esforços ao maciço rochoso por ponta. As estacas terão diâmetros compreendidos entre os 800mm e os 1200 mm, tendo-se considerado que a sua tensão de serviço será, aproximadamente, 6MPa, conforme o relatório Geológico-Geotécnico. [9]

De acordo com o mesmo relatório, o comprimento médio das estacas considerado varia entre os 12m e os 15m, tal com a planta de zonamento de fundações demonstram (em anexo), valores a que deverá ser adicionado a penetração no firme rochoso em cerca de 2,5 a 3 diâmetros.

A execução das paredes exteriores do edifício pressupõe a execução prévia de uma barreira (ensecadeira) de contenção, a preconizar pelo empreiteiro, de modo a impedir a entrada de água para o interior da área de implantação do edifício. Após a sua execução, deverá ser previsto um processo de bombagem de água que permita prosseguir com a execução das estacas, maciços de encabeçamento, lajes de fundo, pilares e paredes, num trabalho a seco. Todas as paredes exteriores apoiam-se em estacas, encabeçadas por um maciço de betão armado. [4]

Nas zonas do edifício a Sul e restante zona Poente, a parede circundante do edifício será apenas de suporte às ações verticais e resistente às ações horizontais provenientes do aterro entre o edifício e o molhe Sul e do impulso hidrostático. Esta parede será suportada ora por uma consola apoiada nos maciços de encabeçamento de estacas, na zona Poente, ora por uma laje em consola, na zona Sul, com 0.80m de espessura. [4]

Tal como acima referido, a realização destas fundações especiais pressupõe a existência de uma plataforma de trabalho, executada pelas obras marítimas, sem qualquer contacto com a água que permita a movimentação das máquinas. [4]

4.2. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA SOLUÇÃO DE FUNDAÇÕES E DE ESTRUTURAS DE SUPORTE ADOTADAS

A seguinte descrição contempla as soluções preconizadas inicialmente no âmbito das fundações e estruturas de suporte. Resumidamente, as soluções foram as seguintes:

- Estacas (Fundações Indiretas)
- Paredes Moldadas (Ensecadeira)

No que diz respeito às estacas, foram consideradas estacas moldadas, com tubos de proteção recuperável, pelo facto de os terrenos de fundação não apresentarem à superfície as características de resistência e de deformabilidade adequadas para suportarem as cargas impostas pela superestrutura e porque parte da furação e da betonagem ocorrerão em zona submersa. De fato verifica-se que os assentamentos previsíveis com outras soluções de fundação a menor profundidade são excessivos. Foram considerados os diâmetros de 800, 1000 e 1200 mm.

Quando, no projeto de Arquitetura, se sugeriu a solução para a ensecadeira, com o uso de paredes moldadas, tinha-se como objetivo garantir[4]:

- ✓ Estanqueidade, evitando a presença de água no interior da construção;
- ✓ Múltiplas frentes de trabalho;
- ✓ Ter a possibilidade de alcançar profundidades elevadas;
- ✓ Adaptação ao tipo de solo, mesmo com nível freático elevado.

As paredes moldadas garantiriam que a estrutura que se desenvolvesse ao abrigo da ensecadeira estaria também mais protegida dos agentes climáticos, assegurando melhores condições de trabalho.

4.3. FUNDAÇÕES INDIRETAS - ESTACAS

4.3.1. DESCRIÇÃO

Na opção de projeto inicial optou-se pelo recurso a fundações indiretas, caracterizadas por estacas de fundação, para o caso do edifício do Novo Terminal de Passageiros.

Tal como se referiu anteriormente definiram-se estacas moldadas com tubo recuperável, com os diâmetros de 800, 1000, 1200 mm. Apresenta-se em anexo uma planta das estacas do projeto inicial.

4.3.2. ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO

As estacas de fundação do edifício foram dimensionadas tendo em conta o indicado no relatório Geológico - Geotécnico[9]. Assim, as estacas foram dimensionadas tendo em conta a resistência unitária de ponta de 6MPa. As estacas deverão mobilizar a unidade existente de base como horizonte de fundação.

Apresenta-se na Ilustração 22 o modelo de cálculo que permitiu avaliar os esforços de cálculo em cada estaca.

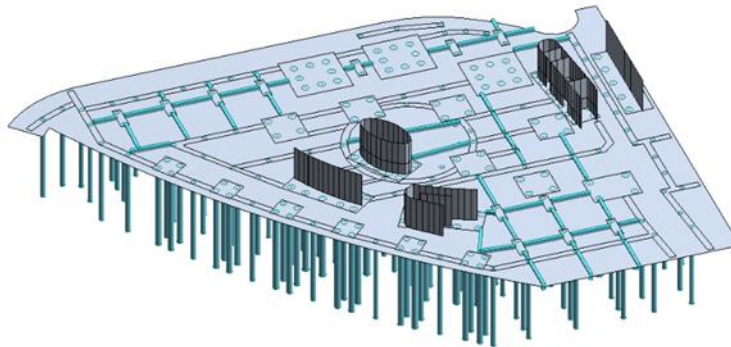


Ilustração 22~Modelação 3D do grupo de Estacas

Apresenta-se em seguida, na Ilustração 23, o resultado do cálculo das estacas correspondentes ao pilar PN°4, do edifício da Estação de Passageiros.

OBRA : Terminal de Cruzeiros de Leixões																	
MACIÇO : PN°4																	
Dados do Maciço				Esforços na Base de Pilar				Esforços na Base do Maciço									
n =	8 estacas	N =	32623,7 kN	N'	=	36957 kN											
Lx =	6,70 m	Hx =	8831,1 kN	Hy =	1743,0 kN	Mx'	=	3835 kNm									
Ly =	6,70 m	Mx =	0,0 kNm	My' =	19428 kNm	H'	=	9001 kN									
H =	2,20 m	My =	0,0 kNm														
pp =	3333,1 kN																
D = 1,20 m				Dp = 2,00 m				2,2									
<p>The diagram shows a 3x3 grid of piles. The horizontal spacing between piles is 2,200 m. The vertical spacing between piles is 2,200 m. The center pile is at (0,0,0). The corner piles are at (-2,200, 2,200), (2,200, 2,200), (-2,200, -2,200), and (2,200, -2,200).</p>																	
Estaca	Ai m ²	xi (m)	yi (m)	Ai.x ² (m ⁴)	Ai.y ² (m ⁴)	Ai.xi (m ³)	Ai.yi (m ³)	ex (m)	ey (m)	N/n (kN)	Mx.y/lx (kN)	My.x/ly (kN)	Nmin (kN)	Nmax (kN)	H (kN)	σ _{cd} (MPa)	
1	1,13	-2,200	-2,200	5,471	5,471	-2,487	-2,487	-2,200	-2,200	4494,6	-257,0	-1302,1	2936	6054	1125	5,36	
2	1,13	0,000	-2,200	0,000	5,471	0,000	-2,487	-2,200	0,000	4494,6	-257,0	0,0	4238	4752	1125	4,20	
3	1,13	2,200	-2,200	5,471	5,471	2,487	-2,487	-2,200	2,200	4494,6	-257,0	1302,1	5540	3450	1125	4,90	
4	1,13	2,200	0,000	5,471	0,000	2,487	0,000	0,000	2,200	4494,6	0,0	1302,1	5797	3193	1125	5,13	
5	1,13	-2,200	0,000	5,471	0,000	-2,487	0,000	0,000	-2,200	4494,6	0,0	-1302,1	3193	5797	1125	5,13	
6	1,13	-2,200	2,200	5,471	5,471	-2,487	2,487	2,200	-2,200	4494,6	257,0	-1302,1	3450	5540	1125	4,90	
7	1,13	0,000	2,200	0,000	5,471	0,000	2,487	2,200	0,000	4494,6	257,0	0,0	4752	4238	1125	4,20	
8	1,13	2,200	2,200	5,471	5,471	2,487	2,487	2,200	2,200	4494,6	257,0	1302,1	6054	2936	1125	5,36	
								Σxi ² =		32,827							
								Σyi ² =		32,827							

Ilustração 23- Folha de cálculo dos esforços nas estacas do maciço das estacas do Pilar PN°4.

A tensão máxima na ponta na estaca é de 5,36 MPa, inferior ao indicado no Relatório Geológico-Geotécnico (6MPa).

4.3.3. RENDIMENTOS PREVISTOS

Através da análise do plano de trabalhos, foi possível identificar o tempo de duração da tarefa: “execução das estacas de fundação”. Apresenta-se na Tabela 4 os dias necessários para a execução das estacas de diferentes diâmetros.

Tarefa	Duração
Execução das estacas de fundação Ø 800 mm	39 dias
Execução das estacas de fundação Ø 1000 mm	46 dias
Execução das estacas de fundação Ø 1200mm	38 dias

Tabela 4 - Duração da Tarefa: execução de estacas (proposta inicial)

Na Tabela 5 indica-se o rendimento teórico para a execução das estacas.

Estacas	Rendimento (estacas/dia)
Ø 800 mm	3,0
Ø 1000 mm	1,0
Ø 1200 mm	3,7

Tabela 5 - Rendimento teórico previsto das estacas (proposta inicial)

Ressalve-se que estes valores não levam em conta condicionantes de execução tais como a furação no enrocamento, agentes meteorológicos, o uso de tubo perdido, entre outras.

4.3.4. MAPA DE MEDIÇÕES

No mapa de medições considerou-se a execução de estacas de fundação com tubo perdido em aço, em que a espessura do molde será a dimensionar pelo empreiteiro, com 800/1000/1200 mm de diâmetro, incluindo betão armado C35/45, Aço A500, saneamento das cabeças das estacas, ensaios sónicos, transporte de produtos sobranes a vazadouro, encastramento do firme rochoso, aluguer de maquinarias e materiais apropriados ao seu processo construtivo, conforme condições técnicas gerais e especiais.

Apresenta-se, de seguida as tabelas correspondentes aos diâmetros de 800mm, 1000mm e 1200mm.

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
Execução de Estacas de 800 mm de diâmetro		
Fornecimento de tubo moldador (tubo perdido)	m	1.315,00
Posicionamento, furação e cravação em aterro arenoso	m	1.486,00
Furação e cravação em enrocamento	m	301,00
Furação em terreno rochoso para encastramento no maciço rochoso	m	236,00
Betão	m3	779,62
Armadura	kg	128.905,63
Saneamento das Estacas	Un.	118,00
Ensaio sónico de verificação de integridade do fuste das estacas	Un.	118,00

Tabela 6 - Mapa de medições – Estacas de Ø 800 mm

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
Execução de Estacas de 1000 mm de diâmetro		
Fornecimento de tubo moldador (tubo perdido)	m	366,00
Posicionamento, furação e cravação em aterro arenoso	m	357,00
Furação e cravação em enrocamento	m	193,00
Furação em terreno rochoso para encastramento no maciço rochoso	m	115,00
Betão	m3	377,78
Armadura	kg	64.627,59
Saneamento das Estacas	Un.	46,00
Ensaio sónico de verificação de integridade do fuste das estacas	Un.	46,00

Tabela 7 - Mapa de medições – Estacas de Ø 1000 mm

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
Execução de Estacas de 1200 mm de diâmetro		
Fornecimento de tubo moldador (tubo perdido)	m	1.325,05
Posicionamento, furação e cravação em aterro arenoso	m	1.494,05
Furação e cravação em enrocamento	m	441,00
Furação em terreno rochoso para encastramento no maciço rochoso	m	366,00
Betão	m ³	1.912,53
Armadura	kg	223.808,66
Saneamento das Estacas	Un.	122,00
Ensaio sísmico de verificação de integridade do fuste das estacas	Un.	122,00

Tabela 8 - Mapa de medições – Estacas de Ø 1200 mm

4.3.5. DIFICULDADES DE EXECUÇÃO

Nas zonas de proximidade do edifício com o molhe Sul existe uma grande área de enrocamento que dificulta a execução de fundações indiretas o que faz com que, dada a complexidade dos trabalhos de desmonte de rocha e/ou enrocamento, seria necessário a execução das estacas de fundação com recurso a um sistema que permita a furação em rocha/enrocamento de tubo perdido.

Com as dimensões de estacas apresentadas seria muito dispendioso e demorado conseguir executar da melhor forma as fundações indiretas.

Foi por causa destas dificuldades que se decidiu apresentar uma nova proposta, na qual as estacas sobre o enrocamento seriam substituídas por microestacas.

Na Ilustração 24 apresenta-se uma fotografia de três blocos de grandes dimensões que dificultavam a realização das estacas.



Ilustração 24 - Amostras de blocos de enrocamento

4.4. ENSECADEIRA – PAREDES MOLDADAS

4.4.1. DESCRIÇÃO

Define-se como paredes moldadas os elementos estruturais, fabricados em betão armado, construídos “in situ” por meio da escavação no terreno de valas profundas e alargadas, sem necessidade de entivações. [10]

Estas paredes, mais propriamente designadas por cortinas, são construídas antes da retirada do terreno que vai dar lugar à futura escavação.

Se as características do terreno o exigirem (terreno mole), a escavação da vala far-se-á empregando lamas tixotrópicas (Bentonite), que são inseridas à medida que a escavação vai avançando. [10] Estas permanecerão na vala, nas operações de escavação, colocação da armadura e da própria betonagem.

Nesta última fase, como o peso específico da bentonite é inferior ao do betão, à medida que se vai betonando, a bentonite vai sendo expulsa da escavação, sendo reaproveitada para lanços posteriores.[10]

4.4.1.1. Equipamentos Utilizados

Para este tipo de solução construtiva é necessário empregar um conjunto de equipamentos únicos e cuja aplicação requer formação adequada. Na Tabela 9 está presente a lista de equipamentos para a execução de paredes moldadas.

Lista de Equipamentos – Paredes Moldadas	
Tipo	Quantidade prevista
Grua para colocação dos diversos materiais nas valas	1 Unidade
Máquina escavadora com balde de maxilas	1 Unidade
Máquina de bombagem de betão	1 Unidade
Compressor e vibrador	1 Unidade

Tabela 9 - Lista de Equipamentos – Paredes Moldadas

4.4.1.2. Recursos Humanos

Como foi referido anteriormente, o manuseamento dos equipamentos, indicados na tabela anterior, requer alguma experiência e formação, nomeadamente na utilização da grua e da máquina de escavação. Geralmente os meios humanos necessários para a execução das tarefas são os mesmos que estão descritos na Tabela 10.

Lista de Meios Humanos – Execução de Paredes Moldadas	
Categoria	Quantidade prevista
Encarregado	1
Manobrador	1
Servente (s)	5

Tabela 10 - Lista de Meios Humanos – Execução de Paredes Moldadas

4.4.1.3. Materiais

Os materiais usados em obra para a execução de paredes moldadas são os seguintes:

- Cofragem (moldante) de painéis;
- Armadura estrutural de painéis;
- Bentonite;
- Betão construtivo de painéis.

4.4.1.4. Procedimentos[11]

❖ Implantação prévia da obra e trabalhos preliminares

A implantação prévia da obra deve assinalar os pontos de geologia singular ou duvidosa.

Deve-se procurar assinalar todas as canalizações, condutas e cabos elétricos que atravessem o perímetro da parede moldada, providenciar para que fiquem fora de serviço e sejam desviadas ou desmontadas. Esta operação poderá ser feita recorrendo a uma escavação prévia até à cota inferior destas redes.[11]

❖ Escavação prévia

Em virtude dos aspetos já assinalados e que motivam esta operação prévia, também haverá interesse em reduzir a área da parede moldada a executar. A profundidade desta escavação deverá, no entanto, ter em consideração a profundidades das fundações dos edifícios ou construções anexas, o seu estado e qualidade.[10]

A cota da escavação deve ainda ser considerada pelas necessidades do estaleiro e possibilidades de acesso do equipamento através de rampas com inclinação conveniente.

A execução de uma escavação prévia obriga a encarar problemas de esgoto de águas da chuva ou outras.[10]

Deve ter-se em conta que a execução de uma escavação prévia cria muitas vezes um terreno pior e mais difícil para a movimentação do equipamento.

A execução desta operação pode originar problemas na execução dos muros-guia, se a superfície do terreno escavado se apresentar depois muito remexida pelo equipamento de escavação.[10]

A cota da escavação prévia deve ser condicionada pelo nível de uma eventual superfície freática aquífera. É sempre boa norma deixar a maior distância possível entre a cota da água e a cota da plataforma de trabalho que será a cota de coroamento dos muros-guia.

No caso corrente, uma obras em condições marítimas, e em muitos outros casos em que o nível freático se apresenta elevado, a escavação prévia não tem sentido e o que há que procurar é estabelecer plataformas de trabalho a cotas suficientemente altas (2,50 a 3,50 m a partir da cota máxima da água), como garantia contra cheias e possibilidade de criar um diferencial de pressões bentonite-água, dentro e fora da vala da parede moldada, suficiente para facilitar a filtração da calda de perfuração e o estabelecimento do “cake”. [4]

❖ Execução dos muros-guia

Os muros-guia cumprem a geometria do contorno. São fortemente armados para resistir às solicitações do balde de maxilas. A respetiva espessura corrente é de 0,15 m, armados com malha quadrada de varão de aço de 10 mm, com passo de 0,15 a 0,20 m. A altura dos muros-guia é variável entre 1,00 a 1,50 m para casos correntes. [10]

Os muros-guia devem ser executados a partir de implantação rigorosa da obra, exigindo-se tolerâncias mínimas de 1 a 2 cm. O controlo topográfico dos muros-guia é fundamental em construções desta natureza. A escavação da vala deve ser feita com todo o rigor, procurando-se, sempre que possível, a forma teórica necessária envolvente. Igualmente esta escavação não deve ultrapassar o fundo da vala, de maneira a evitar o remeximento do terreno sobre o qual que assentarão os muros-guia. [10]

Assim, tanto lateralmente como em profundidade dever-se-á não remexer o terreno, evitando reposições de terras. Quando se executa a escavação para os muros-guia deve, ao mesmo tempo, proceder-se à demolição de eventuais fundações antigas ou obstáculos. Um ocasional trabalho de trépano em zonas próximas da superfície, ou junto de edifícios, não resultará nem muito operativo nem muito conveniente.

As superfícies betonadas, especialmente as interiores, devem ficar bem desempenadas e alinhadas não sendo aceitáveis diferenças superiores a 3-5 cm. A distância entre os muros-guia deve corresponder à espessura teórica da parede, acrescida de poucos centímetros (2 a 3 cm) por banda ou face, para facilitar o trabalho da ferramenta. [10]

A construção destes muros proceder-se-á por painéis, procurando-se ainda manter um nivelamento rigoroso de todo o coroamento. À medida que se vai procedendo à descofragem, as duas paredes dos muros-guia devem ser escoradas uma contra a outra, a intervalos regulares. [10]

Este escoramento é sempre mantido até à execução de cada troço de parede moldada.

Haverá sempre que ter em consideração que os muros-guia têm uma função guia da ferramenta de trabalho, são verdadeiramente a implantação física da obra, terão que resistir a pressões laterais elevadas devido ao peso do equipamento e poder suportar cargas verticais apreciáveis como as que resultam da reação dos macacos a quando do arranque dos tubos-junta.

A Ilustração 25 exemplifica a construção desses mesmos muros guia.

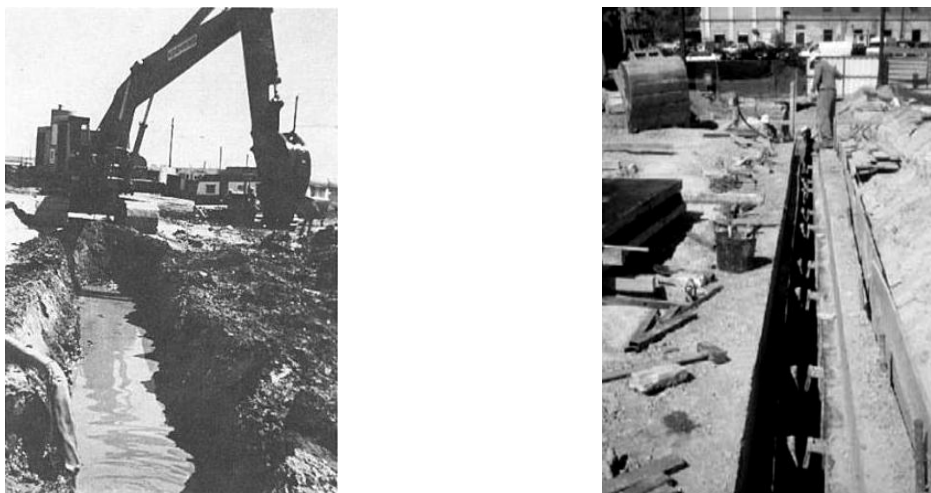


Ilustração 25 - Execução do muro guia [10, 12]

❖ Escavação dos painéis da parede moldada

A execução das paredes moldadas efetua-se por painéis independentes em planta, previstos no projeto específico, ficando travados entre si devido a juntas verticais de betão, formando, assim, uma estrutura contínua.[10]

Em geral estão incluídas as seguintes operações:

- Perfuração das valas, com aplicação de bentonite se necessária;
- Colocação de cofragens de juntas entre painéis;
- Colocação de armaduras;
- Betonagem de painéis;
- Extração de cofragens de juntas;
- Execução de viga de coroamento;

A dimensão principal, comprimento, deve ter em consideração:

- A estabilidade da vala (função de geologia do terreno, das cargas do equipamento perfurante e das fundações de edifícios anexos, quando existam).
- O respetivo volume. O volume máximo é condicionado pelo volume horário que se pode colocar em obra (capacidade da betoneira ou central próxima e transporte). O volume da vala ou painel não deverá ser superior a 3-4 vezes a quantidade de betão que é possível colocar na tremonha do tubo de betonagem.
- O peso da armadura, condicionado pela capacidade da grua, tanto no que respeita à altura como em relação à capacidade elevatória e estabilidade no transporte com a carga suspensa.

Para a realização da escavação existe atualmente uma grande variedade de equipamentos podendo, no entanto, fazer-se o seu agrupamento em dois tipos fundamentais: equipamentos de escavação por circulação e equipamentos de escavação por baldes.

Os do primeiro tipo, equipamentos de escavação por circulação, começam por provocar a desagregação dos materiais e a sua mistura com a lama forçando em seguida a circulação da suspensão que assim serve de veículo de transporte dos produtos de escavação. Dependendo da forma como se estabelece o movimento de circulação é possível distinguir ainda dois subtipos de

Relatório de Estágio

escavação designados por “circulação direta” e “circulação inversa”. No primeiro caso a lama é injetada no interior da escavação e a sua saída, pela parte superior, é que vai arrastando os produtos de escavação. No caso da circulação inversa a lama é lançada dentro da escavação e por sucção é retirada juntamente com os produtos de escavação.[10]

Quando a escavação é feita por qualquer dos métodos de circulação referidos é habitual montar o equipamento de escavação sobre carris o que permite o seu deslocamento numa forma fácil e precisa. Para a realização da escavação pelo processo de “escavação por baldes” existe hoje em dia uma vasta gama de equipamento, diferindo entre si por aspetos tais como, geometria dos baldes, peso, sistema de suspensão e de manutenção de verticalidade e ainda tipo de comando (mecânico, hidráulico e hidroelétrico).[10]

A escolha do tipo de equipamento a utilizar na realização de uma dada escavação depende fundamentalmente da gama de equipamento disponível, das características da parede e do tipo do solo onde ela vai ser executada. A experiência adquirida na resolução de problemas anteriores é fator a ter em conta permitindo muitas vezes chegar à solução mais adequada com um mínimo de esforço despendido.[10]

Quanto ao modo como é orientado o prosseguimento da escavação, é possível considerar ainda outros dois tipos de técnicas: por “aplainamento” e por “furação à vara”. Na técnica do “aplainamento” o equipamento de escavação desloca-se ao longo de todo o comprimento do painel em consecutivos movimentos de vaivém em cada um dos quais se vão escavando sucessivas fatias de pequena espessura.[10]

Uma vez escavado todo o solo dentro do campo de ação para o comprimento do equipamento num dado momento, acrescenta-se uma nova vara repetindo-se as operações. Na técnica designada por “furação a vara”, a escavação é feita por sucessivas furações de elementos verticais de altura correspondente ao comprimento de uma vara.

Quando todo o painel se encontre escavado para esse comprimento de equipamento acrescenta-se nova vara.

A execução dos diversos painéis de uma parede pode ser feita de acordo com dois tipos de sequência: ou de forma contínua ou alternadamente. Conforme o nome indica, no primeiro caso os painéis são executados uns a seguir aos outros sem que fique nunca nenhum painel intermédio por realizar. No segundo caso o trabalho é conduzido de forma a construir primeiramente uma série de painéis alternados (painéis primários) e só posteriormente é que a segunda série de painéis intermédios (painéis secundários) é executada.[10]

O segundo método obriga a utilizar dois tubos para cada painel primário enquanto que os painéis secundários são realizados sem nenhum.

Deverá assegurar-se periodicamente a verticalidade da perfuração. Nos equipamentos de mastro, deve procurar-se que o equipamento assente sobre uma base relativamente firme e que o mastro seja apurado recorrendo a nível. Nos equipamentos que utilizam baldes pesados suspensos por cabos ou que utilizam a circulação inversa, importa manobrar com os necessários cuidados para

assegurar a verticalidade da perfuração. São no entanto permitidos desvios da ordem de 1% para menos ou para mais, mas os limites exatos devem ser condicionados ao tipo de obra, existência de paredes interiores suplementares, acabamento das superfícies, etc.[10]

Durante a escavação é imperioso observar atentamente o nível do fluido de perfuração e assegurar-se que não há perdas através da vala ou no contorno do muro-guia. Em certas obras, onde a bentonite ou fluido de perfuração pode filtrar-se para camadas mais profundas ou para depressões ou escavações junto da obra, um abaixamento mais ou menos rápido do nível poderá originar um acidente de proporções inusitadas.[10]

Durante a execução da escavação deverá proceder-se à observação do terreno escavado, confrontando-o com o relatório de prospeção geotécnica. Será muito útil a recolha de amostras que serão conservadas até ao final da obra. Na Ilustração 26 é mostrado um exemplo de um balde com maxilas, podendo os mesmos ter vários formatos.

Na ilustração 27 apresenta-se dois exemplos do uso do mesmo balde.

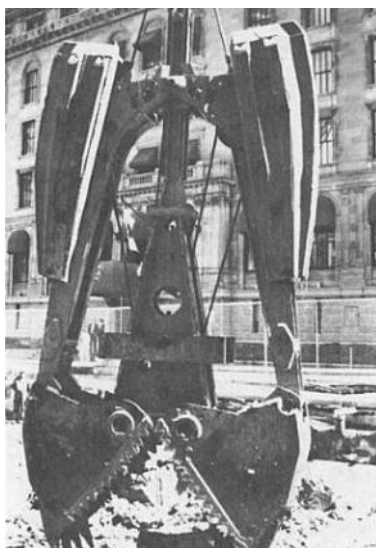


Ilustração 26 - Balde com maxilas [10]



Ilustração 27 - Escavação (exemplos) [12]

❖ Execução e colocação das armaduras

As armaduras deverão ser executadas de acordo com as dimensões de cada painel.

Dependendo da profundidade da parede e da capacidade elevatória da grua, a “gaiola” da armadura pode ser executada inteira ou por frações, convindo, no entanto, evitar recorrer ao fracionamento. [10]

Quando, especialmente para paredes profundas, houver que recorrer ao fracionamento da armadura, deve-se prever a suspensão do primeiro troço a partir das paredes do muro-guia e a soldadura de todos ou alguns dos varões principais (por sobreposição) da armadura ainda suspensa da grua. [10]

Uma eventual soldadura de armaduras deverá ter em conta o peso total a suportar e o conveniente alinhamento, a fim de, aquando da descida do conjunto, evitar descentralização ou recobrimento desigual ou ainda evitar deterioração das paredes de escavação.

O recobrimento será função do cálculo, mas fundamentalmente do tipo de obra, face às qualidades eventualmente agressivas do solo no que respeita à proteção das armaduras quanto à corrosão. Em regra o recobrimento mínimo é de 5 cm. [12]

Para garantir o recobrimento, as armaduras deverão ser munidas de calços ou roletas de argamassa de medida apropriada e aramados ao conjunto metálico.

O levantamento e a suspensão das armaduras devem ser feitos com grua suficientemente dimensionada.

A execução da armadura (como a conceção e o cálculo) terá em conta o espaçamento dos varões, de maneira a permitir uma betonagem perfeita. Igualmente a armadura deverá prever o espaço suficiente para introdução do tubo (ou tubos) de tremonha.

Tanto na execução como na conceção deve-se ter em conta a densidade de ferros horizontais da armadura (armadura de distribuição) pois é esta que pode mais dificultar a subida do betão dentro de cada vala, durante a operação de enchimento.

As dimensões das armaduras podem variar conforme a profundidade de escavação. Muitas vezes torna-se difícil o manuseamento, pela grua, da armadura aquando da sua colocação, como é evidenciado na Ilustração 28.

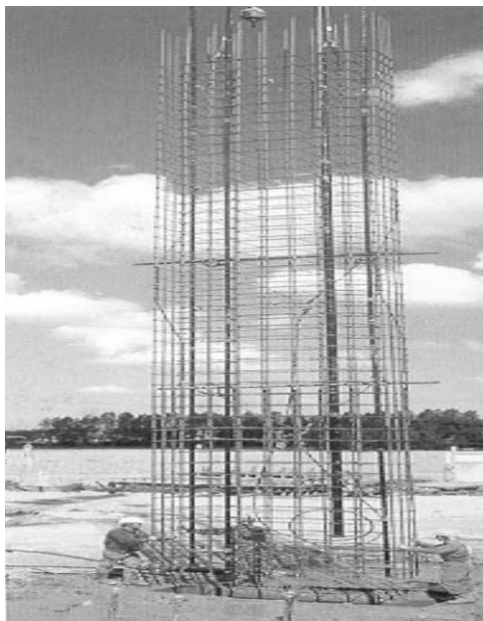


Ilustração 28 - Armadura a ser colocada [12]

❖ **Betonagem ou enchimento da parede moldada**

A betonagem ou enchimento de cada painel deve fazer-se, sempre que possível, logo após a respetiva execução e a introdução da armadura. A introdução de uma armadura deve implicar uma betonagem imediata.[11]

Antes da colocação da armadura e execução da betonagem, deve averiguar-se do estado de contaminação da bentonite (especialmente na zona mais profunda) e providenciar pela sua substituição. Uma bentonite contaminada dificulta a betonagem e pode originar misturas graves com material decantado ou inclusões de fluido de perfuração na massa do material de enchimento. Em caso de contaminação deverá, proceder-se à substituição do fluido de perfuração ou recirculação que permita não só retirar o material decantado como simplesmente substituir o fluido por outro não contaminado.[11]

O betão a usar deverá ser muito rico em cimento (cerca de 350 a 370 kg por m³), sendo este de alto-forno, de modo a limitar os danos provocados por eventuais ataques de águas salobras; a dimensão máxima do inerte deve ser limitada a 25 mm.

Na operação de betonagem utiliza-se 1 tubo de tremonha para painéis com comprimento até 4 m; no caso de painéis com mais de 4 m recorre-se a 2 tubos de tremonha.

No decurso da operação torna-se imprescindível a comparação entre as cotas do material de enchimento reais e as teóricas, de acordo com os volumes descarregados na tremonha, de maneira a tentar detetar alguma anomalia (aluimentos parciais das paredes da vala ou inclusões de areias ou do fluido de perfuração).[10]

Deverá procurar-se uma fluidez suficiente para assegurar uma colocação em obra, de acordo com as técnicas do betão submerso.

Na colocação do tubo (ou tubos de betão) deve-se assegurar que a distância da ponta ao fundo seja da ordem dos 15-20 cm.

Deverão prever-se dispositivos ou sistemas que impeçam, na primeira descarga, uma mistura do material de enchimento com o fluido de perfuração.

No decurso do enchimento, haverá necessidade de ir subindo a ponta do tubo mergulhador, a fim de reduzir o atrito do betão ou da mistura com as paredes da vala e armadura.

Uma vez terminada a betão de cada painel, e enquanto a mistura de enchimento está fresca, deve remover-se a parte superficial suja ou contaminada, até que o aspeto aparente seja convincente. A retirada deste banzo superior justifica-se porque o material de enchimento (betão) desta zona, não apresenta as características impostas no projeto.

Depois de retirado o material de enchimento do banzo superior (aproximadamente 1 m), este é cheio por betão novo constituindo assim a chamada viga de coroamento. [10]

A viga de coroamento corresponde a um banzo superior que solidariza os painéis, distribuindo, assim, as solicitações por todos os painéis.

No caso de existirem tubos-junta, estes devem ser puxados a intervalos regulares, de maneira a assegurar a sua descolagem da massa envolvente e garantindo uma certa presa e estabilidade da superfície já moldada pelos tubos.

4.4.2. ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO

Para efeitos de dimensionamento foi considerado o impulso hidrostático nas paredes. Em geral, as paredes de contenção de terras foram consideradas como sendo lajes simplesmente apoiadas nas lajes do piso da cave e no solo de fundação, tendo sido considerados os impulsos resultantes dessas ações no modelo estrutural global.

Em relação ao coeficiente de impulso do terreno, foi considerado o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , dado que as deformações das paredes (exteriores) necessárias para “mobilizar” o impulso ativo não serão compatíveis com o correto funcionamento da estrutura em condições de E.L. de utilização. A consideração deste parâmetro oferece ao projetista alguma margem de segurança adicional.

❖ Modelos de Cálculo - Modelos de barras

Quando se fala em escavações associa-se naturalmente ao modelo das estruturas de contenção, um determinado desenvolvimento longitudinal. Ora, em casos em que a secção é suficientemente afastada dos limites o seu funcionamento estrutural pode ser considerado aproximadamente plano. [12]

A Ilustração 29 representa o modelo das barras que permite ao leitor ter uma melhor percepção do método expedito.

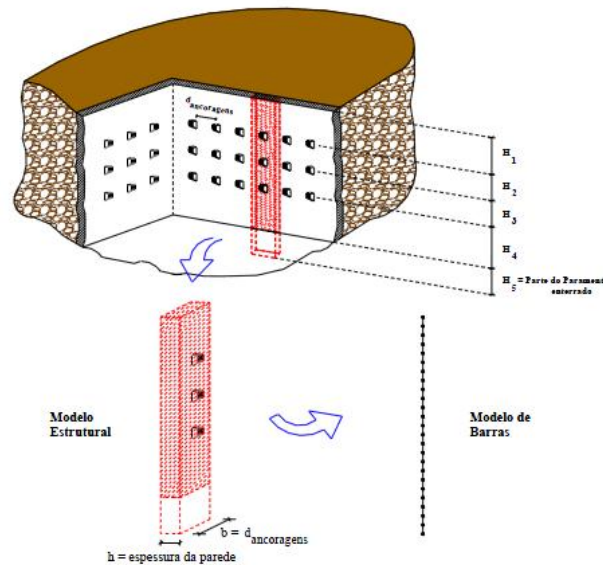


Ilustração 29 – Modelos: Modelo de barras [12]

O modelo das barras permite assim extrair, de uma determinada estrutura de contenção com desenvolvimento longitudinal considerável, uma pequena zona simbólica da sua geometria. Das grandezas consideradas em cálculo destacam-se: as da base, “b” (igual à distância entre ancoragens) e a da altura, “h”, igual à espessura dessa estrutura. Na Ilustração 36 pode verificar-se que para a secção a vermelho se encontram as ancoragens compreendidas na largura de “b”.

Em suma, este modelo permite avaliar o comportamento da estrutura através de um modelo de barras, que apenas comporta uma porção vertical da parede, ou seja, um arquétipo bidimensional. [12]

❖ Modelos de Cálculo - Modelos de Lajes

Como foi dito, as estruturas de contenção surgem geralmente associadas a escavações com algum desenvolvimento longitudinal. Daí que, quer no modelo de barras, quer neste modelo, o funcionamento estrutural possa ser considerado aproximadamente plano.

Tal como no modelo de barras, na Ilustração 30, pode-se observar o tipo de modelação a ser considerada. Este tipo de modelação, inicialmente segue o mesmo processo do modelo de barras, em que se extrai de uma determinada estrutura de contenção com desenvolvimento longitudinal considerável uma pequena zona representativa do seu comportamento (modelo estrutural), também aqui a dimensão da base, “b”, é normalmente igual à distância entre ancoragens e de altura, “h”, igual à espessura dessa estrutura.

A zona retirada inclui as ancoragens compreendidas na largura da fatia b. Este modelo difere do modelo anterior, no que respeita ao processo de descreterização, uma vez que a estratégia neste

utilizado permite captar o comportamento do módulo em análise, tanto na direção horizontal como na direção vertical. [12]

Tal como na Ilustração 29, e usando a mesma figura, relaciona-se na Ilustração 30 o modelo das lajes.

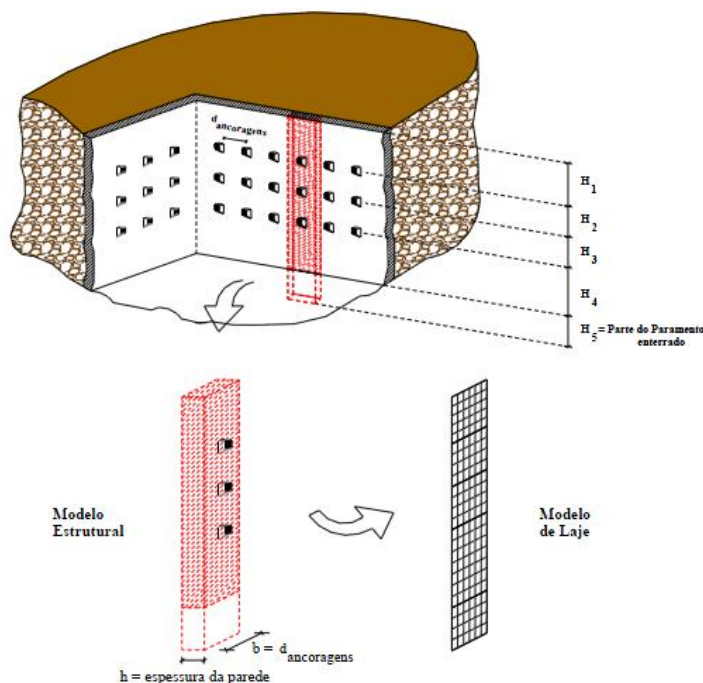


Ilustração 30 – Modelos: Modelo das lajes. [12]

4.4.3. RENDIMENTOS PREVISTOS

Não existia em projeto, ou na memória da arquitetura, um rendimento previsto para a execução das paredes moldadas. Tentou-se encontrar essa informação junto de um perito em execução de paredes moldadas, com vasta experiência no ramo.

O rendimento previsto para a execução de painéis de paredes moldadas seria de **55 m²/dia**.

4.4.4. DIFICULDADES DE EXECUÇÃO

Tal como na execução de estacas, a grande “dificuldade” na execução das paredes moldadas seria a quantidade existente de enrocamento. Na fase de escavação do painel, a máquina teria dificuldade em triturar as pedras e a profundidades elevadas seria impossível fazer o desmonte do enrocamento com base em martelos pneumáticos.

Outro aspeto relevante a considerar seria a variação de impulsos a que a parede estaria sujeita na altura da escavação. Na fase de escavação as paredes estariam ao longo do dia sujeitas ao impulso da água quer em maré alta quer em maré baixa. Esta situação poderia provocar aluimentos o que impediria que o resto de processo fosse possível de executar-se.

Capítulo 5. Análise da solução de projeto variante

Capítulo 5- Análise da solução de projeto variante

5.1. APRESENTAÇÃO

A apresentação da solução de projeto variante surge em finais de 2011, e com ela são feitas várias alterações, quer a nível de fundações, quer a nível da estrutura do edifício.

No que diz respeito às fundações indiretas apenas foi apresentada uma memória de cálculo que visava substituir por microestacas o conjunto de estacas de 1200 mm e 800 mm de diâmetro previstas no projeto patentado a concurso pela OPWAY/Ferreira Construções em Maio de 2011. No que diz respeito à ensecadeira, o Empreiteiro apresentou uma solução ainda não muito divulgada (Cutter soil mixing) mas que tem vindo a ser cada vez mais usada neste tipo de cenários.

A seguinte descrição contempla as soluções preconizadas na obra no âmbito das fundações e estruturas de suporte. Resumidamente as soluções foram as seguintes:

- ❖ Estacas (Fundações Indiretas);
- ❖ Microestacas (Fundações Indiretas);
- ❖ CSM (Ensecadeira);
- ❖ Jet-Grouting (Ensecadeira).

Tal como na proposta de projeto inicial, as estacas seriam moldadas. A grande diferença relativamente ao projeto inicial consiste no facto de deixarem de existir as estacas de 1000 mm de diâmetro e de algumas estacas de 800 mm terem sido substituídas por microestacas na zona do enrocamento..

A execução desta tecnologia permite que a furação no enrocamento seja mais fácil e mais rápida, visto que o diâmetro de furação é muito menor do que das estacas inicialmente previstas.

Tal como foi referido anteriormente, o uso de uma “nova” técnica é sempre acompanhada de um determinado risco. Foi a primeira vez, em Portugal, que se usou esta tecnologia em condições tão adversas e em ambiente marítimo.

O uso de injeções pontuais (Jet Grouting) serviu como uma forma de selagem de fugas entre as estacas-prancha já existentes e a parede de CSM. Ao todo, foram feitas 5 injeções das quais poderão ser visíveis os seus resultados no decorrer do presente relatório.

5.2. FUNDAÇÕES INDIRETAS - ESTACAS

5.2.1. DESCRIÇÃO

Já foi descrita esta tecnologia construtiva no ponto 4.2.1.

O acompanhamento do faseamento da execução das estacas seguiu um modelo rigoroso. Apresenta-se em anexo um dos modelos em *dwg* usado para fazer o acompanhamento da execução das mesmas.

5.2.1.1. Equipamentos Utilizados

Para a execução de um trabalho desta dimensão são necessárias ferramentas de grande porte. O principal equipamento utilizado é a Perfuradora Soilmec SR 60 que consegue acoplar caroteiros de diversos diâmetros. Por vezes, a máquina era responsável por elevar a armadura da estaca graças ao seu guincho localizado no topo da vara.

Apresenta-se na Tabela 11 um resumo da quantidade de material em obra para executar esta tarefa.

Lista de Equipamentos – Execução de Estacas	
Tipo	Quantidade prevista
Perfuradora Soilmec SR 60	1 Unidade
Ferramenta de furação diversa	5 Conjuntos

Tabela 11 - Lista de Equipamentos - Execução de Estacas

presente-se, igualmente uma listagem, fotográfica, de todos os elementos que acompanhavam os trabalhos.



Ilustração 31 – Equipamento necessário para execução de estacas

- a) Perfuradora Soilmec SR- 60
- b) Conjunto de Tubos Trems
- c) Tubos Moldadores de Ø 800 mm
- d) Máquina equipada com Tubo Moldador de Ø 800 mm



Ilustração 32 - Equipamento necessário para execução de estacas (cont.)

- a) Carotier de 800 mm
- b) Trado de Ø 800 mm
- c) Máquina equipada com Carotier
- d) Central de Reciclagem de bentonite

5.2.1.2. Recursos Humanos

No que diz a respeito aos recursos humanos, a execução de estacas necessitam de mão-de-obra específica. Cada elemento da equipa tem tarefas específicas. Desde o manobrador ao operário encarregue de colocação dos tubos “tremy”, cada elemento sabe qual o seu papel no processo de execução.

Apresenta-se a Tabela 12 com a lista de meios em obra.

Lista de Meios Humanos – Execução de Estacas	
Categoria	Quantidade prevista
Encarregado	1
Condutor Manobrador	1
Servente (s)	3

Tabela 12 - Lista de Meios Humanos – Execução de Estacas

5.2.1.3. Materiais

Os materiais usados em obra para a execução de estacas são os seguintes:

- Bentonite;
- Tubo moldador;
- Tubo perdido (em caso de enrocamento);
- Armadura;
- Espaçadores;
- Betão (C35/45).

5.2.1.4. Procedimentos

❖ Implantação

A implantação compreende a materialização no terreno do eixo de cada estaca, através de uma ponta de varão ou de madeira, posicionada por métodos topográficos.

Esta operação será executada após a plataforma de trabalho estar nivelada e em condições para a movimentação e o posicionamento dos equipamentos



Ilustração 33 - Implantação Topográfica



Ilustração 34 - Sinalização de local de furação

❖ Posicionamento

Após colocação da ferramenta apropriada (trado ou balde) na extremidade inferior da vara telescópica (Kelly bar) faz-se coincidir o eixo da ferramenta com o eixo da estaca.

A verticalidade da vara Kelly será controlada através de níveis em dois planos perpendiculares.



Ilustração 35 - Verificação de verticalidade

❖ Furação

Terminada a operação descrita no ponto anterior inicia-se a furação.

Esta operação consiste na extração do terreno à rotação, com ferramenta apropriada (trado ou balde), em movimentos ascendentes e descendentes da vara Kelly.

Durante esta operação, a estabilidade das paredes do furo será assegurada por utilização de tubos molde recuperáveis. Neste caso, simultaneamente à furação, é feita a cravação do tubo de molde recuperável, através de movimentos oscilatórios e de “*pull-down*” imprimidos pela cabeça de rotação da máquina. O tubo molde é cravado por troços, sendo a ligação entre eles feita através de junta macho/fêmea, verificando-se a verticalidade conforme descrito no ponto anterior.

O tubo molde será descido até uma cota que garanta a estabilidade das paredes do furo, não permitindo o seu desmoronamento ou assoreamento.

A furação prossegue até se atingir a cota do fundo da estaca, após o que será efetuada a limpeza cuidadosa do fundo do furo utilizando o balde apropriado.

Caso se releve necessário, poderá ser utilizada ferramenta especial de corte de rocha (trado rocha, carotier e/ou trépano) para o atravessamento de zonas mais compactas ou mais rijas.



Ilustração 36 – Furação

❖ Colocação da Armadura

Seguidamente, é colocada com auxílio do guincho da máquina a armadura previamente moldada e montada em troços de comprimentos máximos de 12 metros e de acordo com as especificações do projeto.

No caso de estacas com comprimentos superiores a 12m, há necessidade de recorrer a sobreposições. Estas sobreposições são executadas deixando suspenso o primeiro troço de armadura, através de um varão colocado na diagonal do furo e apoiado no topo do tubo.

A ligação do primeiro troço com o seguinte será feita através de cerra-cabos ou arame queimado, procedendo-se, de seguida, à descida do conjunto dentro do furo.

A sua extremidade inferior ficará a 20-30 cm do fundo do furo e na sua extremidade superior será acoplada a tremonha da receção do betão.

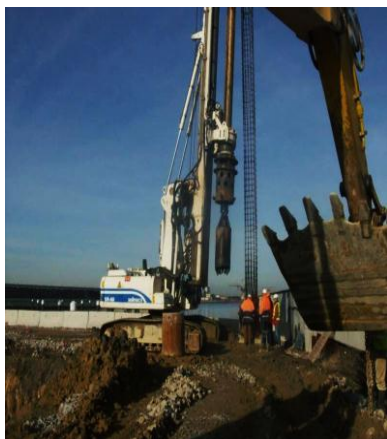


Ilustração 37 - Colocação da armadura



Ilustração 38- Armadura Suspensa

Para que a armadura não fique diretamente em contato com o solo foram criados pequenos “calços” em betão.



Ilustração 39 - Calços de betão

Para facilitar a descida da armadura, e garantir que a mesma não ficaria presa nas paredes laterais, foram adicionados espaçadores às armaduras.



Ilustração 40 – Espaçador

❖ Betonagem

Após verificar que o betão tem as características requeridas (slump e dimensão do inerte), será realizada a betonagem de baixo para cima, por descarga direta da autobetoneira para a tremonha da receção de betão.

Faz-se o controlo do nível do betão com uma sonda, à medida que este vai subindo no furo sendo retirados troços da coluna, sempre que necessário, garantindo-se, no entanto, que esta ficará sempre pelo menos 2m mergulhada no betão.

Simultaneamente, vão-se retirando troços do encamisamento metálico recuperável, garantindo-se que a cota inferior deste estará sempre pelo menos 2m abaixo da cota do betão.

A betonagem estará terminada, quando o betão atingir a cota necessária para o correto saneamento da cabeça da estaca.

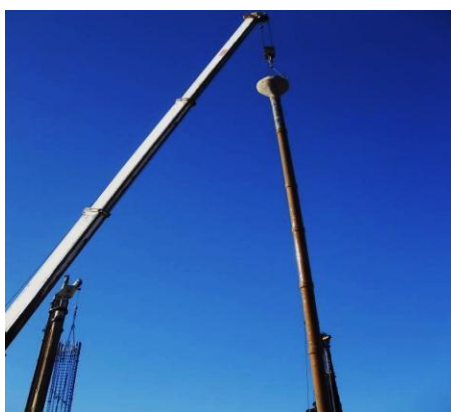


Ilustração 41 - Tubos Tremi Suspensos

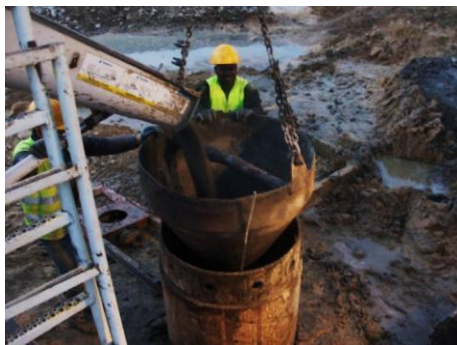


Ilustração 42 - Início da betonagem



Ilustração 43 - Fim da betonagem

❖ Saneamento das estacas

O saneamento do topo das estacas foi executado através de um sistema de pré-corte da cabeça de estacas com recursos a um disco de corte e de um martelo pneumático.

Antes da colocação da armadura eram inseridos “cilindros” de poliestireno extrudido, para que o betão não estivesse em contacto com aquela secção da armadura.



Ilustração 44 - Pormenor do poliestireno

Após a betonagem, era dado um corte com uma rebarbadora na base do troço a sanear como se demonstra na Ilustração 45.



Ilustração 45 - Corte com recurso a um disco de diamante

Em seguida a retroescavadora, com equipamento próprio, puxava a cabeça da estaca resultando um bloco de betão conforme se apresenta na Ilustração 46.

Relatório de Estágio



Ilustração 46 - Cabeça de estaca

Nos casos em que não era possível o desmonte da estaca pelo método descrito anteriormente, recorria-se ao martelo hidráulico.



Ilustração 47 - Máquina a executar saneamento



Ilustração 48 - Estaca saneada

5.2.2. ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO

5.2.2.1. Considerações iniciais

As ações de cálculo adotadas para o dimensionamento destes elementos foram as resultantes do Plano de Cargas definido no Projeto de Estabilidade.

5.2.2.2. Estado limite último de resistência à tração das estacas

Na Tabela 13 indicam-se os valores de cálculo, correspondentes ao Estado Limite Último, apresentados no Plano de Cargas. A divisão entre trações provisórias e definitivas relaciona-se com as duas situações distintas para as quais os elementos de fundação foram dimensionados, pois a fase provisória correspondente à conclusão da execução do piso 0.

Elemento	N_{sd_max} Tração provisória [kN]	N_{sd_max} Tração definitiva [kN]
Estaca Ø1200	-521	0
Estaca Ø800	-460	-72

Tabela 13 - Esforços atuantes nas estacas

Relatório de Estágio

Em face destes valores, e obtendo a resistência à tração de ambos os tipos de estacas pelo método de Bustamante e Gianeselli, considerando a abordagem de cálculo A1 preconizado no EC7[13], obtêm-se as resistências à tração já devidamente minoradas, apresentadas abaixo na Tabela 14.

Elemento	$N_{rd,max}$ Tração provisória [kN]	$N_{rd,max}$ Tração definitiva [kN]
Estaca Ø1200	-807	-323
Estaca Ø800	-538	-215

Tabela 14 - Esforços resistentes nas estacas

Considerou-se assim que as estacas se encontram dimensionadas para fazer face às ações previstas.

5.2.2.3. Estado limite último de resistência à compressão

Considera-se que as estacas de fundação deverão acomodar na globalidade esforços axiais de compressão, sendo de desprezar os momentos fletores gerados nestes elementos. Os valores de cálculo dos esforços axiais (Tabela 15) correspondem a uma tensão atuante no betão de cerca 20 MPa, valor bastante aquém da tensão de cedência do betão C35/45, quer para estacas de Ø1200mm quer para as estacas de Ø800mm.

Elemento	Esforço normal atuante ELS [kN]	Esforço normal de dimensionamento ELU [kN]
Estaca Ø1200	6750	10125
Estaca Ø800	3000	4500

Tabela 15 - Esforços em ELS e ELU

Por outro lado, condicionou-se a 6 MPa a tensão de serviço atuante, composição que se verifica também para ambos os diâmetros.

5.2.3. RENDIMENTOS PREVISTOS

Através da análise do plano de trabalhos, identifica-se o tempo de duração da tarefa: “execução das estacas de fundação” que se reproduzem na Tabela 16

Tarefa	Duração
Execução das estacas de fundação Ø 800 mm	17 dias
Execução das estacas de fundação Ø 1200mm	58 dias

Tabela 16 - Duração da tarefa: execução de estacas (proposta variante)

O número de estacas executadas de cada diâmetro é apresentado na Tabela 17

Tarefa	Quantidade de estacas a sanear
Saneamento das Estacas Ø 800 mm	25 estacas
Saneamento das Estacas Ø 1200 mm	97 estacas

Tabela 17 - Quantidade de estacas a sanear (proposta variante)

Relatório de Estágio

Pelo que se deduz o rendimento teórico, apresentado na Tabela 18.

Estacas	Rendimento (estacas/dia)
Ø 800 mm	1.47
Ø 1200 mm	1.67

Tabela 18 - Rendimento teórico previsto das estacas (proposta variante)

5.2.4. RENDIMENTOS OBTIDOS

Os rendimentos reais foram os que se reproduzem na Tabela 19 para os dois diâmetros.

Estacas	Rendimentos estacas por dia
Ø 800 mm	1.75
Ø 1200 mm	1.47

Tabela 19 - Rendimentos obtidos - execução de Estacas

É necessário ressaltar que não foi tido em conta o facto de 10 estacas, que se encontram no enrocamento, terem sido executadas através de molde perdido.

5.2.5. MAPA DE MEDIÇÕES

Para a elaboração do mapa de medições relativo à execução de estacas de fundação com 800 mm de diâmetro foram considerados os seguintes aspetos; materiais e trabalhos:

- A espessura do molde perdido em aço;
- Betão armado C35/45 (XC4+XS3+XA1 (P));
- Aço A500;
- Saneamento das cabeças das estacas;
- Ensaaios sínicos;
- Transporte de produtos sobranes a vazadouro;
- Encastramento no maciço rochoso;
- Aluguer de maquinarias e materiais apropriados ao seu processo construtivo e conforme condições técnicas gerais e especiais.

Para efeitos de medições, foram também considerados os comprimentos dos tubos moldadores para a execução das estacas entre o firme rochoso e a face inferior do maciço de encabeçamento. Todos os comprimentos restantes dos tubos moldadores necessários à correta execução da estaca pelo processo construtivo adotado pelo empreiteiro, nomeadamente, comprimento extra de proteção ao aterro, comprimento extra para ligação à cabeça da máquina, comprimento extra para encastramento no firme rochoso, etc., eram da responsabilidade do empreiteiro e deveriam estar incluídos nos valores unitários.

Na tabela 20 é apresentado o mapa de medições para a execução de estacas de 800 mm de diâmetro.

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
Execução de Estacas de 800 mm de diâmetro		
Fornecimento de tubo moldador (tubo perdido)	m	177,50
Posicionamento, furação e cravação em aterro arenoso	m	532,00
Furação e cravação em enrocamento	m	149,50
Furação em terreno rochoso para encastramento no firme rochoso	m	94,00
Betão	m ³	293,75
Armadura	kg	59278,75
Saneamento das Estacas	Un.	47,00
Ensaio Sónicos	Un.	47,00
Remoção e transporte a vazadouro dos produtos provenientes de execução das estacas	m ³	581,63

Tabela 20 - Mapa de medições (Estacas 800 mm)

5.2.6. DIFICULDADES DE EXECUÇÃO

As condições envolventes à obra implicam algumas dificuldades na execução das várias soluções, nomeadamente nas Fundações Indiretas (Estacas).

O terreno é quimicamente alterado, devido a derrame de óleos ao longo do tempo, é remexido, devido a construção do cais, e com a presença de "saías" de enrocamento.

Este mesmo enrocamento implica que o uso da bentonite, que solidifica e estabiliza as paredes do furo, não funcione adequadamente, levando a aluimentos de considerável dimensão. Pode-se verificar que na execução de uma estaca de 1200 mm existiu um problema na execução da mesma que originou um aluimento do terreno abaixo da cota da superfície de trabalho. Esta situação envolve risco de soterramento para os trabalhadores envolvidos nos trabalhos, pelo que se implementou um método construtivo que garante a estabilidade do furo e a segurança das pessoas, através da colocação de tubos perdidos nas estacas desde a rocha até à cota do maciço de encabeçamento.



Ilustração 49- Colapso do terreno em volta da estaca



Ilustração 50 - 2º Colapso

Outra dificuldade que se encontrou foi o desgaste que as ferramentas tinham quando atingiam o *bed-rock*. Além do processo de furação ser mais demorado, o desgaste da ferramenta induziu à rotura que faz a ligação ao caroteiro ficando este partido a uma cota de cerca de 10-12 metros.

Ainda se tentou o “resgate” da peça, mas em vão. O projetista decidiu, então, que se executariam duas estacas idênticas, perto do local de implantação da estaca danificada.



Ilustração 51 - Peça de ligação ao caroteiro partida



Ilustração 52- Tentativa de "resgate" do caroteiro

Além de os problemas descritos anteriormente, a utilização do tubo perdido em algumas estacas provocava alguns constrangimentos. Isto acontecia devido ao facto de não existir praticamente folga entre o diâmetro do furo e o diâmetro do tubo perdido. Ou seja, quando o tubo descia por vezes encontrava pedras nas paredes do furo que o impedia de descer apenas com o seu peso próprio. Por vezes, o manobrador via-se forçado a exercer um esforço axial no tubo através da vara kelly, obrigando-o a descer, contudo nem sempre resultava. E o resultado, por vezes, era o que se apresenta a seguir:



Ilustração 53 - Soldador a cortar o tubo danificado pelo enrocamento

A solução passou por reforçar a base do tubo com a soldagem de um anel de reforço.



Ilustração 54 - Soldador a preparar anéis de reforço

Quando se tem um número considerável de estacas para executar, é fundamental que o faseamento de execução das estacas tenha a consideração que não se podem executar simultaneamente estacas na proximidade de outras. Por isso, a Fiscalização definiu uma distância mínima de 15 metros entre execução de estacas.

A única vez que o Empreiteiro não seguiu a orientação da Fiscalização, deparou-se com o seguinte cenário (Ilustração 55):



Ilustração 55 – Aluimento de estaca

Neste caso, verificou-se um assoreamento de duas estacas devido a uma comunicação entre as mesmas. A bentonite que também não tinha a consistência desejada, influenciou na criação de um “túnel” entre as duas estacas. As mesmas tiveram que ser betonadas com um betão pobre e furadas novamente



Ilustração 56 - Estaca assoreada betonada com betão pobre

5.3. FUNDAÇÕES INDIRETAS – MICROESTACAS

5.3.1. DESCRIÇÃO

Executaram-se microestacas, com 88,9 mm de diâmetro e 6.5mm de espessura, injetadas sob pressão com calda de cimento C35/45. O tubo de Aço N80 é embebido no betão.

Tal como foi referido anteriormente, o uso de microestacas deve-se principalmente ao facto de serem mais fácil de executar em enrocamento do que as próprias estacas. Além disso permitem o uso de cargas axiais de médio a baixo valor, em condições de acessibilidade condicionadas.

A sua furação de pequeno diâmetro promove uma reduzida perturbação do terreno o que garante, por sua vez, juntamente com a injeção sob pressão, uma boa resistência à tração, devido à mobilização de atrito lateral.

5.3.1.1. Equipamentos Utilizados

O equipamento necessário à execução de microestacas é, normalmente, o seguinte (1):

Lista de Equipamentos – Execução de Micro Estacas	
Tipo	Quantidade prevista
Perfuradora Microestacas	6 Unidades
Ferramenta de furação diversa	7 Unidades (por cada Perfuradora)

Tabela 21 - Lista de Equipamentos – Execução de Microestacas



Ilustração 57 - Equipamento necessário para execução de microestacas

- a) Máquina de furação
- b) Tubos de furação
- c) Ferramenta de corte
- d) Tubos de microestacas

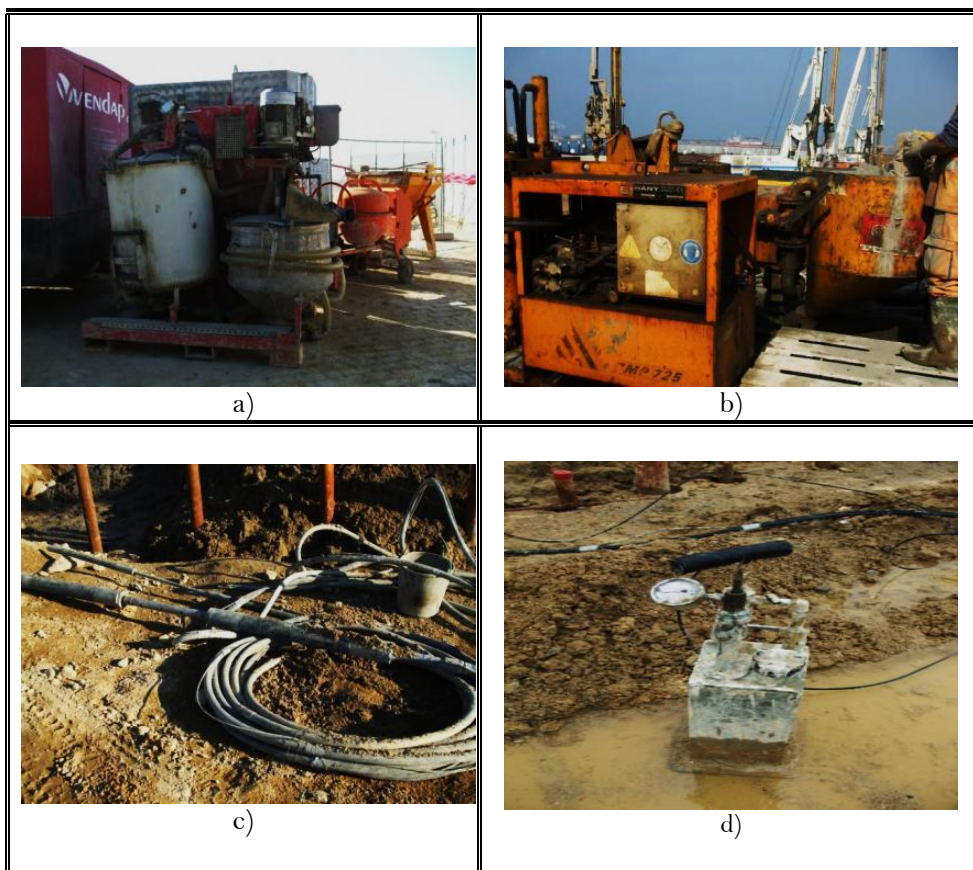


Ilustração 58 - Equipamento necessário para execução de microestacas

- a) Central de injeção reserva
- b) Central de injeção primária
- c) Manqueira de injeção
- d) Bomba manual

Relatório de Estágio

O equipamento de furação depende da metodologia a utilizar, de acordo com as características do terreno e do equipamento disponível: (1)

Metodologia de furação	Equipamento necessário
Roto-percussão com injeção de água	- Equipamento hidráulico de furação por roto-percussão - Martelo de superfície - Bomba de injeção de água - Varas e bite
Roto-percussão com injeção de água e recurso a entubamento recuperável	- Equipamento hidráulico de furação por roto-percussão - Martelo de superfície - Bomba de injeção de água - Varas e bite - Coluna de tubos de revestimento para furação à roto-percussão e coroa
Roto-percussão com auxílio de ar comprimido	- Equipamento hidráulico de furação - Martelo de fundo de furo - Varas e bite para martelo - Compressor adequado ao martelo fundo de furo
Rotação	- Equipamento hidráulico de furação - Varas / Trados - Ponteira (trialeta, tricône)

Tabela 22 - Metodologia de furação e equipamento

5.3.1.2. Recursos Humanos

A equipa necessária à execução de microestacas é, normalmente, a seguinte:

Lista de Meios Humanos – Execução de microestacas	
Categoria	Quantidade prevista
Diretor de obra	1
Encarregado (Chefe de equipa)	1
Manobrador de equipamento de furação	1
Injetor	1
Serventes	3

Tabela 23 - Lista de Meios Humanos – Execução de microestacas

5.3.1.3. Materiais❖ **Calda de cimento**

A calda a aplicar na execução das microestacas é a definida no Projeto ou na documentação do Contrato, normalmente constituída por uma mistura homogénea de cimento, água e, eventualmente, adjuvantes. O cimento utilizado será do tipo CEM I 42.5R, devendo ser exigida ao fabricante a marcação CE, com nível de conformidade 1+.

❖ **Armadura**

A armadura da microestacas é a definida no Projeto ou documentação do Contrato e é, usualmente, constituída por tubos de aço ou por varões de aço roscados ocós.

Os tubos podem ser lisos em todo o seu comprimento ou, então, providos de válvulas antirretorno do tipo “manchete” no comprimento de selagem e lisos no restante comprimento.

Os tubos com válvulas antirretorno possuem orifícios cobertos com mangas de borracha, que abrem com a pressão da injeção para saída da calda, mas impedem o retorno da calda para o interior do tubo, após a injeção. A extremidade inferior do primeiro tubo a introduzir é tamponada.

Os tubos são fornecidos em comprimentos padrão, pelo que as uniões entre segmentos poderão ser feitas através das roscas dos próprios tubos tipo macho-fêmea, por uniões externas ou então por soldadura. Adicionalmente à armadura tubular podem ser utilizados varões de aço no interior dos tubos para criar resistência adicional. Os varões de aço roscados ocós são apropriados para microestacas auto perfurantes, em que as varas usadas para a perfuração constituem a própria armadura da microestaca. Possuem um bite na extremidade, que fica perdido no terreno, e a sua escolha deve ter em conta as condições geológicas locais e o tipo de furação (furação à rotação ou roto-percussão). Estes bites possuem vários orifícios por onde se procede à limpeza do furo e à injeção de calda. Os vários segmentos são acoplados através de uniões externas de empalme.

5.3.1.4. Procedimentos

O início da furação só deverá ser efetuado após implantados os eixos das microestacas.

Normalmente, para microestacas, adota-se um diâmetro de furação entre 101 mm (4”) a 203 mm (8”) – dependendo do diâmetro do tubo e se a furação é não revestida ou revestida.

A metodologia de furação deve ser escolhida de acordo com as características geotécnicas e de acordo com o equipamento disponível:

❖ **Metodologias de furação**

✓ Trado contínuo

Sistema constituído pelo conjunto de trados helicoidais e cabeça de corte na extremidade, semelhante ao utilizado na furação para prospeção geotécnica. O trado vai penetrando no terreno por rotação, enquanto que o solo escavado vai ficando preso nas hélices do trado, até chegar à profundidade definida. De seguida retira-se lentamente o trado, sem rotação, retirando o solo das hélices para a superfície do terreno. [14]

✓ Rotação simples

Sistema constituído pelo trem de varas e ponteira. A ponteira é normalmente um tricône ou uma trialeta: o tricône é mais adequado a terrenos argilosos médios a duros, e a trialeta é mais

adequada a terrenos arenosos de compacidade média a alta. A rotação das varas é proveniente da cabeça de rotação do equipamento de furação. A limpeza do furo e remoção dos detritos é feita pela introdução de água na cabeça de injeção do equipamento – abastecida por gravidade ou por uma bomba de água. Os furos são limpos com água. A água desce pelo interior do trem de varas, sai pelos orifícios da ponteira e retorna à superfície pelo espaço anelar entre as varas e a parede do furo, arrastando os detritos da furação.[14]

✓ Roto-percussão com introdução de água

Sistema constituído pelo martelo de superfície, pelo trem de varas e bite. É adequado a terrenos compactos, eventualmente obstruídos por blocos rochosos, que são desagregados pela rotação e percussão do bite. A rotação das varas é proveniente da cabeça de rotação do equipamento de furação, enquanto que a percussão é proveniente do martelo de superfície. A limpeza do furo e à remoção dos detritos é feita da mesma forma que para a rotação simples.[14]

✓ Roto-percussão com introdução de água e recurso a entubamento recuperável

Sistema constituído pelo martelo de superfície, pelo trem de varas e bite, pela coluna de tubos de revestimento e coroa. É adequado a terrenos soltos obstruídos por blocos rochosos, que são desagregados pela rotação e percussão do bite e da coroa do revestimento. Atingida rocha competente, é possível efetuar a furação só com recurso ao bite, sem necessidade de avanço dos tubos de revestimento. A rotação é aplicada simultaneamente às varas e aos tubos de revestimento pela cabeça de rotação do equipamento de furação. A percussão é aplicada simultaneamente às varas e aos tubos de revestimento pelo martelo de superfície. A limpeza do furo e a remoção dos detritos é feita da mesma forma que para a rotação simples, embora os detritos venham à superfície pelo espaço anelar entre as varas e os tubos de revestimento. [14]

✓ Roto-percussão com auxílio de ar comprimido

Sistema constituído pelo trem de varas, martelo de fundo de furo e bite. É adequado a terrenos compactos, eventualmente obstruídos por blocos rochosos, que são desagregados pela rotação e percussão do bite. A rotação das varas é proveniente da cabeça de rotação do equipamento de furação, enquanto que a percussão é proveniente do martelo de fundo de furo. Os furos são limpos com o ar comprimido necessário à percussão do martelo fundo de furo. O ar comprimido é encaminhado pelo interior do trem de varas, saindo pelos orifícios do bite e retorna à superfície pelo espaço anelar entre as varas e a parede do furo, arrastando os detritos da furação, sendo necessário um deflector para direcionar os detritos para a superfície, devido à alta velocidade com que saem do furo.[14]

✓ Roto-percussão com auxílio de ar comprimido e recurso a entubamento recuperável

Sistema que resulta da aplicação simultânea de dois sistemas de energia de percussão independentes e de um sistema de rotação. É constituído por um trem de varas que possui um bite que desagrega o centro do furo por ação do martelo de fundo de furo, e por uma coluna de tubos de revestimento com uma coroa que desagrega a periferia do furo por ação do martelo de superfície. Deste modo, as duas energias de percussão (martelo de superfície e martelo de fundo-

de-furo) são completamente independentes, pelo que as vibrações das varas e do revestimento não passam de uma para a outra, melhorando o rendimento e tempo de vida do equipamento. O ar comprimido é encaminhado pelo interior do trem de varas, acionando o martelo de fundo-de-furo, encaminhando os detritos de furação para a superfície através do espaço anelar entre o trem de varas e a coluna de tubos de revestimento. [14]

❖ Microestacas com introdução de calda por gravidade

Executado o furo até à profundidade necessária prevista no Projeto (eventualmente com mais algum comprimento para permitir uma melhor limpeza do furo), deve proceder-se à limpeza do interior dos tubos de revestimento ou das paredes e fundo do furo, dependendo se a furação é revestida ou não revestida, respetivamente.



Ilustração 59 - Máquinas em furação



Ilustração 60 - Pormenor de furação

O furo é então preenchido por gravidade, com calda de cimento em dosagem $a/c = 1/2$, pelo interior dos tubos de revestimento, enquanto estes vão sendo retirados (caso a furação seja revestida).



Ilustração 61 - Injeção de calda de cimento



Ilustração 62 - Injeção da calda de cimento em tubos manchete

Seguidamente, é introduzida a armadura tubular constituída por tubo de aço liso em todo o comprimento no interior do furo, com a calda de cimento ainda fluída. Antes do endurecimento da calda é executado um novo preenchimento, através da boca da armadura tubular, igualmente por gravidade, até que a calda afluia à boca do furo, pelo espaço anelar entre as paredes do furo e armadura tubular.



Ilustração 63 - Tubos perdidos com braçadeiras

Finalizado este preenchimento é introduzida a restante armadura da microestaca (normalmente varões de aço) no interior da armadura tubular, caso tal esteja previsto no Projeto.



Ilustração 64 - Varões de aço



Ilustração 65 - Pormenor do varão de aço

❖ Microestacas com injeção repetitiva seletiva

Executado o furo até à profundidade prevista no Projeto (eventualmente com mais algum comprimento para permitir uma melhor limpeza do furo), deve proceder-se à limpeza do interior dos tubos de revestimento ou das paredes e fundo do furo, dependendo se a furação é revestida ou não revestida, respetivamente.



Ilustração 66 - Máquina em furação

Seguidamente, é introduzida a armadura tubular constituída por tubo de aço provido de válvulas antirretorno do tipo “manchete” no comprimento de selagem e liso no restante comprimento. Após colocação da armadura tubular, retiram-se os tubos de revestimento provisórios, caso a furação seja revestida.



Ilustração 67 - Colocação do tubo



Ilustração 68 - Tubos manchete



Ilustração 69 - Tubos manchete com braçadeiras

Seguidamente, é efetuada uma primeira injeção através da válvula inferior do tubo de aço, para preenchimento com calda de cimento em dosagem $a/c = 1/2$, do espaço anelar entre as paredes do furo e a armadura tubular. Como o último segmento da armadura é tamponado na extremidade inferior, a calda não entra no interior do tubo.

No dia seguinte a esta injeção primária, após endurecimento da calda, coloca-se a mangueira de injeção de alta pressão, munida de obturador duplo, no interior do tubo de aço, para início das operações de reinsersão com calda de cimento. O obturador duplo deverá isolar a válvula por onde se pretende efetuar a injeção, localizando-o à profundidade adequada e ativando dois insufláveis de borracha existentes no obturador.



Ilustração 70 - Injeção de alta pressão

As re-injeções são efetuadas em todas as válvulas do tubo de aço, em fases sucessivas, de baixo para cima. Em condições normais é efetuada uma injeção diária em cada uma das válvulas.

No entanto, em casos de dificuldade de estabelecimento do bolbo de selagem, poderá ser alterado o número de re-injeções diárias por válvula ou a dosagem da calda de cimento.



Ilustração 71 - Controlo de pressão das injeções

As re-injeções devem ser efetuadas a pressões de injeção controladas através do manómetro de pressões da central de injeção. As operações de re-injeção só serão finalizadas em cada uma das válvulas quando forem atingidas as pressões de injeção definidas no Projeto, cerca de 30 a 40 bar, dependendo das condições geológicas locais.

Finalizadas as operações de re-injeção é introduzida a restante armadura da microestacas (normalmente varões de aço) no interior da armadura tubular, caso tal esteja previsto no Projeto, e efetuado o preenchimento do interior do tubo de aço com calda de cimento em dosagem a/c = 1/2.



Ilustração 72 - Microestaca com calda injetada

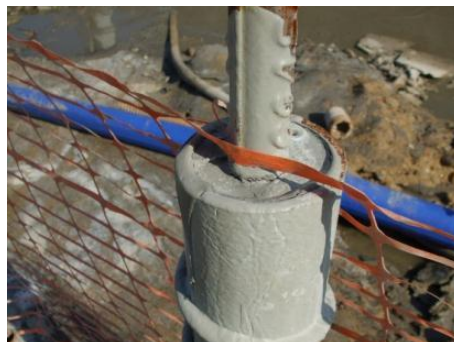


Ilustração 73 - Pormenor estaca com calda injetada



Ilustração 74 – Chapa de topo



Ilustração 75 - Microestaca finalizada

5.3.2. ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO

5.3.2.1. Considerações iniciais

A verificação de segurança das fundações, com recurso a microestacas, foi efetuada tendo em conta dois tipos distintos de perfis:

- ❖ Perfis verticais tubulares do tipo N80-Ø244.0x12.0 com 3 varões GEWI, que integram a contenção periférica, uma vez que estes elementos também fazem parte da estrutura definitiva do edifício;
- ❖ Perfis verticais tubulares do tipo N80-Ø244.0x12.0, armados em todo o seu comprimento com 2 varões 57.5mm do tipo GEWI PLUS, dispendo de uma tensão de cedência de 670 MPa.

5.3.2.2. Esforços axiais

O esforço axial a equilibrar pelos perfis verticais que materializam as microestacas resulta essencialmente da soma das ações estipuladas no plano de cargas do Projeto de Estabilidade e do peso próprio da estrutura de contenção, tendo-se recorrido somente a um tipo de microestaca.

No caso das microestacas de fundação, o seu esforço axial deriva do plano de cargas do

Projeto de Estabilidade, tendo-se recorrido a dois tipos distintos de microestacas, conforme apresentado na Tabela 24.

Elemento	Esforço normal atuante ELS [kN]	Esforço normal de dimensionamento ELU [kN]
N80-Ø244.0x12.0 c/3 varões GEWI $f_{yd} > 670$ MPa	4750	7125
N80-Ø244.0x12.0 c/2 varões GEWI $f_{yd} > 670$ MPa	3500	5250

Tabela 24 - Esforços atuantes e de dimensionamento

5.3.2.3. Verificação da segurança**Estado limite ultimo de resistência à compressão [13]**

No que respeita aos perfis verticais do tipo N80, de acordo com o Eurocódigo 3, a verificação de segurança ao estado limite último de resistência à compressão de elementos lineares (desprezando os fenómenos de varejamento) pode ser assegurada de acordo com a seguinte condição:

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \leq 1$$

onde:

N_{sd} - Valor de cálculo do esforço axial atuante.

N_{Rd} - Valor de cálculo da resistência à compressão.

Para as microestacas de menor diâmetro, o valor da resistência à compressão simples da secção utilizada é de 1515.7 kN, fazendo face a uma carga atuante já majorada de cerca de 900 kN. Contudo, há que ter em conta os fenómenos de corrosão e conseqüente perda de secção útil da secção para um período de vida útil de 50 anos.

Assim, o esforço normal resistente destes elementos reduz-se para 1200.7 kN, estando assim verificado este Estado Limite Último.

Para as microestacas de fundação, os valores resistentes, já tendo em conta a perda de secção do tubo metálico por corrosão, são de 8406.45kN e de 6284kN, respetivamente para as microestacas N80-Ø244.0x12.0 com 3 e 2 varões GEWI no seu interior, valores superiores aos valores de cálculo atuantes.

Estado limite ultimo de capacidade de carga do terreno [13]

Conservativamente, dado que para as microestacas de menor diâmetro as características atribuídas à resistência de ponta são pouco significativas, considerou-se que o bolbo de selagem dos perfis verticais funcionará, essencialmente, por resistência lateral. Segundo o Eurocódigo 7 a verificação da segurança é garantida pela condição:

$$\frac{R_{c,m}}{N_{raro}} \geq FS$$

onde:

N_{raro} - valor de cálculo das ações axiais correspondentes à combinação rara.

$R_{c,m}$ - valor médio da resistência do bolbo de selagem, determinado de acordo com a metodologia de Doix e Bustamante.

A resistência média do bolbo de selagem é dada pela expressão:

$$R_{c,m} = \pi \times \alpha \times D_d \times q_s \times L_{selagem}$$

Em que:

α - Coeficiente de expansibilidade, obtido a partir dos ábacos de Bustamante e Doix (1985) em função do tipo de terreno e do tipo de re-injecção. Face à natureza das formações e ao tipo de injecção (IRS), foi considerado 1,2;

D – Diâmetro de furação, por sua vez considerado como mínimo o valor de 0.20 m.

T_{c-s} – Valor médio da resistência unitária última da interface calda-terreno, obtido a partir dos ábacos de Bustamante e Doix (1985) em função do tipo de terreno e do tipo de re-injecção (IRS). Simplificadamente foi considerado um valor médio de 500 kPa;

L_{selagem} – Comprimento do bolbo de selagem;

FS – É um fator de segurança global da microestaca, sendo função do respetivo tempo de vida útil. Para microestacas definitivas sujeitas a compressão, o valor a adotar é 2.0.

Na tabela seguinte resume-se o cálculo do comprimento de selagem das microestacas, de acordo com a metodologia referida.

Secção	N _{Ed} [kN]	FS	α	\emptyset [m]	t _{c-s} [kPa]	L _{req} [m]	L _{adoptado} [m]
ME 114.3x9,0	650.0	2.00	1.20	0.15	500	4.6	5.0

Tabela 25 - Comprimento de selagem

Para as microestacas de fundação, e atendendo às propriedades dos terrenos de fundação, considerou-se que o bolbo de selagem das microestacas transmitirá carga ao terreno quer por atrito lateral quer por ponta. Segundo o Eurocódigo 7 a verificação da segurança é garantida pela condição:

$$\frac{R_{c;m}}{N_{raro}} \geq FS$$

Onde:

N_{raro} - Valor de cálculo das ações axiais correspondentes à combinação rara;

R_{c;m} - Valor médio da resistência do bolbo de selagem, determinado de acordo com a metodologia de Doix e Bustamante.

A presença da parcela da resistência de ponta altera a fórmula apresentada anteriormente para a seguinte expressão:

$$R_{c;m} = p \times \alpha \times D_d \times q_s \times L_{selagem} + R_p \times K_p \times A_p \times L_{selagem}$$

em que:

K_p - É o factor de capacidade de carga;

R_p - É a resistência de ponta do solo;

Na Tabela 26 resume-se o cálculo do comprimento de selagem das microestacas de fundação, de acordo com a metodologia referida.

Secção	N _{ed} [kN]	FS	α	\emptyset [m]	t _{c-s} [kPa]	R _p [MPa]	K _p	L _{req} [m]	L _{adoptado} [m]
N80-Ø244.0X12.0+3GEWI	4350	2.00	1.20	0.25	650	18	1,5	9.9	10.0
N80-Ø244.0X12.0+2GEWI	3500	2.00	1.20	0.25	650	181	1,5	7.0	7.0

Tabela 26 - Comprimento de selagem (microestacas de fundação)

5.3.3. RENDIMENTOS PREVISTOS

Na Tabela 27 apresenta-se a duração prevista para a execução de microestacas.

Tarefa	Duração
Execução de microestacas de fundação	70 dias

Tabela 27 - Duração da tarefa: execução de microestacas

A Tabela 28 evidencia a extensão total a executar.

Tarefa	Quantidade de microestacas (metro linear)
Execução de microestacas de fundação	860 metros

Tabela 28 - Quantidade prevista de microestacas (metro)

O rendimento previsto apresenta-se na Tabela 29

Elemento	Rendimento (metros/dia)
Microestacas	12

Tabela 29 - Rendimento teórico previsto para as microestacas

5.3.4. RENDIMENTOS OBTIDOS

Na Tabela 30 indica-se o rendimento obtido na execução das microestacas. Tal como era previsto a furação no enrocamento acabou por condicionar a execução, o que levou a um atraso significativo dos prazos de entrega

Elemento	Rendimento (metros/dia)
Execução de microestacas de fundação	9

Tabela 30 - rendimentos obtidos das microestacas

5.3.5. MAPA DE MEDIÇÕES

Na Tabela 31 apresenta-se o artigo do mapa de medições relativo às microestacas N80-Ø244.0x12.0 c/3 varões GEWI e a respetiva quantidade.

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
MICROESTACAS		
Execução de microestacas com 88,9 mm de diâmetro e 6.5mm de espessura, incluindo betão C35/45 (XC4+XS3+XA1 (P)), Aço N80, transporte de produtos sobranes a vazadouro, chapas, ligações, encastramento do firme rochoso de 5,0m, aluguer de maquinarias e materiais apropriados ao seu processo construtivo e conforme condições técnicas gerais e especiais	m	860,00

Tabela 31 Mapa de medições (microestacas)

5.3.6. DIFICULDADES DE EXECUÇÃO

Embora a furação para a realização das microestacas no enrocamento seja mais fácil do que idêntica operação para a materialização das estacas, o processo é, contudo, mesmo para estes elementos de menor diâmetro, bastante difícil. Apesar de se encontrarem quatro máquinas de microestacas em obra, geralmente havia uma, senão duas, que estavam paradas devido a problemas mecânicos. O desgaste das máquinas na furação do enrocamento era enorme.

Na Ilustração 76 pode-se constatar que uma das máquinas chegou mesmo ao seu limite quando começou a fumejar e parou.



Ilustração 76 - Máquina com avaria em pleno trabalho

Outros percalços no decorrer da furação surgiam quando se intercetavam poços pressurizados de resíduos. Com a pressão da vara estes fluidos eram obrigados a subir à superfície, criando um autêntico jato de lodo, como demonstra a Ilustração 77.



Ilustração 77 - Jato de lodo

Estes jatos por vezes tinham durações de minutos o que dificultava o trabalho dos manobreadores e dos seus ajudantes.

5.4. ENSECADDEIRA EM CUTTER SOIL MIXING (CSM)

5.4.1. DESCRIÇÃO

As ensecadeiras são dispositivos utilizados para a contenção, geralmente temporária, da ação das águas em superfícies escavadas, normalmente para abrigar a execução de obras. São usadas, por exemplo, para viabilizar a construção de barragens. As ensecadeiras podem ser concretizadas através de cortinas de pranchas metálicas, estacas de madeira ou de betão armado.

A escolha do tipo de ensecadeira e o seu dimensionamento dependem de fatores tais como a topografia, a geologia e a hidrologia, e de características da obra a ser executada. Apesar de a função da ensecadeira ser a de criar uma área estanque para a frente de trabalho, a infiltração de água é geralmente admissível e mesmo por vezes inevitável.

No caso em estudo, a estrutura de suporte e de contenção de terras ostenta um desenvolvimento linear de cerca de 305 metros e uma escavação com uma altura média de cerca de 5,00m. Optou-se, portanto, por razões de maior facilidade construtiva, pela realização de uma solução constituída por painéis de solo-cimento, realizados através da tecnologia de “Cutter Soil Mixing” (CSM), armados com perfis metálicos IPE, complementados numa dada extensão por microestacas injetadas com calda de cimento sob pressão, utilizando um sistema de injeção repetida e seletiva (IRS) e encimadas por vigas de coroamento em betão armado, onde posteriormente se iriam apoiar escoras de travamento da contenção.

Esta solução tem como objetivo principal permitir a execução “a seco” de todos os elementos estruturais do novo edifício, localizados abaixo da cota máxima do nível da água, assim como dos sistemas de impermeabilização associados.

5.4.1.1. Equipamentos Utilizados

Tal como na execução de estacas, para a execução de um trabalho desta dimensão são necessárias ferramentas de grande porte. O principal equipamento utilizado é a máquina de CSM RTG RG 25S.

O equipamento necessário à execução de tratamento de solos pela tecnologia de Cutter Soil Mixing é normalmente o apresentado na Tabela 32:

Lista de Equipamentos – Execução de Estacas	
Tipo	Quantidade prevista
RTG RG 25S	1 Unidade
Ferramenta de furação diversa	12 Unidades

Tabela 32 - Lista de Equipamentos – Execução de Estacas

Apresenta-se, igualmente uma listagem, fotográfica, de todos os elementos que acompanhavam os trabalhos.

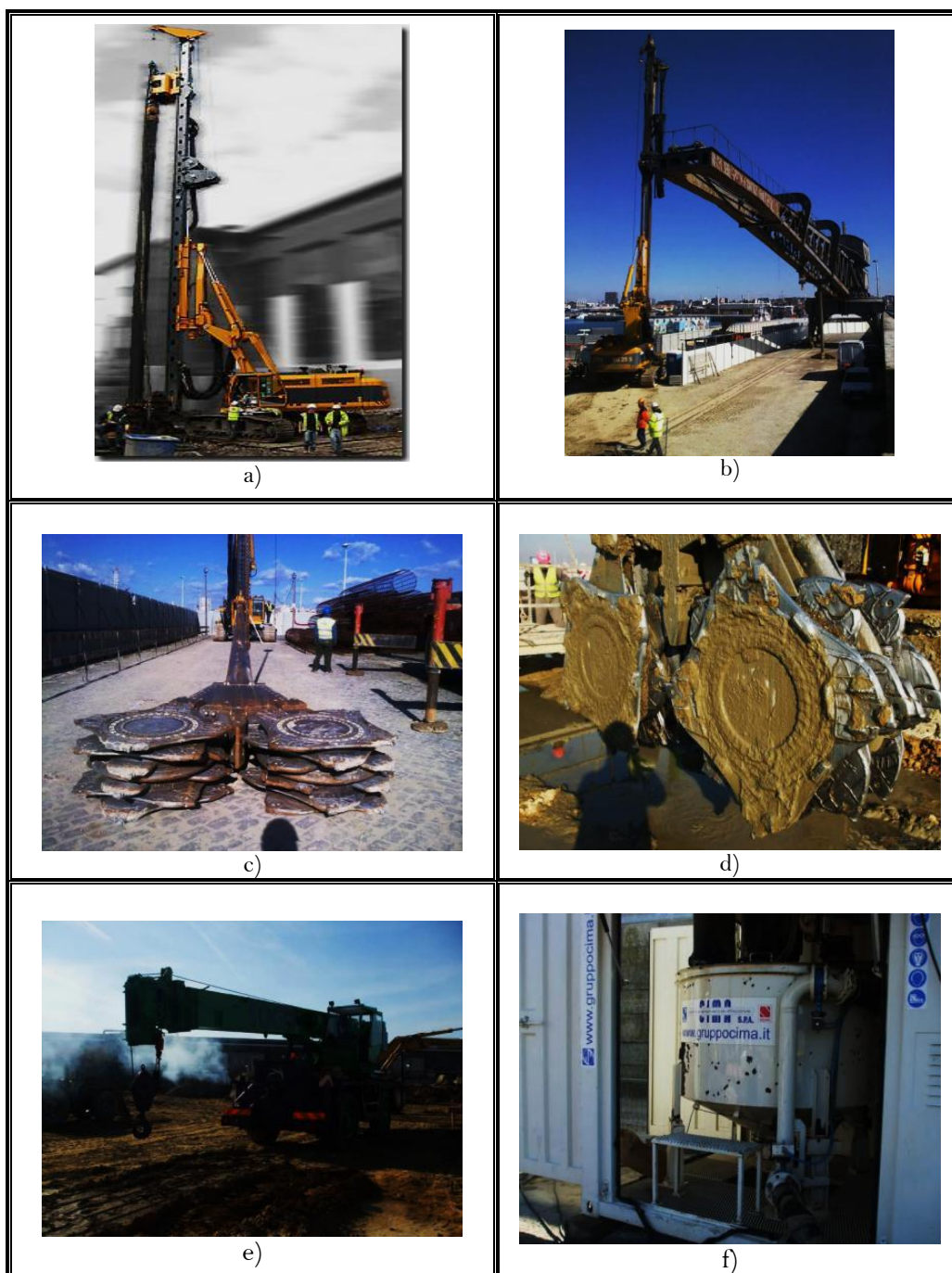


Ilustração 78 - Equipamento necessário para execução dos painéis CSM

- a) RG 25 S (foto de catálogo);
- b) RG 25 S & Titan;
- c) Vara Kelly com secção de corte;
- d) Rodas de corte BCM com "Cutter-wheels";
- e) Grua Auxiliar;
- f) Central automática de fabrico de caldas de cimento.



Ilustração 79 - Equipamento necessário para execução dos painéis CSM (cont.)

- a) Bomba de Injeção de alta pressão;
- b) Silo para armazenamento de cimento;
- c) Ligação do sem fim;
- d) Abastecimento do cimento;
- e) Ligação das mangueiras de injeção;
- f) Peças de soldadura.

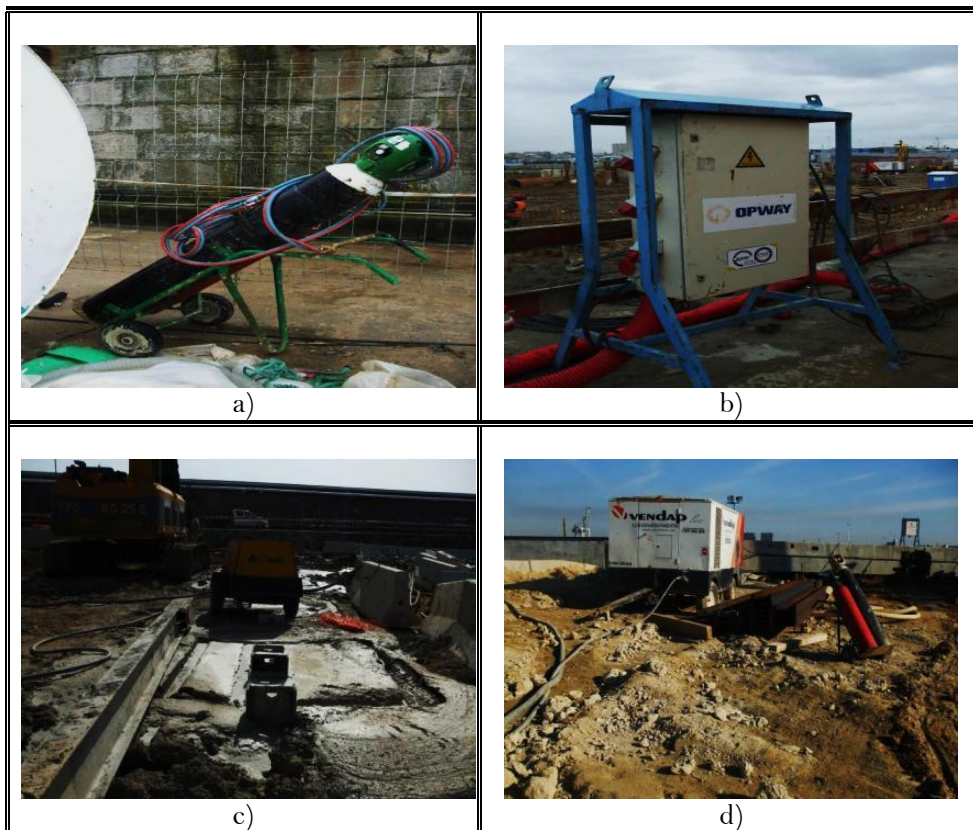


Ilustração 80 - Equipamento necessário para execução dos painéis CSM (cont. 2)

- a) Garrafa de propano pressurizado;
- b) - Quadro elétrico OPWAY;
- c) Compressor de ar de reserva;
- d) Compressor de ar principal.

5.4.1.2. Recursos Humanos

Os recursos humanos necessários à realização dos painéis de CSM encontram-se indicados na Tabela 33.

Lista de Meios Humanos – Execução de <i>Cutter Soil Mixing</i>	
Categoria	Quantidade prevista
Encarregado / Chefe de equipa	1
Manobrador	1
Cimenteiro	1
Serralheiro	1
Servente (s)	1
Topógrafo	1

Tabela 33 - Lista de meios humanos – execução de cutter soil mixing

5.4.1.3. Materiais

▪ Cimento

O tipo de cimento a aplicar na execução do Cutter Soil Mixing é o que está definido no projeto (Cimento tipo CEM I 42,5 R).

▪ Armadura

A armadura dos painéis de solo-cimento CSM é a definida no Projeto, sendo normalmente constituída por perfis metálicos do tipo IPE, ou então por perfis tubulares. Estes perfis verticais são aplicados na massa de solo-cimento ainda fresca, eventualmente com auxílio de um vibrador.

5.4.1.4. Procedimentos

Previamente ao início dos trabalhos é realizada a implantação geral e *piquetagem* do contorno dos painéis.

Após a implantação, é iniciada a realização dos painéis, com equipamento constituído por grua base sobre rastros, munida de uma torre vertical ao longo da qual se movimenta a unidade de rotação.

Esta, com uma vara “kelly” com a cabeça de corte CSM na extremidade inferior, realiza em fase descendente a destruição da matriz natural do terreno através das “cutter-wheels”. Este avanço descendente é realizado de forma contínua e controlada, sendo ajustada pelo manobrador para originar painéis perfeitamente homogêneos. Simultaneamente à operação de corte, é bombeada calda de cimento a baixa pressão, com caudais controlados, pelo interior da vara, saindo através de um orifício colocado entre as duas “cutter-wheels”.

Durante a fase descendente a rotação das “cutter-wheels” é, normalmente, no sentido do exterior para o interior.

Atingida a cota de projeto, inicia-se então a subida da vara invertendo a rotação das “cutter-wheels” e continuando a injetar calda de cimento a baixa pressão.

Este movimento mistura a matriz desagregada do solo com a calda de cimento, dando origem a um material de melhoradas características mecânicas e de baixa permeabilidade.

No caso de paredes contínuas de solo-cimento, a sequência de painéis é normalmente dividida entre painéis primários e secundários; estes últimos são realizados entre os painéis primários, “mordendo” a mistura de solo-cimento destes, que poderá estar ainda fresca ou já endurecida.

Caso os painéis de solo-cimento sejam armados com perfis metálicos, estes deverão ser colocados com a mistura ainda fresca, eventualmente com auxílio de um vibrador.

Os parâmetros, definidos a partir das premissas de Projeto, resistência à compressão e módulo de deformabilidade, são aferidos a partir da realização de painéis de ensaio junto ao local de tratamento. É executado, no mínimo, um painel de ensaio por cada conjunto de parâmetros a ensaiar, até serem obtidas as premissas do Projeto.

Logo após a execução dos painéis de ensaio, são extraídas amostras de massa fresca em provetes para posteriores ensaios de compressão simples. Todos os resultados dos ensaios realizados são submetidos à apreciação do projetista.

A ponderação dos resultados obtidos a partir das observações diretas sobre os painéis, e fornecidos pelos ensaios laboratoriais de compressão, permitem definir os parâmetros a adotar no tipo de tratamento a realizar.

Como parâmetros de tratamento consideram-se:

- Caudal de injeção dos fluídos envolvidos;
- Velocidade de subida da vara “kelly”;
- Velocidade de rotação das “cutter-wheels”;
- Densidade dos fluidos envolvidos (relação a/c).

❖ Faseamento / Sequência de trabalhos

As operações necessárias à realização de CSM são as seguintes:

1. Implantação topográfica dos painéis (Ilustrações 81 a 83);

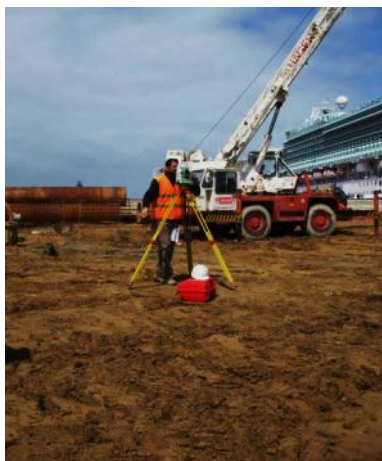


Ilustração 81 - Topógrafo a marcar painéis

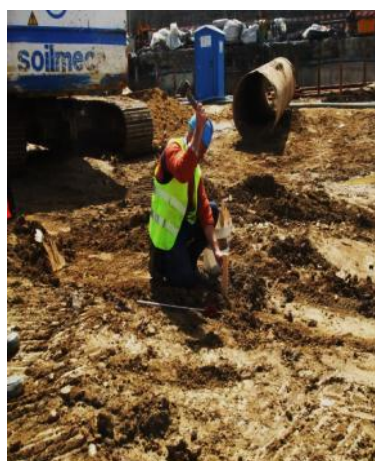


Ilustração 82 - Colocação da sinalização



Ilustração 83 - Estaca de sinalização

2. Descida da vara com injeção simultânea de calda de cimento, destruindo a matriz do terreno e misturando-a com calda, sendo realizada até à cota definida no Projeto (Ilustrações 84 a 89);



Ilustração 84 - Alinhamento da vara



Ilustração 85 - Início da furação



Ilustração 86 - Início da furação



Ilustração 87 - Avanço da furação



Ilustração 88 - Ecrã com sistema "B-Tronic"



Ilustração 89 - Pormenor do ecrã

3. Atendida a cota de Projeto, inverte-se o sentido das "cutter-wheels" e procede-se subida controlada da vara, mantendo-se a injeção de calda de cimento (Ilustração 90);

Relatório de Estágio



Ilustração 90 - Fim da furação

4. A operação de subida e rotação das “cutter-wheels” mantêm-se até ser atingida a cota de Projeto para o topo do tratamento. Atingida esta cota, faz-se a comutação da injeção de calda de cimento para água de modo a se proceder à lavagem do conjunto (Ilustrações 91 a 93);



Ilustração 91 - Subida da vara



Ilustração 92 - Lavagem automática da vara



Ilustração 93 - Fim do processo de furação

5. Introdução do perfil no painel (Ilustrações 94 à 97);



Ilustração 94 - Elevação do perfil



Ilustração 95 - Plataforma guia de perfis



Ilustração 96 - Nivelamento do perfil



Ilustração 97 - Perfil a descer com carga pontual

6. Após a operação de lavagem do conjunto, segue-se a paragem de todo o equipamento e a manobra para o painel seguinte (Ilustração 98);

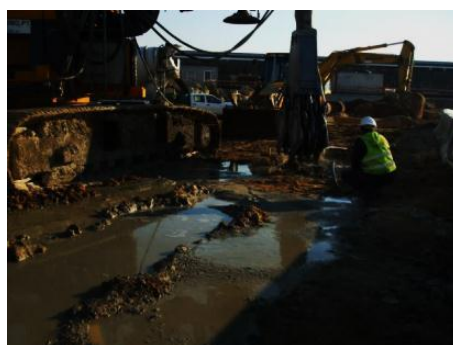


Ilustração 98 - Lavagem do conjunto

7. Recolha de amostra (Ilustrações 99 e 100)



Ilustração 99 - Inserção do dispositivo



Ilustração 100 - Recolha da amostra

Após o tempo de cura mínimo (Ilustração 101) dá-se início à execução da viga de coroamento (Ilustração 103);



Ilustração 101 - Painel CSM executado

8- Saneamento dos topos dos painéis através do uso de martelos pneumáticos (Ilustração 102);



Ilustração 102 - Saneamento dos topos dos painéis

9- Execução da armadura da viga de coroamento (Ilustração 103);



Ilustração 103 - Sequencia de execução da armadura

10 – Cofragem da viga de coroamento (Ilustração 104)



Ilustração 104 - Cofragem da Viga de Coroamento

11- Preparação e limpeza da armadura para recepção de betão (Ilustração 105). A armadura, face à proximidade do mar, já possuía vestígios de sal, sendo necessário lava-la.



Ilustração 105 - Lavagem da armadura

12- Betonagem da viga de coroamento (Ilustração 106);



Ilustração 106 - Betonagem e vibração

13 – Remoção das cofragens (Ilustração 107);



Ilustração 107 - Viga de coroamento executada

5.4.2. ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO

5.4.2.1. Considerações iniciais

Antes da fase de dimensionamento é necessário estabelecer um plano de prospeção geotécnica, de forma a definir com o máximo rigor possível os parâmetros característicos do solo. [15]

A realização da técnica de CSM depende dos conhecimentos característicos do solo, tais como: limites de consistência; densidade; mineralogia; teor em água; compressibilidade; permeabilidade e resistência ao corte. [15]

Após a sua execução os painéis CSM deverão garantir a mobilização dos seguintes parâmetros resistentes [16]:

- Resistência à compressão simples dos painéis, aos 28 dias, valor de rotura (4,0 MPa - factor de segurança mínimo de 2,0);
- Módulo de deformabilidade dos painéis, aos 28 dias, quando submetidos a cargas axiais de compressão de serviço: 1,0 GPa (valor médio);

- Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados propõe-se a adoção do cimento tipo CEM IV 32.5 R na realização dos painéis de solo-cimento.

Caso se venha a comprovar a não existência de problemas geoquímicos, o tipo de cimento poderá ser redefinido em fase de obra, sem, contudo, comprometer as exigências de resistência estipuladas. [15]

De acordo com a prática corrente, em obras em que é usada a tecnologia de CSM, as premissas consideradas deverão ser confirmadas através da realização de painéis teste com o objetivo de visualizar o respetivo aspeto e ainda de proceder à recolha de amostras para ensaios laboratoriais. Estas últimas permitirão a confirmação da integridade dos painéis e a determinação laboratorial dos respetivos parâmetros resistentes. A tecnologia a adotar na execução deverá ter como principal objetivo, além de permitir assegurar as características geométricas, garantir as características adequadas de resistência e de deformabilidade.

5.4.2.2. Modelação

Parâmetros de cálculo estimados

Para efeitos de cálculo os parâmetros geomecânicos adotados para a simulação do comportamento dos terrenos e materiais interessados para as análises de estabilidade da contenção, em painéis de CSM armados com perfis IPE ou microestacas, foram estimados com base na informação geológico-geotécnica disponível, conforme Tabela 34 [9]:

Zonamento Geológico		γ (kN/m ³)	\emptyset (°)	C' (kPa)	E (MPa)
Aterro	ZG1	16	20	5	15
Enrocamento	ZG2	22	25	10	60
Maciço xistento	ZG3	20	50	100	120

Tabela 34 - Zonamento geológico – geotécnico.

γ - Peso específico;

\emptyset - Ângulo de atrito interno;

C' - Coesão drenada;

E - Módulo de deformabilidade.

Conforme prática corrente neste tipo de intervenção, os valores agora estimados deverão ser confirmados no decorrer dos trabalhos de furação e escavação, assim como pelos resultados do Plano de Instrumentação e de Observação proposto.

Modelo de cálculo global

Com o objetivo de avaliar as deformações e os esforços estimados para os diversos elementos da estrutura de contenção proposta, recorreu-se à modelação da geometria prevista, recorrendo a um programa de elementos finitos não lineares, especialmente concebido para este tipo de aplicações e que respeita o critério de rotura de Mohr-Coulomb. As secções modeladas caracterizam diferentes

Secções Tipo, incorporando os cálculos dos diversos passos que constituem o faseamento construtivo deste tipo de estrutura de contenção.

Apresenta-se, nas Ilustrações 108 e 109, as malhas de elementos finitos utilizadas nas Secções Tipo 1 e 3.

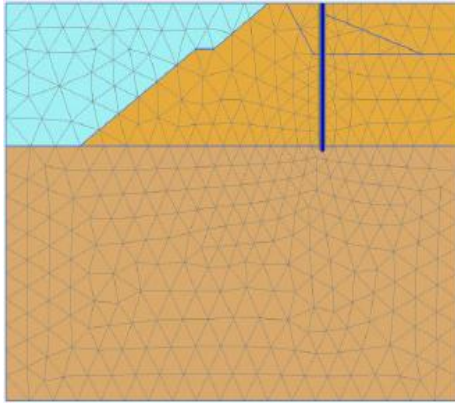


Ilustração 108 - Modelo de cálculo da secção tipo 1
[17]

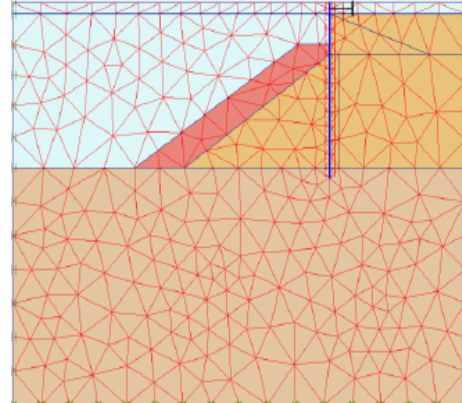


Ilustração 109 - Modelo de cálculo da secção tipo 3
[17]

Esforços e deslocamentos

Deslocamentos

Com os modelos de cálculo apresentados anteriormente, avaliaram-se os deslocamentos, representados nas Ilustrações 110, 111 e 112, para cada secção tipo da contenção:

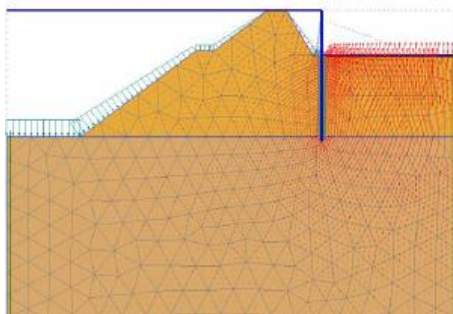


Ilustração 110 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção ST1 ($\delta h_{\text{máx.}} = 29,65 \text{ mm}$) [17]

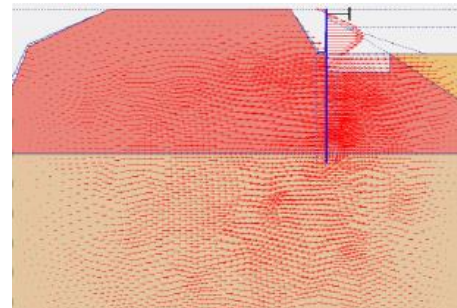


Ilustração 111 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção ST2 ($\delta h_{\text{máx.}} = 8 \text{ mm}$) [17]

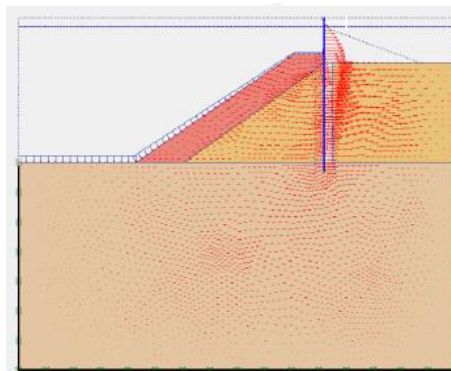


Ilustração 112 - Deslocamentos da parede de contenção ST3 ($\delta h_{\text{máx.}} = 12 \text{ mm}$) [17]

Esforços

Em concordância com os modelos de cálculo apresentados anteriormente, determinaram-se os seguintes esforços para cada secção tipo da contenção:

Esforço transverso e momento fletor máximos: $\mu = 13,98\text{kN/m}$ e $v = 23,58\text{kNm/m}$, respetivamente:

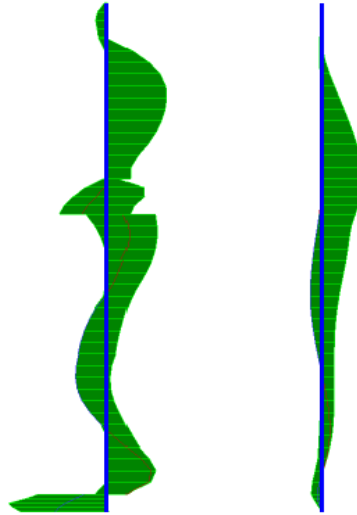


Ilustração 113 - Esforços na parede de contenção ST1[17]

Esforço transverso e momento fletor máximos: $\mu = 87,85\text{kN/m}$ e $v = 48,87\text{kNm/m}$, respetivamente:

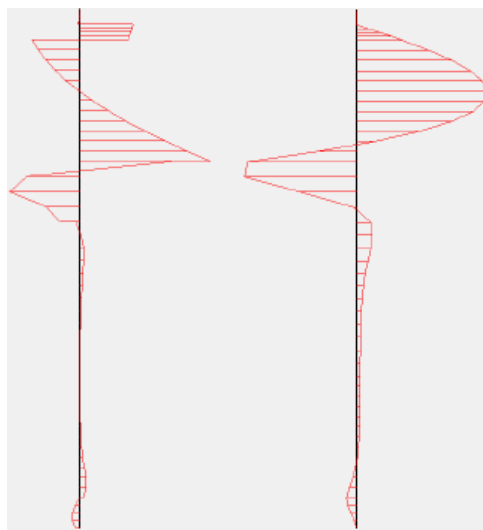


Ilustração 114 - Esforços na parede de contenção ST2[17]

Esforço transverso e momento fletor máximos: $\mu = 66,64\text{kN/m}$ e $v = 52,96\text{kNm/m}$, respetivamente:



Ilustração 115 - Esforços na parede de contenção ST3[17]

5.4.2.3. Verificação da segurança

Estado limite último de resistência à compressão[13]

Considera-se que os painéis de CSM, pela sua natureza, área e rigidez, deverão equilibrar a generalidade dos esforços de compressão a que a contenção venha a estar sujeita, nomeadamente esforços de compressão vertical, sendo posteriormente estas cargas transferidas, no caso dos painéis de CSM armados com microestacas, para os elementos de reforço.

A expressão seguinte permite estimar qual a compressão máxima dos painéis de CSM:

$$\sigma_{compressão} = \frac{700 \text{ kN}}{0,55\text{m}^2} = 1272,7 \text{ kPa} \leq \frac{4000}{2,0} = 2000 \text{ kPa}$$

Verificando-se que o valor obtido é compatível com as propriedades exigidas, no presente projeto, para os painéis de CSM, 4,0MPa, com um factor de segurança de 2,0.

Estado limite último de capacidade de carga do terreno [13]

Nas zonas em que os painéis de CSM atingem o “bedrock” as cargas verticais serão transmitidas ao terreno sobretudo por ponta, ao longo da área de contacto, de forma equiparada à transmissão de carga de uma sapata.

Para um solo constituído por xistos metamórficos micáceos, mediana (W3) a muito alterados (W4), estima-se uma tensão de contacto de cerca de 6 MPa entre o terreno e o painel de CSM. Uma vez que esta tensão é superior à tensão máxima admissível para os painéis de CSM, esta verificação não é condicionante.

Estado limite último de resistência à flexão e corte dos painéis [13, 18]

Para o estado limite último de resistência à flexão e corte considerou-se que seriam suportados unicamente pelos perfis metálicos de reforço.

Como tal, verificou-se, em primeiro lugar, que o esforço transversal atuante em cada um dos perfis metálicos de reforço era inferior a metade da sua resistência máxima o que, segundo o artigo §6.2.10 do EC3, permite que se tire completo partido da resistência da secção à flexão sem redução da sua tensão resistente.

O esforço transversal atuante e o esforço transversal resistente foram calculados recorrendo às seguintes expressões:

$$V_{sd} = V_k \times \gamma \times l_{inf}$$

$$V_{rd} = \frac{A_v \times f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Em que,

V_{sd} – valor de cálculo do esforço transversal;

γ – coeficiente de majoração das cargas, tomado como 1.30 por se tratar de uma situação provisória;

l_{inf} – distância entre perfis;

f_{yd} – tensão de cedência do aço (275 MPa – IPE330 e 560 MPa – microestacas);

A_v – área de corte da secção.

A Tabela 35 resume esta verificação:

Secção Tipo	Perfis de reforço	V_k/m kN/m	$V_{ed}/perfil$ kN	V_{rd} kN	V_{ed}/V_{Rd}
ST1	IPE330	100.13	142.19	489	0,29
ST2/ST4	IPE330	87.85	125.63	557	0,23

Tabela 35 - Verificação de segurança ao corte [17]

Tendo verificado que os esforços transversos são sempre inferiores a metade do esforço transversal das secções, podem agora verificar-se as mesmas secções ao momento fletor.

Os momentos flectores atuantes foram calculados de forma idêntica aos esforços transversos, sendo os resistentes obtidos através da seguinte expressão [17]:

$$M_{rd} = W \times f_{yd}$$

Em que,

W – corresponde ao módulo de flexão elástico ou plástico, consoante a secção;

f_{yd} – tensão de cedência do aço (275 MPa – IPE330 E 560 MPa – microestacas);

A Tabela 36 resume esta verificação de segurança:

Secção Tipo	Perfis de reforço	M_{ed}/m kNm/m	$M_{sd}/perfil$ kNm	M_{rd} kNm
ST1	IPE330	101.21	144.73	221.2
ST2/ST4	IPE330	48.87	69.88	72.7

Tabela 36 - Verificação de segurança à flexão.

Encontra-se assim verificada a segurança em relação ao estado limite último.

Estado limite de utilização – deslocamento horizontal da contenção [13]

De acordo com os modelos expostos anteriormente e com valores máximos obtidos para o deslocamento horizontal da contenção verifica-se, na Tabela 37, que respeitam o deslocamento limite (15 mm). Este deslocamento limite foi obtido impondo um limite de $L/400$ para a deformação, e considerando uma altura de escavação de cerca de 6.0 m.

Secção Tipo	Perfis de reforço	$\delta_{horizontal}$ [mm]	δ_{limite} [mm]
ST2/ST4	ME 114.3X9.0	8	15

Tabela 37 Deslocamentos horizontais

5.4.3. RENDIMENTOS PREVISTOS

Na Tabela 38 apresentam-se o tempo de duração estimado para a execução dos painéis.

Tarefa	Duração
Execução de painéis CSM	20 dias

Tabela 38 - Duração da tarefa: execução dos painéis CSM

Na Tabela 39 apresentam-se o número de painéis a executar

Tarefa	Quantidade de painéis
Execução de painéis CSM	111

Tabela 39 - Quantidade de painéis a executar

O respetivo rendimento é apresentado na Tabela 40.

Elemento	Rendimento (painéis/dia)
Painéis CSM	5.55

Tabela 40 - Rendimento de execução dos painéis CSM

5.4.4. RENDIMENTOS OBTIDOS

Apresenta-se na Tabela 41 os respetivos rendimentos obtidos em obra.

Tarefa	Rendimento (painéis/dia)
Painéis CSM	4

Tabela 41 - Rendimentos obtidos (CSM)

5.4.5. MAPA DE MEDIÇÕES

Nas Tabelas 42 à 50 apresentam-se os artigos e as respetivas quantidades correspondentes à realização dos painéis de CSM e dos trabalhos com estes relacionados.

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
PAINEIS DE SOLO-CIMENTO (CSM)		
Painéis de solo-cimento CSM, com 0,55m de espessura e profundidade média de 17m	m ³	852,75
Painéis de solo-cimento CSM, com 0,55m de espessura e profundidade média de 6,5m	m ³	634,92
Painéis de solo-cimento CSM, com 0,55m de espessura e profundidade média de 4m	m ³	237,60

Tabela 42 - Medições do painel CSM

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
PERFIS IPE 330		
Fornecimento transporte colocação e eventuais ligações soldadas em perfis Aço S275JR (49,10 kg/ml) com comprimento variável.	kg	55.974,00

Tabela 43 - Medições dos perfis

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
TUBOS - MICROESTACA (furação min 8")		
Microestaca em aço TM-80 exterior 114,3mm e esp. 9,0mm, incluindo soldaduras, fornecimento, furação (Ø min. 8"), injeção de preenchimento e injeção de selagem através de válvulas manchete e obturador duplo (sistema IRS).	m	2.828,75

Tabela 44 – Medição microestacas (CSM)

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
TUBOS DE INJECCAO		
Tubos de injeção para selagem da base da cortina com afastamentos de 0.37 m e tubos manchete para injeção e repetitiva seletiva IRS com calda de cimento.	m	4.529,00
Cimento injetado	kg	495.040,00
Areia	m ³	50,00

Tabela 45 - Medições dos tubos de injeções

Relatório de Estágio

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
VIGA DE COROAMENTO EM BETAO ARMADO		
COFRAGEM		
Cofragem em elementos primários da classe A2, incluindo trabalhos de cofragem, nomeadamente: fornecimento e transporte de materiais, fabrico, montagem, desmontagem, carga, descarga, reparação e limpeza.	m ²	390,40
ACO A500NR		
Fornecimento e aplicação de aço A500NR, incluindo: fornecimento e transporte de aços, dobragem, amarrações, ligações, emendas, carga, descarga e colocação em obra. taxa estimada	kg	10.199,20
BETAO C30/37 - XC4, S3, inerte max 20mm		
Fornecimento e transporte de materiais, incluindo: preparação, carga, descarga e colocação em obra, devidamente vibrado e curado (secção útil = 0,80 x 0,55 m ²)	m ³	107,40

Tabela 46 - Medições da viga de coroamento

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
ESCAVACAO		
Enrocamento a remover	m ³	3.575,00

Tabela 47 - Medição da escavação

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
ATERRO		
Aterro de materiais arenosos para execução da cortina da contenção	m ³	3.575,00
Transporte a vazadouro	m ³	3.575,00

Tabela 48 - Medição do aterro

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
DEMOLIÇÕES		
Demolição de painéis de CSM e corte dos perfis metálicos de reforço dos mesmos	m ³	282,00

Tabela 49 - Medição da demolição dos painéis CSM

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
INSTRUMENTACAO		
Alvos topográficos refletivos nas vigas de coroamento	un	13
Campanha de leituras, incluindo tratamento gráfico de dados	un	5

Tabela 50 - Medição da instrumentação

5.4.6. DIFICULDADES DE EXECUÇÃO

O tamanho e o peso da máquina é uma grande condicionante aos trabalhos realizados. A sua movimentação era alvo de muitos cuidados pois os solos remexidos e ainda não compactados poderiam revelar-se um risco para os operários e para a própria máquina. Teve-se o cuidado de não executar nenhuma estaca na proximidade da máquina para não se correr o risco de haver um aluimento da estaca. Para se ter uma referência para avaliar a sua dimensão apresenta-se uma imagem da máquina junto à grua Titan (Ilustração 116).



Ilustração 116 – Máquina de CSM (RS 22) e Titan

Mais uma vez o enrocamento é tema de destaque pelas piores razões. O desgaste dos dentes das rodas dentadas obrigava a uma manutenção, quase todas as semanas.



Ilustração 117 - Reparação do dente da roda

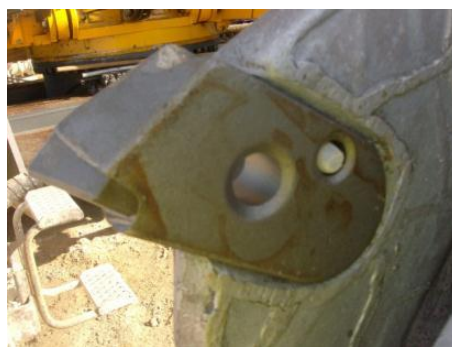


Ilustração 118 - Pormenor do dente

5.5. ENSECADEIRA – JET GROUTING

5.5.1. DESCRIÇÃO

O uso de “jet grouting” em obra ocorreu em apenas três zonas pontuais para calafetar a entrada de água. A injeção era realizada diretamente no interior do terreno, sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jatos horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s), que empregam a sua elevada energia cinética na fragmentação do terreno natural e na fusão de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade, permitindo assim a reclassificação do maciço, aumentando significativamente os seus parâmetros de estabilidade. [19]

Basicamente, a técnica de jet grouting envolveu [19]:

- **Corte:** na qual as partículas de solo ou fragmentos do solo foram dispersos pela ação de dois jatos horizontais de elevada velocidade;
- **Mistura:** as partículas do solo são substituídas e são misturadas completamente com a calda injetada a partir dos bicos de injeção;
- **Cimentação:** as partículas ou frações de solo são ligadas entre si pela ação auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

Segundo a norma *BS EN 12716:2001 - Execution of special geotechnical works - Jet grouting*, o efeito desta técnica pode ser obtido através de três formas:

- Injeção de calda de cimento - Tipo 1 (Ilustração 119);

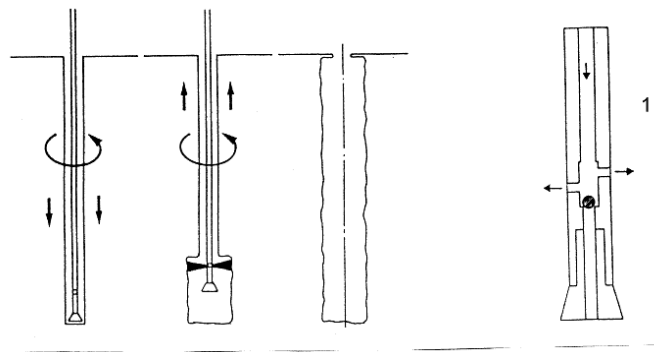


Ilustração 119 - Jet Grouting - calda de cimento - Tipo 1 [20]

- Injeção de água e de calda de cimento ou injeção de ar e de calda de cimento - Tipo 2 (Ilustração 120 e 121);

Relatório de Estágio

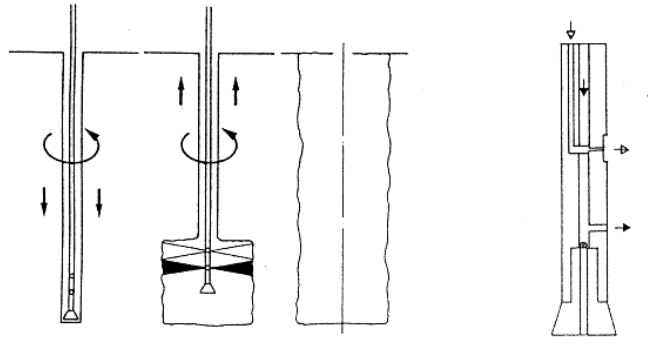


Ilustração 120 - Jet Grouting - água e calda de cimento - Tipo 2 [20]

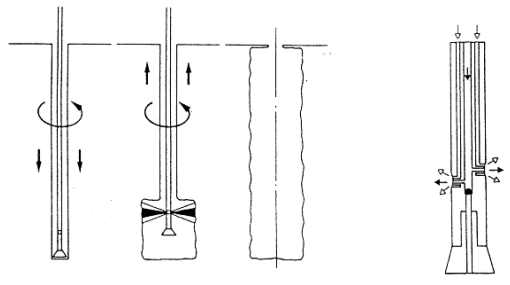


Ilustração 121 - Jet Grouting - ar e calda de cimento - Tipo 2 [20]

- Injeção de água, de ar e de calda de cimento - Tipo 3 (Ilustração 122).

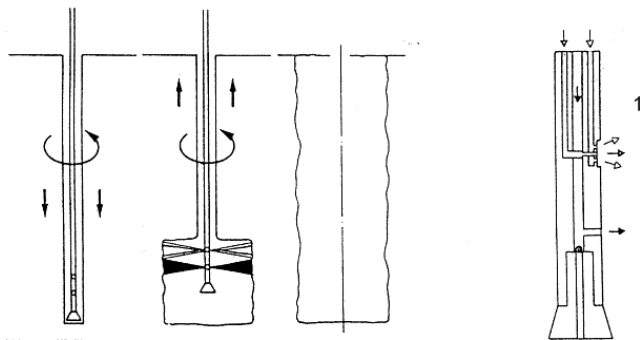


Ilustração 122 - Jet Grouting - Injeção de água, de ar e de calda de cimento - Tipo 3. [20]

5.5.1.1. Equipamentos Utilizado

Apresenta-se na Tabela 51 a lista de equipamentos empregues na execução do jet-grouting.

Lista de Equipamentos – Execução de Jet Grouting	
Tipo	Quantidade prevista
Perfuradora rotativa hidráulica	1 Unidade
Misturador de calda de cimento	1 Unidade
Bomba de injeção de calda de cimento	1 Unidade
Compressor de ar	1 Unidade
Reservatórios para acumulação de água	1 Unidade
Gerador	1 Unidade

Tabela 51 - Lista de equipamentos - Jet Grouting

5.5.1.2. Recursos Humanos

Os recursos humanos necessários para a execução do jet grouting são apresentados na Tabela 52

Lista de Meios Humanos – Execução de Jet Grouting	
Categoria	Quantidade prevista
Encarregado (Chefe de equipa)	1
Manobrador de equipamento de furação	1
Injetor	1
Serventes	1

Tabela 52 - Lista de Recursos Humanos - Jet Grouting

5.5.1.3. Materiais

Os materiais envolvidos na execução do jet grouting são:

- ✓ Varas de fibra de vidro;
- ✓ Tubos de aço;
- ✓ Cimento (estado sólido e aquoso);
- ✓ Óleos hidráulicos;
- ✓ Gasóleo;
- ✓ Óleos e outros lubrificantes (massa consistente);
- ✓ Tubos de PVC;
- ✓ Mangueiras de alta, média e baixa pressão;
- ✓ Cabos elétricos;
- ✓ Vara de jet + trialeta + tubeiras;
- ✓ Materiais de limpeza

5.5.1.4. Procedimentos

Antes de se proceder à execução das colunas de jet grouting fizeram-se testes no mesmo tipo de solo (Ilustrações 123 e 124). Após a ejeção abriu-se uma vala e verificou-se capacidade resistente das colunas de ensaio.



Ilustração 123 - Ensaio do Jet-grouting



Ilustração 124 - Colunas de ensaios

Apresentam-se de seguida, as atividades relativamente à execução das colunas de “jet grouting”:

1º. Localização do terreno e preparação do terreno com capacidade de suporte adequado aos equipamentos (Ilustração 125);



Ilustração 125 - Preparação para furação

2º. Preparação da calda

A calda de cimento é preparada inicialmente num agitador de alta turbulência.

O fornecimento de água é importante. Por isso mesmo recomenda-se manter junto a cada misturador pelo menos duas caixas de água de no mínimo 10.000 l, mesmo contando com o fornecimento de água contínuo pelas redes oficiais.

O circuito de fabricação e bombagem de calda para "jet grouting" (central de injeção) inicia-se no silo onde o cimento é armazenado. Este é transportado através de um "sem-fim" para uma misturadora de alta pressão, onde é feita uma mistura de água e cimento numa relação de 1/1, originando uma calda com densidade aproximada de 1,52.

Esta, depois de produzida, é conduzida para uma das duas barricas auxiliares, onde fica em linha de espera até ser recolhida por uma bomba auxiliar que direciona a calda para a bomba, equipamento de alta pressão que, por sua vez, vai enviar a calda a uma pressão de 220 bar (ou mais) para a linha em direção à vara e, conseqüentemente, ao injetor do equipamento de perfuração onde, por fim, é injetado a uma pressão de 200 bar para o terreno, com o objetivo de formar colunas de diâmetro definido em projeto.



Ilustração 126 - Consola de operação da central



Ilustração 127 - Central de cimento



Ilustração 128 - Bomba de injeção de calda de cimento

3º. Furação

A perfuração do terreno é feita pelo processo rotativo convencional com o emprego de água como elemento de lavagem. É empregada nesta fase a perfuradora rotativa que apresente recurso de rotação da coluna entre 6 a 20 RPM.



Ilustração 129 - Painel de manobra

A coluna empregada é constituída por hastes especiais, com capacidade para absorver até 900 kg/cm² de pressão. Para estes solos sem matacões (solos homogêneos) recomenda-se as brocas tricônicas.

O hidromonitor é constituído por um cilindro vazado, com rosca nas duas extremidades. Junto à extremidade inferior onde se acopla a broca de perfuração, existe um orifício de diâmetro entre 1,8 a 4,0 mm. O diâmetro do orifício é determinado em função da compacidade ou consistência do subsolo. No punho da broca de perfuração é usinado (trabalhado com recurso a máquinas) um assentamento de válvula esférica que tem por objetivo impedir a circulação da calda de cimento através da saída da broca, durante o processo de injeção.



Ilustração 130 - Máquina em furação 1



Ilustração 131 - Máquina em furação 2

4º. Injeção de calda de cimento

A injeção da calda de cimento é executada através de orifícios de pequeno diâmetro no hidromotor. A injeção tem início quando a perfuração atinge a profundidade desejada, instante em que se interrompe a injeção de água e, conforme parâmetros pré estabelecidos, a calda de cimento é lançada através de orifícios de pequenos diâmetros alojados no corpo do hidromotor em altíssima velocidade.

A calda de cimento, normalmente, tem traço $a/c = 1,0$ em peso e será ajustada após ensaios prévios de compatibilidade com o solo local e as colunas testes.

5.5.2. ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO

5.5.2.1. Considerações iniciais

Quando se prevê o uso deste método é necessário considerar que a injeção de calda de cimento é exercida através do impacto resultante do jacto provocado pela transformação da energia potencial de bombagem da calda em pressões.

A transmissão de carga ao terreno ($N_{SPT} < 30$) é essencialmente exercida por atrito lateral, mas também por ponta a tensões baixas, tipo pegão ($\sigma_c < 2\text{MPa}$).

O “jateamento” pode provocar um impacto de pressões de 20 a 40 MPa, permitindo a desagregação do solo “in-situ” e a sua substituição por uma mistura de solo remexido e calda de cimento.

5.5.2.2. Verificações a ter em conta

Para que se verifique uma boa execução do trabalho é necessário, aquando do seu dimensionamento, que sejam reunidas as seguintes condições [20]:

- Solos orgânicos de alta acidez ($\text{pH} < 5$)

- Solos argilosos muito compactos ou rochas
- Solos de granulometria elevada, sem finos, especialmente quando saturados
- Solos muito heterogêneos, com grandes descontinuidades e vazios, principalmente com fluxo de água intersticial, que pode impedir a estabilização da calda de cimento.

5.5.2.3. Verificação da segurança

Estado limite último de resistência estrutural [13]

O E.L.U de resistência pode ser verificado à:

Compressão:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{w} < 2MPa \text{ (combinação rara de acções)}$$

ou à

Tração:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M}{w} < 0.3MPa \text{ (combinação rara de acções)}$$

Estado limite último de capacidade de carga do terreno [13]

O E.L.U. de capacidade de carga do terreno poderá ser de:

Ponta:

$$\sigma_c < 2MPa \text{ (combinação rara de acções)}$$

Atrito Lateral¹:

$$L > \frac{N \times F.S.}{\pi \times \varnothing \times \tau_{c-s}}$$

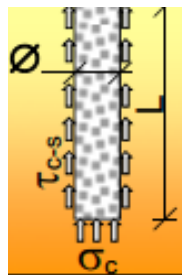


Ilustração 132 - Esquema ELU [19]

Pode-se determinar a tensão tangencial coluna com o solo (τ_{c-s}) através dos seguintes ábacos orientativo:

¹ Método de Bustamante

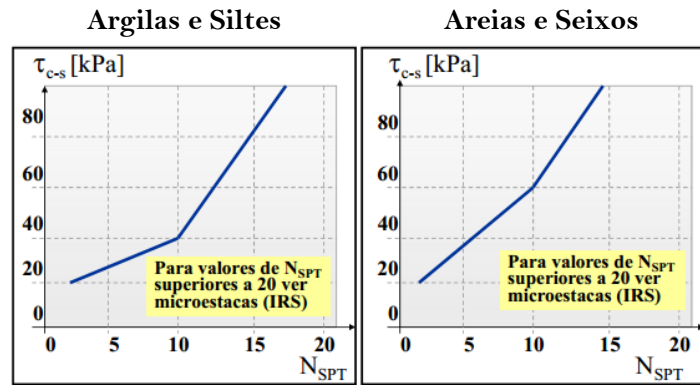


Ilustração 133 - Ábacos para argilas e siltes ou areia e seixos

5.5.3. MAPA DE MEDIÇÕES

Neste ponto será apresentado o mapa de medições relativamente à execução das injeções de Jet grouting. Apresenta-se portanto na Tabela 63 o respetivo mapa de medições

DESIGNAÇÃO	UN	QUANT.
COLUNAS DE JET GROUTING		
Colunas verticais Ø 1100mm, a executar adotando cimento do tipo CEM IV / A (V) 42,5R, incluindo saneamento do refluxo. Tensão de rotura a compressão mínima, aos 28 dias, de 3,0MPa.	m	540
Colunas verticais Ø 800 mm, a executar adotando cimento do tipo CEM IV / A (V) 42,5R, incluindo saneamento do refluxo. Tensão de rotura a compressão mínima, aos 28 dias, de 3,0MPa.	m	396

Tabela 53 - Mapa de medições (jet-grouting)

5.5.4. DIFICULDADES DE EXECUÇÃO

A maior dificuldade de execução das injeções de jet grouting foi conseguir o bom posicionamento da máquina. Como se tratam de injeções de selagem, deveriam estar o mais junto possível às estacas pranchas. O solo irregular e a proximidade com a estrutura do cais de acostagem dificultavam a manobra da máquina.

5.6. ENSECADDEIRA – BOMBAGEM DE ÁGUA E IMPERMEABILIZAÇÃO

O projeto da ensecadeira incluía a criação de canais, valas, drenos, poços de bombagem e outros dispositivos temporários, para a necessária proteção contra as águas, fornecendo todos os materiais necessários para esse efeito.

Ficou estabelecido que o empreiteiro forneceria, instalaria, manteria e poria em funcionamento as bombas e outro equipamento necessário para a remoção de água.

Quando já não forem necessárias, as ensecadeiras ou outros meios temporários seriam retirados pelo Empreiteiro.

Relatório de Estágio



Ilustração 134 - Inundação em obra devido a falha de uma bomba

Contudo, e como se mencionou anteriormente, no decurso das escavações verificou-se uma enorme presença de água nas valas, tal com se previa. A solução passava por eliminá-la ou rebaixar o seu nível para cotas inferiores às de trabalho, até se concluírem ou interromperem os trabalhos. Um aspeto fundamental era a programação dos trabalhos de acordo com as marés.



Ilustração 135 - Aluimento devido à drenagem de um poço

Os trabalhos para drenagem da obra com o auxílio de bombas (trabalhando 24h), cuja entrada de aspiração possuía uma malha que retia os elementos com granulometria de maior dimensão, sem dificultar a passagem de água, foram capazes de assegurar um trabalho de drenagem contínua.



Ilustração 136 - Bomba em funcionamento



Ilustração 137 - Caudal escoado

Foram criados dispositivos de proteção contra as águas (fluidos) e de drenagem das escavações que só podiam ser removidos à medida que o estado de adiantamento dos trabalhos o permitisse.



Ilustração 138 - Poço drenado por tubo permeável

❖ Impermeabilização da laje de fundo e muros periféricos

A qualidade da impermeabilização da cave é um ponto particularmente importante no edifício do terminal de passageiros, porque o nível freático definitivo ficará sempre acima da cota da laje de fundo, condicionando o acesso a eventuais reparações futuras.

Tendo em conta este condicionalismo, introduziram-se melhoramentos nas condições de estanqueidade dos muros e da laje de fundo.

Mantiveram-se os princípios do projeto base, ou seja, realizar a construção da cave a "seco" e com a impermeabilização pelo exterior. Os materiais de impermeabilização adotados foram uma manta bentonítica tipo Voltex, a aplicar no fundo da laje, e no exterior dos muros enterrados e argamassa impermeabilizante tipo "Bentoseal" no muro visível confinante com a marina.



Ilustração 139 - Manta Voltex e Bentoseal

As melhorias introduzidas não dizem respeito aos materiais, já que a sua qualidade é boa, nem à conceção de realizar a impermeabilização pelo exterior, que é a mais eficaz e oferece melhores garantias. Foi nas condições de execução e na eliminação dos pontos de maior risco de infiltração que se investiu.

Para garantir que se atingissem os objetivos referidos teve-se em conta, durante a execução, dois aspetos essenciais:

- Realizou-se uma contenção periférica provisória de elevada estanqueidade permitido desenvolver a construção definitiva a seco, mesmo nas zonas de proximidade do contorno exterior;

- Diminuíram-se ao mínimo os desníveis da laje de fundação, eliminando arestas e "costuras" da manta impermeabilizante;

A contenção periférica provisória foi objeto de um estudo autónomo, adotando várias soluções de forma a atingir o maior grau de estanqueidade possível.

Pretende-se que com esta escolha se consiga:

- Melhor qualidade na compactação da base para a laje de fundo, permitindo uma mais perfeita colocação da manta impermeabilizante;
- Diminuição significativa do número e extensão de juntas construtivas, que constituem sempre pontos de especial preocupação em termos de impermeabilização;
- Eliminação de arestas e juntas da manta impermeabilizante, já que a mesma deixa de contornar os lintéis e os maciços de estacas;
- Diminuição da área em contacto com a água já que a superfície inferior da laje é praticamente isenta de rebaixamentos;

Adicionalmente, ao introduzir um efeito de grelha, tirando partido estrutural dos muretes de apoio às lajes alveolares e ainda o aproveitamento da cortina de contenção periférica para descarga da estrutura, conseguiu-se diminuir o número de estacas. Este aspeto é particularmente importante, já que a interface das estacas com a manta bentonítica constitui sempre uma singularidade mais frágil, obrigando à utilização de selagens bentoníticas tipo "Bentoseal". A diminuição considerável do número de estacas em contacto com a laje de fundo irá reduzir essas intervenções específicas, conduzindo também a uma maior economia.

❖ Procedimentos

Apresenta-se agora o faseamento do processo de impermeabilização.

1º - Estica-se o rolo de *Voltex* e começa-se a desenhar as formas geométricas que posteriormente serão cortadas (Ilustração 140).



Ilustração 140 - Corte da manta

2º- De seguida, um grupo de operários transporta a manta para o local de assentamento. De salientar que, que a manta tinha um peso próprio muito elevado conforme se demonstra pela quantidade de operários necessários para execução (Ilustrações 141 e 142).



Ilustração 141 - Colocação da manta



Ilustração 142 - Colocação da manta 2

3º - Após a colocação da manta, destaca-se a zona das juntas que possui uma aba própria para que outra camada de manta possa ser adicionada. As juntas são finalizadas com uma camada de Bentoseal (Ilustração 143).



Ilustração 143 - Junta da Manta

4º - Finalmente, é usado *Bentoseal* para “fechar” juntas e contactos de elementos estruturais com a manta (Ilustrações 144 a 146).



Ilustração 144 - “Fecho” de juntas em estacas



Ilustração 145 - “Fecho” de juntas em microestacas

Relatório de Estágio



Ilustração 146 - Vista geral com manta

Por mera curiosidade, apresentam-se ilustrações embutidas nas latas do produto (Ilustração 147).

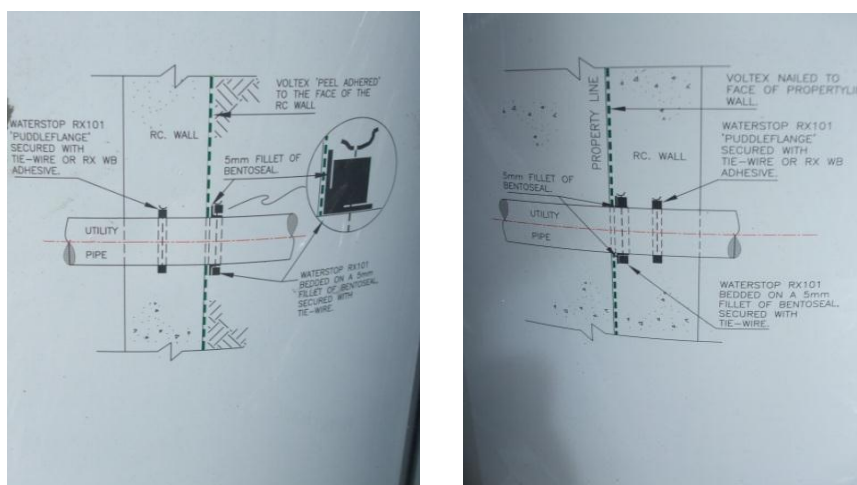


Ilustração 147 – Esquema de aplicação do BentoSeal

Capítulo 6. Comparação das duas soluções de projeto

Capítulo 6- Comparação das duas soluções de projeto

Apresenta-se neste capítulo um pequeno estudo comparativo das duas soluções relativamente aos custos e aos rendimentos. No caso da solução adotada para a execução da ensecadeira, foi necessário analisar o custo da solução de fundações executada por cutter soil mixing, comparativamente a uma solução de referência de paredes moldadas. Pretende-se com esta análise obter apenas uma ordem de grandeza dos custos associados a cada uma das soluções.

6.1. COMPARAÇÃO DE RENDIMENTOS

Execução de Estacas

Com base nos rendimentos previstos e obtidos nas diferentes soluções de projeto é possível estabelecer uma análise comparativa dos mesmos. Para ser mais perceptível a diferença de rendimentos apresenta-se na Tabela 54 uma síntese dos mesmos.

Proposta Inicial – Rendimentos previstos	
Estacas	Rendimento (estacas/dia)
Ø 800 mm	3.03
Ø 1000 mm	1
Ø 1200 mm	3.70
Proposta Variante - Rendimentos previstos	
Estacas	Rendimento (estacas/dia)
Ø 800 mm	1.47
Ø 1200 mm	1.67
Proposta Variante – Rendimentos obtidos	
Estacas	Rendimento (estacas/dia)
Ø 800 mm	1.75
Ø 1200 mm	1.47

Tabela 54 - Tabela resumo dos rendimentos (estacas)

Pode-se verificar, através da análise da Tabela 54, que em relação à proposta inicial a proposta variante apresenta um rendimento previsto inferior em 1.56 estacas/dia, para as estacas de Ø 800 mm, e de 2.03 estacas/dia, para as estacas de Ø 1200 mm. Comparando os rendimentos previstos, com os rendimentos obtidos, para a proposta variante, conclui-se que para as estacas de Ø 800 mm existiu um acréscimo de rendimento de 0.28 estacas/dia. No que diz respeito às estacas de Ø 1200 mm verificou-se um decréscimo de rendimento 0.2 estacas/dia. Estas “flutuações” de valores deveram-se em grande parte às dificuldades de execução em obra, nomeadamente quando a furação intercetava pequenas “saías” de enrocamento.

Execução de microestacas

Com base nos rendimentos previstos e obtidos da solução de projeto variante é possível estabelecer uma análise comparativa dos mesmos. Note-se que por se tratar de uma tecnologia

apenas presente na proposta variante, não existe comparação possível em relação à proposta inicial. Para ser mais perceptível a diferença de rendimentos, apresenta-se na Tabela 55 uma síntese dos mesmos.

Proposta Variante - Rendimentos Previstos	
Elemento	Rendimento (metros/dia)
Microestacas	12
Proposta Variante - Rendimentos Obtidos	
Elemento	Rendimento (metros/dia)
Microestacas	10.8

Tabela 55 - Tabela Resumo dos Rendimentos (Microestacas)

Comparando os rendimentos previstos com os rendimentos obtidos conclui-se que existe um decréscimo de rendimento em cerca de 1.2 metros/dia. Este decréscimo deveu-se em grande parte à dificuldade que existiu na furação do enrocamento. As constantes avarias das máquinas também influenciaram na quebra de rendimento aquando da execução das microestacas.

Paredes Moldadas vs painéis CSM

No que diz respeito à comparação de rendimentos entre paredes moldadas e painéis CSM foi necessário a conversão do rendimento para as mesmas unidades. Através do mapa de medições foi possível verificar que seria necessário executar uma totalidade de 1725 m³ de painéis de CSM. Dividindo essa totalidade em m³ pela sua espessura (0.55 m) obteve-se 3136 m² de painel a executar. Dividindo pelos 111 painéis de CSM que seriam necessários executar obtêm-se aproximadamente 28 m² por painel. Como, anteriormente foi descrito, o rendimento previsto de execução de painéis CSM seria de 5.55 painéis/dia. Ora multiplicando esse rendimento pelo tamanho unitário do painel obtêm-se o valor de 156 m²/dia. Comparado com o rendimento de execução dos painéis de paredes moldadas (55 m²/dia) pode-se verificar que o rendimento da execução dos painéis de CSM é quase três vezes superior ao rendimento da execução dos painéis de paredes moldadas.

6.2. COMPARAÇÃO DE PREÇOS

Substituição de microestacas por estacas

Relativamente à comparação de preços entre microestacas e estacas apresenta-se nas Tabelas 56, 57 e 58 os respetivos valores.

Estacas Ø 800 mm									
	Encastr.	Enrocam.	Aterro	Tubos	Betão	Aço	Saneam.	Ensaios sónicos	Rem. de terras
Quantidades	28	129,2	80,8	139,2	89,32	18024,8	14	14	178,5
Preço unitário	151,74	308,15	52,51	195,97	80,75	0,87	10,45	51,72	4,35
Preços parciais	4.249	39.813	4.243	27.279	7.213	15.682	146	724	776
Preço total	100.125,00 €								

Tabela 56 - Preço total da execução de estacas de 800mm

Estacas Ø 1200 mm									
	Encastr.	Enrocam.	Aterro	Tubos	Betão	Aço	Saneam.	Ensaios sônicos	Rem. de terras
Quantidades	23,4	135,4	57	138	198,541	23153,9	13	13	365,781
Preço unitário	193,03	470,07	76,25	315,4	80,75	0,87	119,62	10,45	4,35
Preços parciais	4.517	63.647	4.346	43.525	16.032	20.144	1.555	136	1.591
Preço total	155.494,00 €								

Tabela 57 - Preço total da execução de estacas de 1200mm

Valor total diâmetro de 800mm e 1200mm	255.618 €
---	------------------

Tabela 58 - Preço total de execução de estacas

Tecnologia	Nº de micro	Metros de furação	Preço unitário	Preço Total
Microestacas	36	20	194	139.680,00 €

Tabela 59 - Preço total da execução de microestacas

Ora subtraindo o preço total da execução das estacas de 800mm e 1200mm pelo preço total da execução de microestacas obtemos uma redução substancial de preço de **115.938,46 €**.

Capítulo 7. Plano de instrumentação e de observação

Capítulo 7- Plano de instrumentação e de observação

7.1. GENERALIDADES

O Plano de Instrumentação e Observação constitui uma ferramenta particularmente vocacionada para a prevenção e para a gestão de riscos, tendo como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos às intervenções perspectivadas, assim como a análise do comportamento das estruturas e das infraestruturas vizinhas durante e após a execução da obra.

O Plano de Instrumentação e Observação proposto foi definido a partir da análise dos principais condicionamentos considerados e que, com maior probabilidade, poderão vir a afetar a intervenção. A análise destes condicionamentos permitiu a quantificação dos principais riscos associados à execução dos trabalhos.

7.2. GRANDEZAS A MEDIR

O Plano de Instrumentação e Observação proposto permitiu a medição, durante e após os trabalhos relativos à realização das soluções propostas, das seguintes grandezas:

- ✚ Deslocamentos horizontais e verticais da contenção.

7.3. MEIOS PARA A MEDIÇÃO

Propôs-se que as grandezas descritas no ponto anterior fossem medidas através dos seguintes meios:

- ✚ Alvos topográficos

A localização proposta para os aparelhos e dispositivos de medição indicados é representada nas Peças Desenhadas integrantes do Projeto. Conforme prática corrente neste tipo de intervenção, o seu número total, tipo e localização poderá vir a ser reformulado antes e no decorrer da obra, em função da análise dos pressupostos de base e da evolução do comportamento das estruturas instrumentadas.

7.4. CARACTERÍSTICAS DOS APARELHOS

As características dos aparelhos cuja utilização se prevê na fase atual do estudo, são os já referidos alvos topográficos.

A instalação de alvos realizou-se através da fixação às estruturas, por colagem e (ou) selagem, de placas metálicas planas onde são colocados previamente os alvos. Note-se que a orientação dos alvos poderia ser corrigida, de modo a facilitar as pontarias do equipamento topográfico e, conseqüentemente, reduzir os erros (da ordem de 1,0 mm na direção horizontal e de 1,0 mm na direção vertical). As medições foram realizadas com recurso a uma estação total com hardware e software indicados para o efeito. As campanhas consistem na leitura de ângulos e de distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar.

Os pontos de referência, de apoio à execução das leituras, estavam localizados em zonas fora da área de influência da obra.

Os alvos utilizados tinham um formato tipo prisma de reflexão total, de forma a compensar a distância a que os mesmos se localizam dos pontos de referência, permitindo igualmente o encurtamento do tempo associado a cada campanha de leituras. Como já referido, estes alvos estavam instalados em suportes adequados que permitiam o ajuste da sua orientação.

As observações topográficas dos prismas que definem e materializam os pontos objeto a instrumentar foram efetuadas com a maior redundância possível, quer angularmente, quer em distância. Sendo redundantes, foi, posteriormente, em cada campanha de observação, elaborado um ajustamento das observações, através de um modelo de cálculo adequado. As precisões finais do sistema de observação estão estimadas em aproximadamente 1mm, quer planimetricamente, quer em altimetria.

7.5. FREQUÊNCIA DAS LEITURAS

Atendendo às características da obra, preconizou-se que o conjunto de aparelhos instalados fossem lidos, durante a execução dos trabalhos, com uma frequência não inferior a uma vez por semana. Posteriormente, a frequência proposta, foi adaptada em função da análise dos resultados entretanto obtidos; no entanto, devem ser, caso se atinja os valores estabelecidos nos critérios de alerta, de bissemanais e, no caso em se atingissem os valores estabelecidos nos critérios de alarme, eram suspensos os trabalhos até que fosse feita uma avaliação da situação e fossem estabelecidas medidas a tomar.

Os resultados foram apresentados sobre forma gráfica e eram atempadamente interpretados e analisados pelos técnicos projetistas das estruturas instrumentadas, em colaboração com os técnicos da obra e com a Fiscalização. Propôs-se que o intervalo de tempo entre cada campanha de leituras e a entrega dos respetivos resultados, devidamente processados em forma gráfica, aos técnicos responsáveis pela respetiva análise e interpretação, não fosse superior a 3 dias.

7.6. CRITÉRIOS DE ALERTA E DE ALARME

Tendo por base o tipo e a solução propostos para as intervenções a executar, assim como a geologia do local da intervenção e os resultados dos modelos de cálculo desenvolvidos, é possível estimar os seguintes valores máximos para os critérios:

Critério	Tipo de Deslocamento	Deslocamento
Alerta	Horizontal (mm)	30
	Vertical (mm)	15
Alarme	Horizontal (mm)	45
	Vertical (mm)	25

Tabela 60 – Critérios de alerta e de alarme

7.7. MEDIDAS DE REFORÇO

As medidas de reforço a implementar, se fossem atingidos os critérios de alerta e de alarme, seriam, posteriormente, analisadas individualmente.

A título de exemplo, são apresentadas as medidas propostas:

- O reforço do travamento horizontal da contenção, através da implementação de escoras adicionais;
- O tratamento do terreno de tardo de da contenção periférica.

No ponto 8.3.2 do Capítulo 8 são apresentadas as medidas adotadas para minimizar e prevenir futuros problemas.

Capítulo 8. Acompanhamento dos trabalhos em obra

Capítulo 8 – Acompanhamento dos trabalhos em obra

8.1. ENSAIOS DE CONTROLO DOS MATERIAIS

8.1.1. Monitorização do Betão em Obra

Uma das tarefas para as quais estava destacado o estagiário era a fiscalização/monitorização dos ensaios do betão para estacas. Esses ensaios realizavam-se tanto *in situ* como em laboratório.

De salientar que com a publicação do Decreto-Lei n.º 301/2007, de 23 de Agosto de 2007, tornou-se obrigatório não só o cumprimento da NP EN 206-1 para a produção do betão, mas também a NP ENV 13670-1 para a execução das estruturas de betão

❖ Ensaio *in situ*: “Slump Test”

Resumidamente, o “*Slump Test*”, também conhecido como Ensaio de Abaixamento, é um ensaio empírico que mede a trabalhabilidade do betão fresco.

Este teste é realizado para verificar a consistência do betão fresco, garantindo assim uma determinada consistência que está diretamente relacionada com a trabalhabilidade. A trabalhabilidade é afetada principalmente pela consistência da amostra. [21]

Para o caso em obra era usado um betão C35/45 que tem uma classe de abaixamento S4 (abrange os betões de alta resistência).

Classes de abaixamento	
Classe	Abaixamento (mm)
S1	10 a 40
S2	50 a 90
S3	100 a 150
S4	160 a 210
S5	≥ 220

Ilustração 148 – Classes de abaixamento [22]

❖ Procedimentos

Quando o camião com o betão chega ao estaleiro é recolhida uma amostra. Entretanto, os utensílios do “*slump*” estão prontos para utilização. É muito importante que a placa onde se executa o ensaio esteja horizontalmente nivelada, de modo a que não condicione o ensaio. De notar que os mesmos utensílios são passados por água para que não haja qualquer sujidade ou atrito.



Ilustração 149 - Colheita de amostra



Ilustração 150 - Utensílios do slump test

É medida a temperatura ambiente e a temperatura do betão. A reação da formação do betão é uma reação exotérmica, como tal deve apresentar valores de leitura geralmente superiores à temperatura ambiente, salvo em dias de calor extremo.



Ilustração 151 - Temperatura ambiente



Ilustração 152 - Temperatura do betão

Enche-se metade do cone e com o auxílio de uma vareta dá-se o número de pancadas estipuladas pela norma (30 pancadas) e enche-se o resto do cone. Voltam a dar-se as 30 pancadas e retira-se o excesso.

Após realizada a tarefa anterior, o cone é puxado pelas bainhas laterais ficando um “bolo” de betão. Verifica-se então com auxílio da vareta e de uma régua qual o abaixamento.



Ilustração 153 - Verificação do abaixamento

Note-se que no que diz respeito ao tipo de “slump” desejado em obra, o valor rondaria os 200-210 mm. Este seria o valor desejado visto que o betão seria encaminhado pelo “tremi”, que possui um diâmetro relativamente reduzido, como tal, quanto mais fluído fosse o betão melhor ocorreria o transporte do mesmo até o fundo da estaca.

Após o betão passar no ensaio de abaixamento, são recolhidas 6 amostras (provetes cúbicos) para posterior ensaio de resistência à compressão. No dia seguinte essas mesmas amostras serão levadas para cura num tanque com água e à temperatura regulada.



Ilustração 154 - Vibração do betão



Ilustração 155 - Provetes a curar

Note-se que das 6 amostras, 3 são para o Empreiteiro.



Ilustração 156 - Amostras do empreiteiro

8.1.2. ENSAIOS DO BETÃO EM LABORATÓRIO – ENSAIOS DE COMPRESSÃO - NP EN 12390-3

Após serem retirados do tanque e estarem secos, os provetes são pesados numa balança calibrada.



Ilustração 157 - Provete a ser pesado

Os provetes são ensaiados até à rotura numa máquina de ensaio de compressão.



Ilustração 158 - Ensaio de compressão

Regista-se a carga máxima suportada pelo provete e calcula-se a resistência à compressão do betão. Criou-se uma folha tipo que pode ser encontrada em anexo que possui todos os parâmetros a analisar.

❖ Resultados esperados

Segundo a norma serão esperados os seguintes resultados para o C35/45:

Classe de resistência à compressão	Resistência característica mínima em cilindros $f_{ck,cyl}$ (N/mm ²)	Resistência característica mínima em cubos $f_{ck,cube}$ (N/mm ²)
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60

Ilustração 159 – Classes de resistência [22]

No que diz respeito a resultados a nível de rotura, a norma define, em modelo, quais os tipos de rotura satisfatórios ou não satisfatórios. Apresenta-se então os vários tipos de rotura para provetes cúbicos.

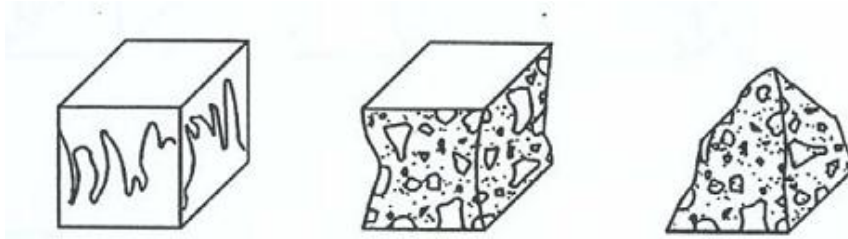


Ilustração 160 - Rotura satisfatória [22]

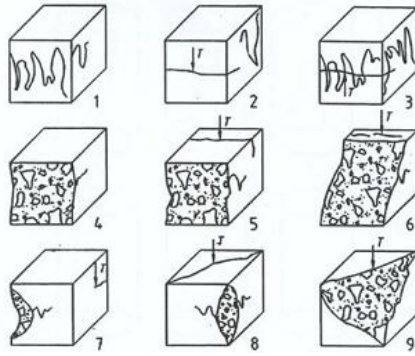


Ilustração 161 - Roturas não satisfatórias [22]

Verificados todos os parâmetros, a folha dos resultados era assinada tanto pelo fiscal como pelo funcionário do laboratório de ensaios, sendo a folha posteriormente anexada ao dossier de relatórios de betão.

❖ Ocorrência

Como foi de conhecimento público no dia 12 de Abril de 2012 ocorreu um grave acidente no Molhe Sul com o guindaste Titan. As elevadas temperaturas que se verificaram acabaram por influenciar as amostras, visto que o seu teor em humidade decresceu rapidamente.

Quando se ensaiaram as amostras verificaram-se que estas apresentavam valores de resistência mais elevados do que esperado.

Como tal, ficou em acta que caso o Dono de Obra desejasse ensaiar qualquer um dos provetes numa outra instituição acreditada, os referentes ao dia do acidente seriam excluídos da amostra.

Nº do Provede	Referência	Tipo de Provedes	Dimensões dos provedes (cm/cm)	Tempo de Cura (dias)	Data do Ensaio	Classe do Betão (C#/#)	Peso Próprio (kg)	Resistência à Compressão (kN) / (N/mm²)
1	11134.2	Cúbicos	15 x 15	28	18-04-12	C35/45	8.256	1361.6 / 60.5
2	11134.3	Cúbicos	15 x 15	28	18-04-12	C35/45	8.232	1335.0 / 59.3
3	11235.1	Cúbicos	15 x 15	7	-04-12	C35/45	8.192	1021.3 / 45.4

Nº do Provede	Referência	Tipo de Provedes	Dimensões dos provedes (cm/cm)	Tempo de Cura (dias)	Data do Ensaio	Classe do Betão (C#/#)	Peso Próprio (kg)	Resistência à Compressão (kN) / (N/mm²)
1	11134.2	Cúbicos	15 x 15	28	18-04-12	C35/45	8.256	1361.6 / 60.5
2	11134.3	Cúbicos	15 x 15	28	18-04-12	C35/45	8.232	1335.0 / 59.3
3	11235.1	Cúbicos	15 x 15	7	-04-12	C35/45	8.192	1021.3 / 45.4

Ilustração 162 - Valores de Ensaios

8.2. VERIFICAÇÃO DA INTEGRIDADE DE ESTACAS PELO MÉTODO DA RESPOSTA DINÂMICA (ENSAIO SÓNICO)

A aplicação do método sónico para avaliação da integridade de estacas baseia-se na possibilidade de deteção de descontinuidades no corpo da estaca através da análise das características de propagação de ondas sónicas de tensão, originadas na cabeça da própria estaca, constituindo assim como que uma sondagem acústica.

A vibração longitudinal numa estaca pode ser estudada através da equação de onda para uma barra prismática.

Como se disse, a estaca pode, fundamentalmente, trabalhar por ponta (transferindo as ações que lhe são aplicadas para uma base bastante rígida) ou por atrito lateral (designada por estaca flutuante). De acordo com estas condições de fronteira ocorrerão diferentes tipos de ondas de vibração.

Aplicam-se várias pancadas na cabeça da estaca. A estaca será assim percorrida por uma onda de compressão, que irá refletir-se na sua extremidade inferior, o pé da estaca.

Estas ondas refletidas chegam à cabeça da estaca com a mesma polaridade da onda incidente ou com polaridade inversa, dependendo das características mecânicas do pé da estaca.

Note-se que quando as ondas se encontram, anulam-se mutuamente, mas a velocidade de vibração das partículas duplica pelo facto de esta se verificar no sentido da propagação para as ondas de compressão e em sentido inverso aquando das ondas de tração. [23]

❖ Ensaio in situ

Por solicitação da Ferreira SA realizou a GEOSOLVE uma campanha de ensaios sónicos em Obra. Os testes foram levados a cabo utilizando o equipamento Testconsult TDR-2, de acordo com as normas internas W.I.6. do Sistema de Garantia de Qualidade, procedimentos seguidos integralmente pela GEOSOLVE.



Ilustração 163 - Testconsult TDR-2

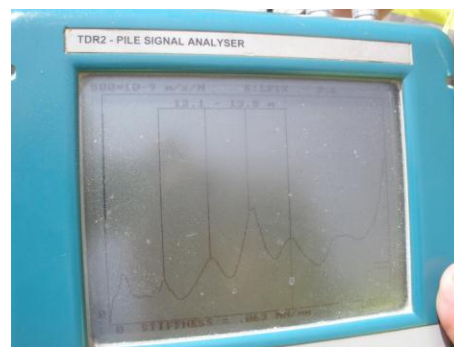


Tabela 61 - Gráfico obtido na Testconsult TDR-2

O objetivo destes testes consistiu na análise da integridade das estacas e o presente Relatório representa os resultados apurados, a interpretação dos mesmos e conclusões.

Relatório de Estágio

Tipo de Estacas	Moldadas "in situ", a trado
Comprimento médio das estacas (m)	entre 12,8 e 14,45m
Diâmetro das estacas (mm)	800 e 1200

Tabela 62 - Quadro síntese do tipo de estacas

Procedimentos

Antes de se iniciar o ensaio será necessário fazer uma limpeza à cabeça da estaca principalmente no local onde é colocado o recetor que receberá as ondas.



Ilustração 164 – Recetor

Após se verificarem as condições de limpeza, é procurado o local da estaca onde haverá menor erro de propagação. Não está estabelecido em norma qual o local certo para colocação do recetor. Por esse motivo, e por experiência, o técnico procura um local que não soe a oco.



Ilustração 165 - Localização do "oco"

Aplicam-se várias pancadas na cabeça da estaca. A estaca será assim percorrida por uma onda de compressão, que irá refletir-se na sua extremidade inferior, o pé da estaca.

Relatório de Estágio



Ilustração 166 - Pancadas de ensaio

Verifica-se se a leitura foi correta e só depois gravados os dados que serão posteriormente analisados num software próprio.



Ilustração 167 - Leitura de resultados

Note-se que quando se realizaram os ensaios foi necessário, por mais do que uma vez, dar como interrompido os trabalhos na periferia, principalmente o trabalho realizado por máquinas pesadas que provocam interceção da análise dos dados por vibração das lagartas.

8.2.1. Interpretação de Resultados

Por forma a interpretar os resultados será necessário ter em consideração a velocidade de propagação das ondas na estaca. Assumiu-se como velocidade média do betão o intervalo entre 3500m/s e 4000m/s. Contudo, em situações de betão muito denso ou de módulo de elasticidade muito elevado, a propagação das ondas poderá atingir velocidades superiores a 4000m/s, e, por sua vez, não é impossível que para betões constituídos por inertes de má qualidade possam apresentar velocidades inferiores a 3500m/s.

No entanto, para todas as aplicações práticas são normalmente aceites os limites de velocidade de propagação de ondas anteriormente descritas, desde que o betão esteja bem compactado e não contaminado.

A seguinte tabela resulta da interpretação do relatório elaborado pela GEOSOLVE. A descrição de cada categoria poderá variar um pouco em conteúdo, visto que foi necessário sintetizar toda a informação.

Relatório de Estágio

Categoria	Descrição
1	<ul style="list-style-type: none"> • É visível uma única variação de impedância, e a profundidade a que esta ocorre corresponde à base da estaca com uma margem de erro de +/- 5% do comprimento que nos foi dado; • O valor de rigidez dinâmica encontra-se dentro da média para uma estaca desta categoria e dimensão, assim como os valores de mobilidade; • A estaca mostra-se contínua e de comprimento aproximado ao dado. A secção da estaca e a qualidade do betão estão dentro dos parâmetros considerados normais;
2	<ul style="list-style-type: none"> • Uma resposta amortecida sem indicação de qualquer variação significativa da impedância; • Os valores de rigidez dinâmica e de mobilidade média mostram-se normais; <ul style="list-style-type: none"> • Este tipo de resposta é muito vulgar em estacas com razão comprimento/diâmetro elevado ou em estacas com atrito lateral elevado; • Neste caso, a total continuidade do eixo não é confirmada. No entanto, a falta de resposta em níveis elevados confirma, normalmente, ausência de anomalias na secção superior.
3	<ul style="list-style-type: none"> • Um aumento da impedância é visível a profundidades intermédias. A rigidez dinâmica mostra-se normal/elevada e a mobilidade média normal/baixa. <ul style="list-style-type: none"> • Nenhuma destas causas é desvantajosa para a integridade do eixo. • Até ao nível indicado, o eixo considera-se com resposta (som) e betão de qualidade normais.
4	<ul style="list-style-type: none"> • Uma diminuição da impedância é visível a profundidades intermédias. A rigidez dinâmica mostra-se elevada e a mobilidade média mostra-se baixa; • Este tipo de resposta é vulgar em estacas executadas em terrenos constituídos por horizontes superficiais menos compactos, seguidos de horizontes mais compactos; • Este facto poderá traduzir-se num aumento de secção à superfície e com posterior redução até ao diâmetro nominal, para profundidades superiores, originando, assim, um decréscimo relativo na secção do eixo;
5	<ul style="list-style-type: none"> • Uma grande diminuição da impedância é aparente nos primeiros metros do topo da estaca; <ul style="list-style-type: none"> • A rigidez dinâmica é muito baixa. • Esta diminuição da impedância indica uma total descontinuidade no eixo, ao nível indicado; • Este tipo de resultado é típico em estacas que “estalam”, por exemplo, durante uma escavação efetuada com meios mecânicos; <ul style="list-style-type: none"> • As faturas provocadas são geralmente muito finas, quase fechadas, formando-se, na sua generalidade, perpendicularmente ao eixo;
6	<ul style="list-style-type: none"> • Uma diminuição da impedância é visível a profundidade intermédia; • A rigidez dinâmica mostra-se normal/elevada e a média da mobilidade mostra-se normal, demonstrando fraqueza no eixo da estaca, ao nível indicado. Pode aparecer como uma redução na secção/desgaste, descontinuidade ou por uma camada de betão pouco compacto/contaminado;
7	<ul style="list-style-type: none"> • A informação obtida é de má qualidade e não é possível a interpretação de resultados; • Tal aspeto poderá dever-se a faturas ou a presença de betão de má qualidade nos primeiros centímetros ao longo do eixo da estaca ou, ainda, por preparação inadequada; • Nestes casos a cabeça da estaca terá que ser retificada/aparada e testada novamente;

Tabela 63 - Adaptado do Relatório da GEOSOLVE

8.2.2. Análises e conclusões

No total foi avaliada a integridade de 122 estacas que corresponderam a 25 estacas de 800 mm de diâmetro e a 97 estacas de 1200 mm de diâmetro, de acordo com tabela anexa e com a nomenclatura fornecida pelo responsável da obra.

As estacas produziram respostas pertencentes à Categoria 1, sendo consideradas Satisfatórias

Para o presente relatório foi escolhida, de forma aleatória, uma amostra com 12 estacas (6 estacas de 800 mm e 6 estacas de Ø 1200 mm)

Obtiveram-se os resultados de sondagem pelo método sónico, respetivos gráficos resposta, e compararam-se com as cotas obtidas em obra, logo após se dar concluída a betonagem.

Apresenta-se, de seguida, a tabela síntese:

Estacas 800 mm

Número da Estaca	Rigidez da cabeça da estaca (MN/mm)	Resposta Primária de Profundidade para C=		Comprimento de estaca obtido na leitura (m)	Comprimento de estaca obtido em obra (m)
		3500 m/s	4000 m/s		
1	2.58	11.9	13.7	12.85	12.85
20	1.37	11.2	12.8	12.25	13.07
21	0.89	11.9	13.7	13.05	12.40
29	2.51	11.2	12.8	12.37	13.35
32	2.42	11.9	13.7	13.05	13.83
50	2.39	13.8	15.8	14.17	12.78

Tabela 64 – Amostra escolhida de estacas 800 mm

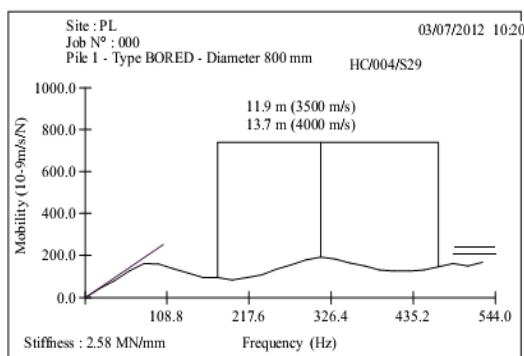
Gráficos Resposta

Ilustração 168 - Gráficos Resposta Estaca 1

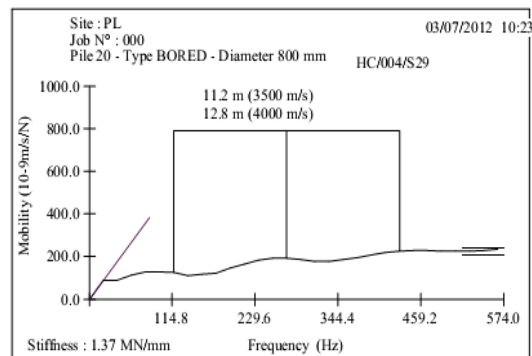


Ilustração 169 - Gráficos Resposta Estaca 20

Relatório de Estágio

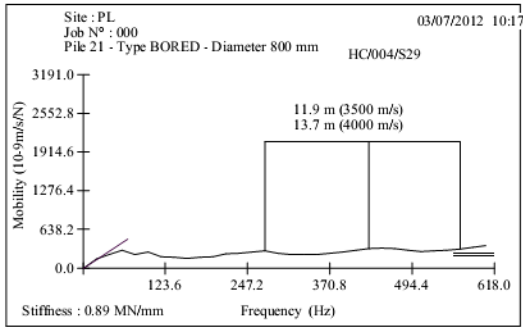


Ilustração 170 - Gráficos Resposta Estaca 21

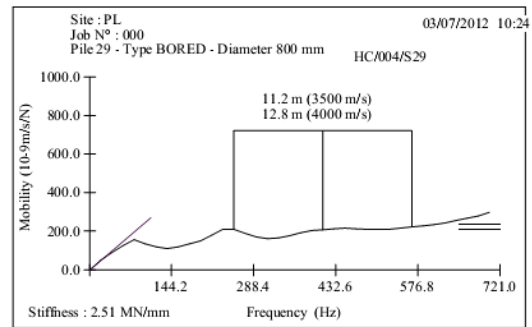


Ilustração 171 - Gráficos Resposta Estaca 29

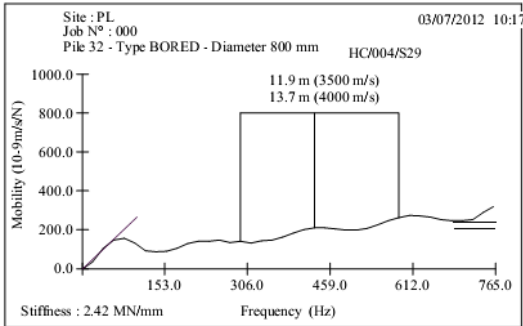


Ilustração 172 - Gráficos Resposta Estaca 32

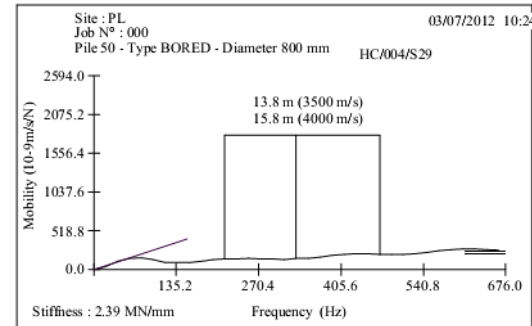


Ilustração 173 - Gráficos Resposta Estaca 50

Estacas 1200 mm

Número da Estaca	Rigidez da cabeça da estaca (MN/mm)	Resposta Primária de Profundidade para C=		Comprimento de estaca obtido na leitura (m)	Comprimento de estaca obtido em obra (m)
		3500 m/s	4000 m/s		
3	4.65	12.8	14.6	14	14.05
4	2.63	12.8	14.6	13.90	13.95
5	0.58	13.8	15.8	14	14.05
6	1.90	12.7	14.5	13.65	13.70
9	1.97	12.8	14.6	13.25	13.30
10	2.58	11.2	12.8	12.80	12.85

Tabela 65 - Amostra escolhida de Estacas 1200 mm

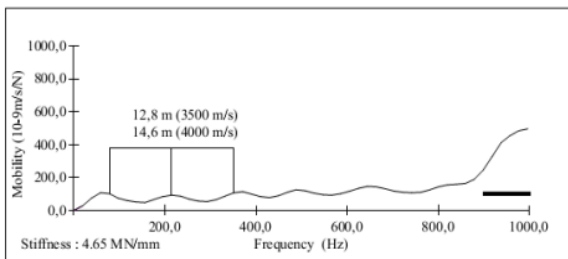


Ilustração 174 - Gráficos Resposta Estaca 3

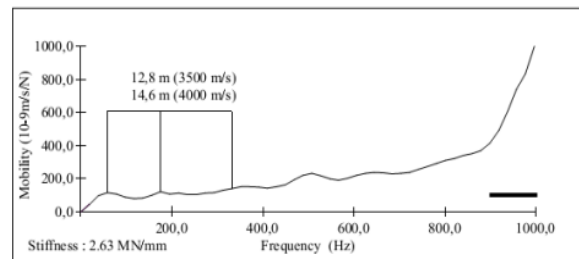


Ilustração 175 - Gráficos Resposta Estaca 4

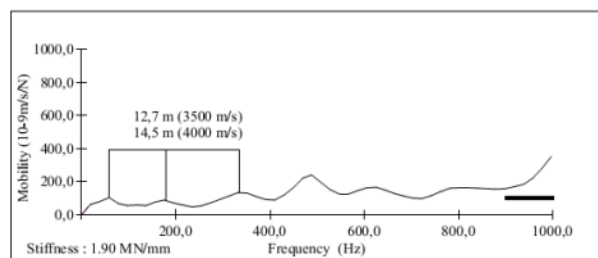
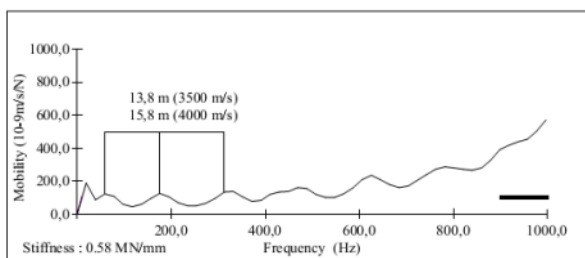


Ilustração 176 - Gráficos Resposta Estaca 5

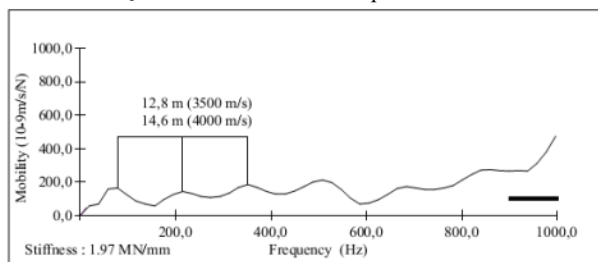


Ilustração 178 - Gráficos Resposta Estaca 9

Ilustração 177 - Gráficos Resposta Estaca 6

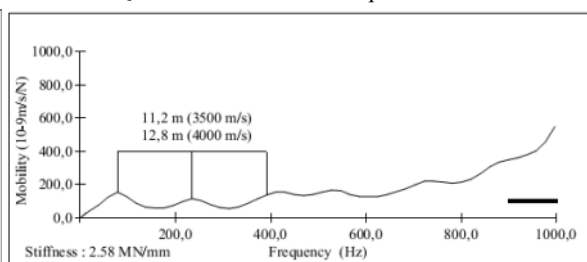


Ilustração 179 - Gráficos Resposta Estaca 10

Pode-se verificar que, para as amostras escolhidas, a diferença entre a Sondagem em obra e a Sondagem com recurso ao Ensaio Sónico é mínima.

8.3. MONITORIZAÇÃO DE ELEMENTOS CONTÍGUOS À OBRA

Quando se começou a idealizar o faseamento das escavações até a cota 0, levantou-se logo uma preocupação. Ao serem retiradas as terras à frente das estacas-prancha e da parede CSM poderiam verificar-se alguns deslocamentos.

A altura mais preocupante seria quando se verificasse a maré alta, altura em que a cota do mar quase galgava os separadores de betão, que por sua vez faziam de barreira física entre o mar e a obra.

Como tal, foram colocados ao longo da viga de coroamento (CSM) vários alvos topográficos. O mesmo para as estacas prancha que separavam o mar da obra.

Deu-se então início às escavações, iniciando-se, igualmente, a monitorização. Este procedimento permitiu, e ainda permite, acompanhar e controlar o processo de intervenção e identificar eventuais deslocamentos face às marcações topográficas de referência.



Ilustração 180- Escavação à cota 0

O controlo incidia sobre aspetos relativos ao progresso de deslocamentos, fossem eles deslocamentos em coordenadas ou a verticalidade das estruturas. A leitura semanal elaborada pelo topógrafo era avaliada posteriormente em gabinete de obra.

A monitorização era levada a cabo pelo topógrafo em obra, com auxílio de um equipamento topográfico adequado.

Para ser mais perceptível a localização os alvos topográficos identificam-se em planta a exata localização dos mesmos.

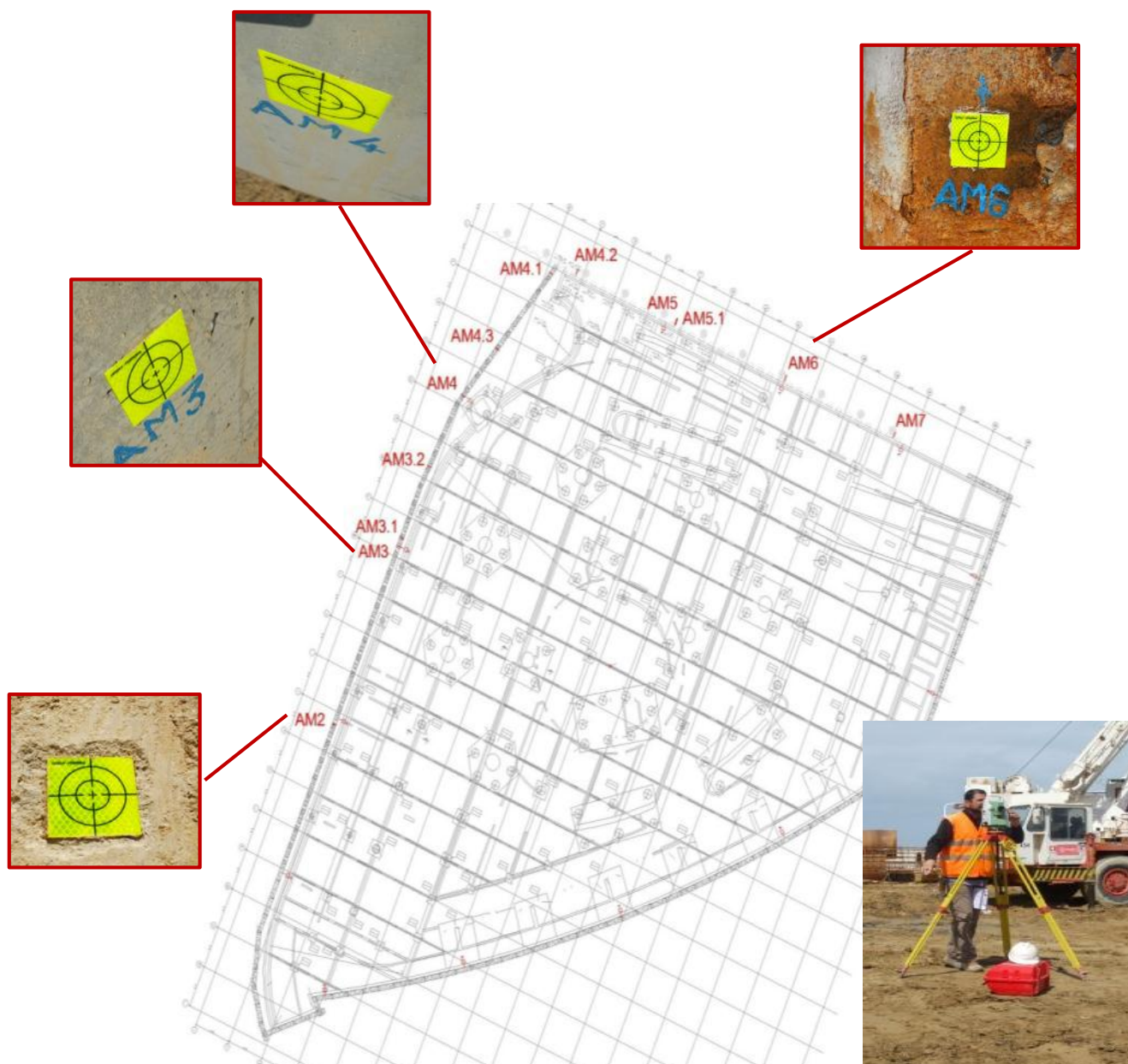


Ilustração 181 - Localização em planta dos alvos

Interpretação de resultados

Apresenta-se de seguida, a tabela de monitorização referente ao dia 26 de Junho de 2012. Note-se que esta tabela resume apenas os deslocamentos verificados no dia anteriormente mencionado, como tal não possui dados da evolução dos deslocamentos a não ser em comparação com as coordenadas iniciais.

REFERÊNCIA ALVOS	COORDENADAS INICIAIS			LEITURAS DAS COORDENADAS			DIFERENÇAS		
	M	P	Z	M	P	Z	M	P	Z
AM2	-47775.387	167699.861	4.128	-47775.374	167699.850	4.126	0.013	-0.011	- 0.002
AM3	-47766.304	167720.816	4.108	-47766.234	167720.783	4.107	0.070	-0.033	- 0.001
AM3.1	-47765.828	167721.805	1.645	-47765.820	167721.801	1.645	0.008	-0.004	0.000
AM3.2	-47762.003	167730.205	4.125	-47761.998	167730.201	4.125	0.005	-0.004	0.000
AM4	-47757.330	167738.445	4.184	-47757.306	167738.428	4.186	0.024	-0.017	0.002
AM4.1	-47745.000	167752.829	4.095	-47744.991	167752.826	4.095	0.009	-0.003	0.000
AM4.2	-47741.736	167752.919	4.119	-47741.736	167752.900	4.118	0.000	-0.019	- 0.001
AM4.3	-47752.508	167743.935	4.045	-47752.491	167743.919	4.044	0.017	-0.016	- 0.001
AM5	-47727.895	167747.050	4.203	-47727.930	167746.972	4.204	-0.035	-0.078	0.001
AM5.1 (CAIS)	-47727.849	167747.005	5.773	-47727.849	167747.005	5.774	0.000	0.000	0.001
AM6	-47712.523	167740.348	4.023	-47712.537	167740.336	4.026	-0.014	-0.012	0.003
AM7	-47697.286	167733.687	4.078	-47697.296	167733.680	4.077	-0.010	-0.007	- 0.001
LEITURAS REALIZADAS EM BAIXA-MAR Z MAR= 0.90									
Legenda		Alvos colocados na no Painel de CSM							
		Alvos colocados nas Estacas Pranchas							

Tabela 66 - Deslocamentos da parede de CSM

Como se pode avaliar pelo quadro resumo, existiram deslocamentos significativos que tiveram de ser alvo de estudo. Comparados com os valores de alerta e alarme da Tabela 66 foi necessário tomar medidas preventivas. Esses deslocamentos chegaram a ser, num período relativamente pequeno, fisicamente detetáveis como se apresenta na Ilustração 182.



Ilustração 182 - Deslocamento da parede CSM

8.3.1. Medidas de Mitigação/Prevenção

Parede CSM

Face aos deslocamentos obtidos, tomou-se a decisão de executar um escoramento sequencial da viga de coroamento dos Painéis CSM (Ilustração 183).

Numa primeira fase, e por motivos logísticos, de organização da obra, optou-se por escorar o local onde se encontrava o alvo topográfico AM2. Executou-se o escoramento com recurso a dois perfis metálicos com base soldadas e aparafusadas à viga de coroamento. O escoramento pode ser visualizado na Ilustração 183.



Ilustração 183- 1ª Fase de escoramento

Após a betonagem de betão de limpeza da área adjacente aos painéis de CSM, iniciou-se a segunda fase de escoramento. A mesma materializou-se na colocação de mais quatro perfis metálicos, AM3, AM3.1, AM3.2 e AM4 respetivamente. A segunda fase de escoramento pode ser visualizada na Ilustração 184.

Relatório de Estágio



Ilustração 184 - 2ª Fase de escoramento

Cortina de estacas-prancha

No que diz respeito aos deslocamentos verificados nas estacas-prancha, os mesmos foram alvo de igual zelo. Apesar de não tão significativos, os deslocamentos foram alvo de avaliação, e como tal, chegou-se à conclusão que se devia realizar uma ação de prevenção tal como nos painéis.

Decidiu-se em reunião, e registado em ata, que seriam colocadas umas abas metálicas que não permitiam as estacas-prancha de ter um deslocamento anormal. Obviamente, assegurou-se uma folga mínima para que os deslocamentos ocorressem de forma natural e não desencadeassem uma fracturação das peças.

Apresenta-se de seguida as imagens relativas ao local descrito bem como a imagem da solução em pormenor (Ilustrações 185 e 186)



Ilustração 185 - Cortina de estacas-prancha



Ilustração 186 – Pormenor da aba metálica

8.4. CONTROLO DOS FLUIDOS DE BENTONITE

Um dos controlos estabelecidos na execução das estacas era o controlo de qualidade da bentonite. As misturas aquosas de bentonite eram preparadas por meios mecânicos (misturadores) e armazenadas em tanques com capacidade suficiente.

A capacidade dos tanques foi dimensionada de acordo com o volume de estacas a reciclar, de maneira a poder dispor da quantidade necessária para perfurar e proceder a uma substituição completa de bentonite.



Ilustração 187 - Posto de reciclagem de bentonite

As instalações de regeneramento de bentonite estavam munidas de crivos, vórtices e decantadores que permitem eliminar eficazmente as areias suspensas.

A escolha do tipo de bentonite foi feita em função da natureza química da água do terreno (ou da água de utilização) e das quantidades tixotrópicas respetivas.



Ilustração 188- Areias separadas

A aplicação de fluídos de bentonite obriga ao controlo inicial dos seguintes parâmetros mais fundamentais:

- **Densidade**

Na prática, utilizam-se percentagens de bentonite na ordem dos 3 a 6% e densidades que geralmente não atingem 1,1. A densidade corrente em paredes moldadas situa-se na ordem de 1,03 a 1,05, valor este que, igualmente, deve ser adaptado a casos singulares. [24]



Ilustração 189 - Equipamento de controlo

- **Viscosidade**

A viscosidade deve ser controlada para facilitar a bombagem e a circulação, diminuir as perdas de carga e permitir a regeneração (eliminação das areias) processada a partir da centrifugação em ciclone e decantação. [24]

Esta necessidade impõe limites práticos à viscosidade, fazendo-a situar-se dentro de certos valores. Esta característica é medida, geralmente, recorrendo igualmente a viscosímetros, ocorrendo citar o que mais vulgarmente se emprega em estaleiro: Cone Marsh.

Trata-se de um funil com medidas normalizadas, onde se mede o tempo de escoamento de uma determinada quantidade do fluido (946 cm³), comparando-a com o da água, que a 20 °C é de 26 segundos. [24]



Ilustração 190 - Material para obter amostra

- **PH**

Este valor característico deve situar-se entre 7 e 9,5. Uma elevação do pH para além de 11-12 indica uma contaminação pelo cimento e possibilidades de floculação por rotura do equilíbrio electrostático do sistema.[24]

Se se trata de aplicar bentonite já utilizada, torna-se necessário regenerá-la; às determinações anteriores deve ainda juntar-se a determinação do teor de areia. Normalmente, uma percentagem de silte ou areia superior a 3% obriga a regeneração ou substituição do fluido. A eliminação dos finos pode ser feita em cones (ciclones) com purgas de eliminação seguidos de decantação em tanque.[24]

O controlo da bentonite deve ainda efetuar-se antes da betonagem de cada painel, especialmente na zona mais próxima do fundo. Uma contaminação forte pode obrigar à substituição do fluido antes da betonagem.[24]

Idêntico cuidado haverá eventualmente que tomar-se no decurso da betonagem. Uma bentonite contaminada dificulta a betonagem, ou é sintoma de betonagem mal executada.[24]

Uma bentonite considera-se contaminada quando, de entre outras perturbações de ordem diversa, se apresentar com elevado teor de areia, pH alterado, densidade exagerada, baixa viscosidade e decantação rápida (reduzida tixotropia).[24]

As exigências para cada caso serão eventualmente diversas, cabendo aos responsáveis de cada obra a definição dos limites e valores exigíveis. Se em algumas obras as determinações referidas podem ser dispensadas, existem outras em que devem ser obrigatórias no todo ou em parte.[24]

A série de controlos a efetuar depende ainda do sistema de perfuração utilizado, isto é, se o fluido é ou não de circulação e transporte dos produtos escavados.

Os fluidos contaminados devem ser retirados do estaleiro, evitando-se o seu lançamento nos esgotos, a menos que sejam convenientemente decantados o que, normalmente não é possível ou não é económico. Usualmente, os fluidos de perfuração, quando não depositados em terrenos anexos vizinhos, devem ser transportados para fora da obra em camiões estanques.

Relatório de Estágio

Quando os fluídos de bentonite forem constituídos por misturas compostas de outros materiais, os controlos a fazer poderão ser diferentes, competindo aos técnicos responsáveis a definição respetiva. [24]

Se os fluídos de perfuração são constituídos por materiais argilosos tixotrópicos, os controlos a fazer são, em princípio, do mesmo tipo.

No caso de emprego de fluídos ou misturas auto-endurecíveis com base em cimento, os controlos a efetuar serão definidos através de ensaios laboratoriais que levaram ao estudo da mistura a aplicar. Este caso ocorre em paredes de conglomerados plásticos servindo de cortinas de impermeabilização. [24]

8.5. CONTROLO DOS MEIOS AFETOS À OBRA

Nos gráficos de 1 a 16 apresenta-se uma comparação entre as quantidades previstas e realmente usadas na obra de equipamento e de mão-de-obra, de novembro de 2011 e junho de 2012



Ilustração 191 - Legenda dos gráficos

Equipamento novembro 2011

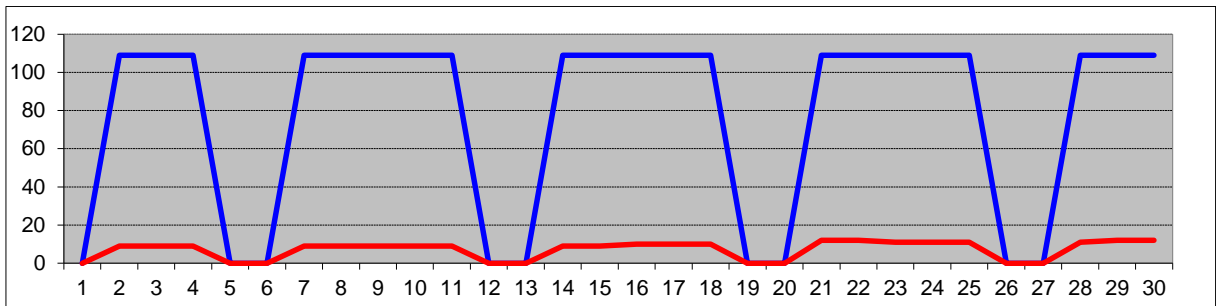


Gráfico 1 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de novembro de 2011.

Mão-de-obra novembro 2011

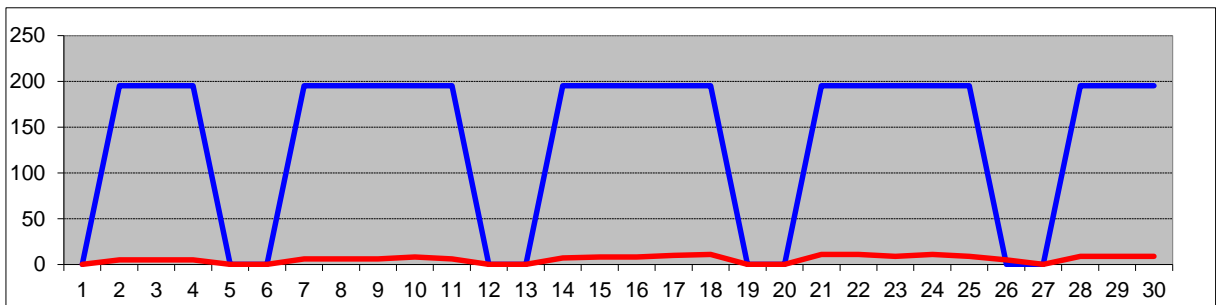


Gráfico 2 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de novembro de 2011.

Equipamento dezembro 2011

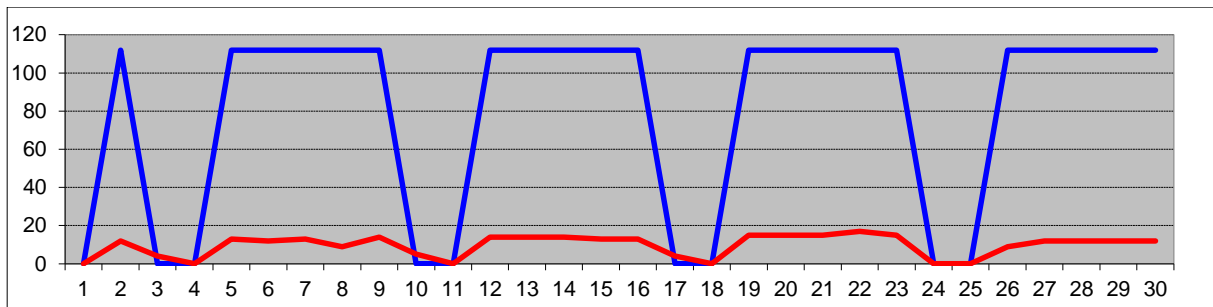


Gráfico 3 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de dezembro de 2011.

Mão-de-obra dezembro 2011

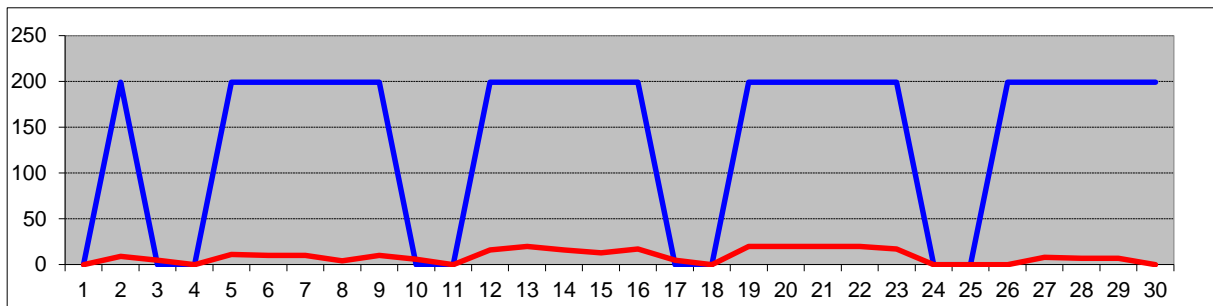


Gráfico 4 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de dezembro de 2011.

Equipamento janeiro 2012

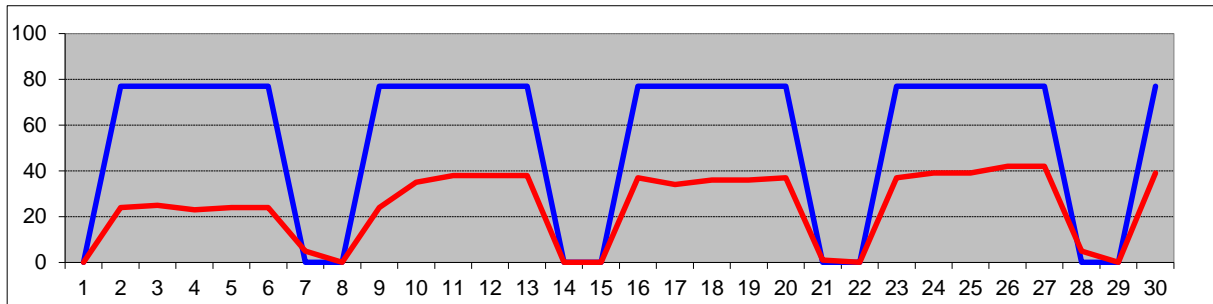


Gráfico 5 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de janeiro de 2012.

Mão-de-obra janeiro 2012

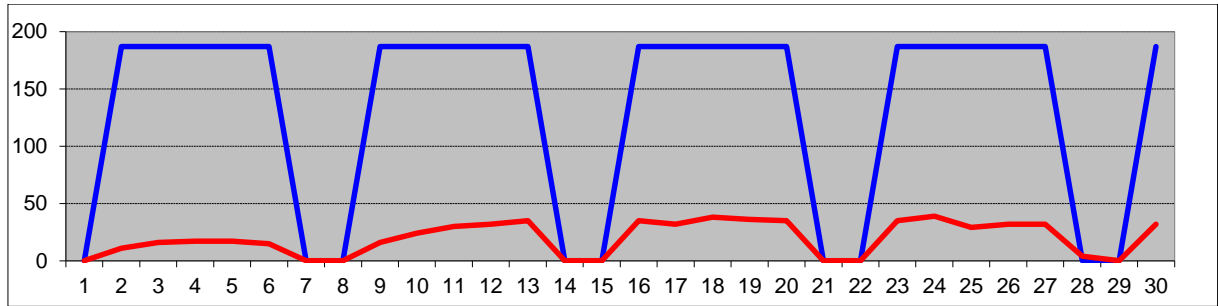


Gráfico 6 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de janeiro de 2012.

Equipamento fevereiro 2012

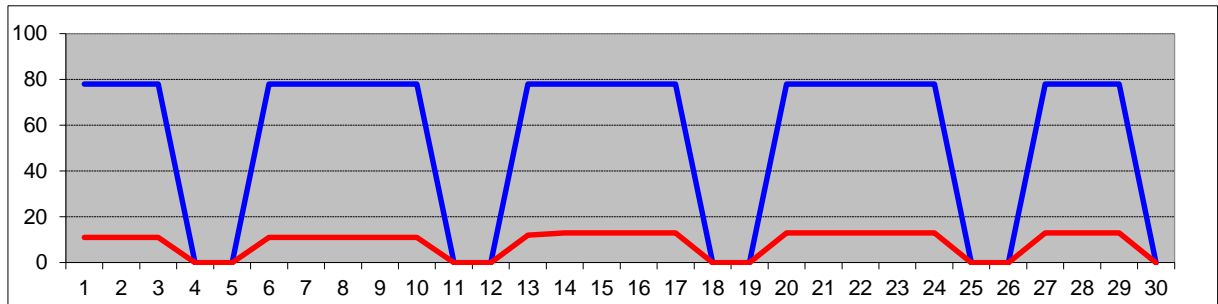


Gráfico 7 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de fevereiro de 2012.

Mão-de-obra fevereiro 2012

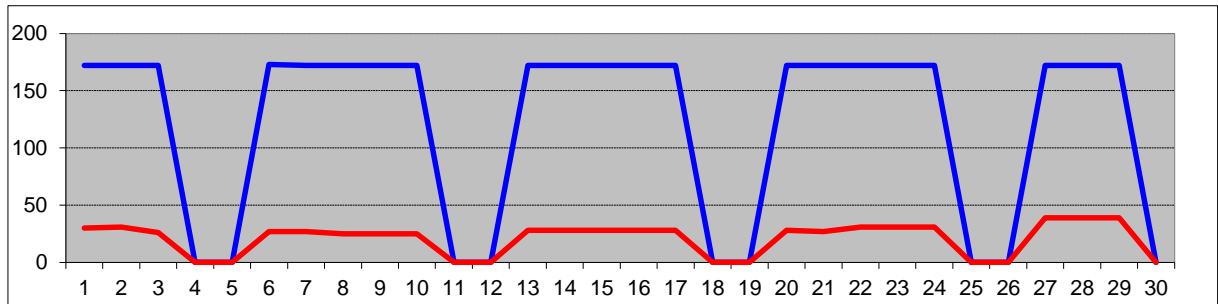


Gráfico 8 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de fevereiro de 2012.

Equipamento março 2012

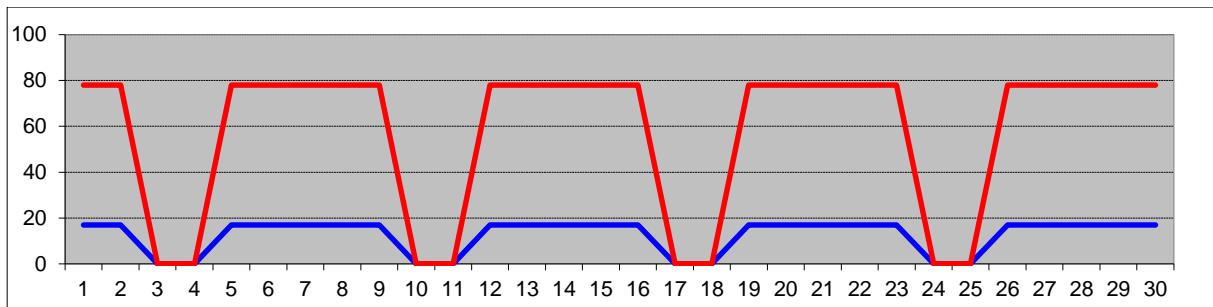


Gráfico 9 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de março de 2012.

Mão-de-obra março 2012

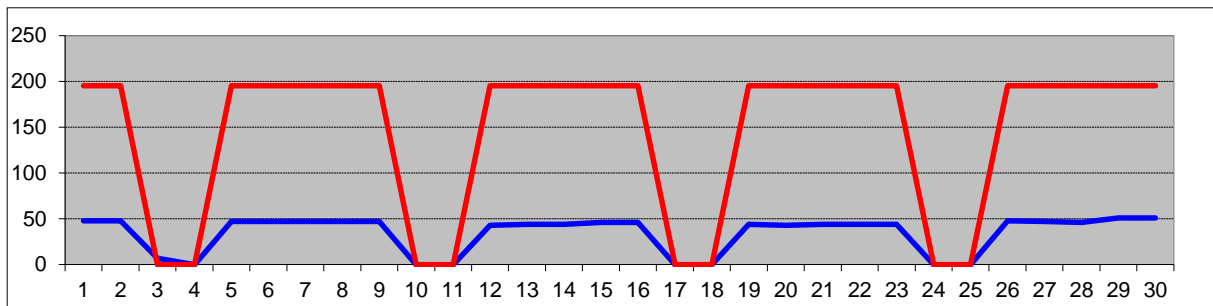


Gráfico 10 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de março de 2012.

Equipamento abril 2012

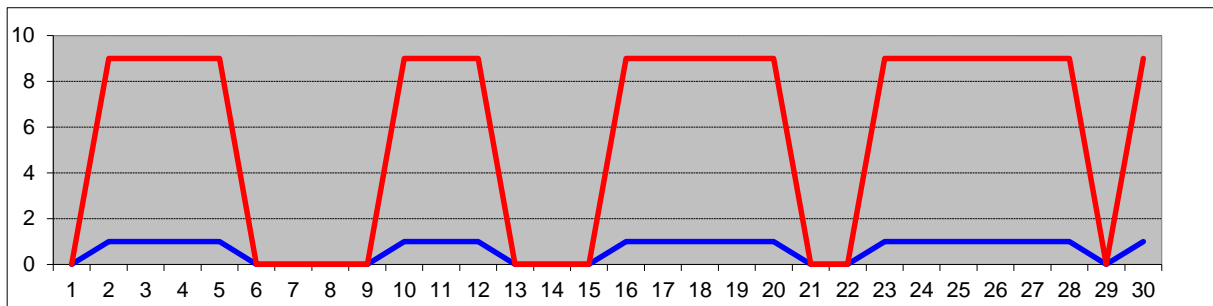


Gráfico 11 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de abril de 2012.

Mão-de-obra abril 2012

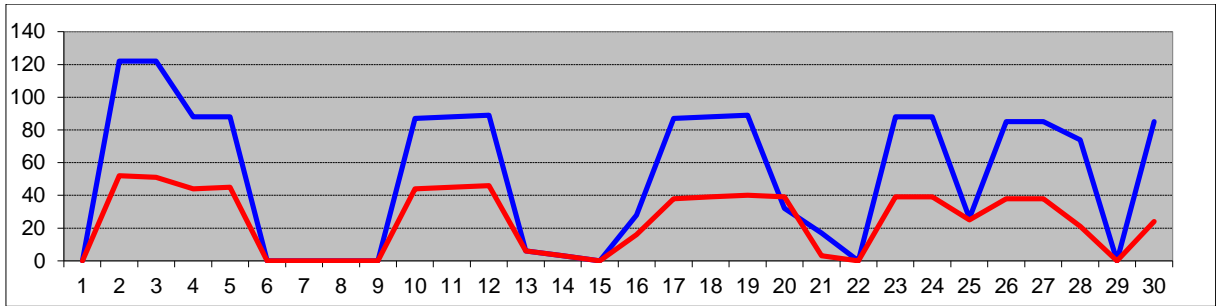


Gráfico 12 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de abril de 2012.

Equipamento de maio 2012

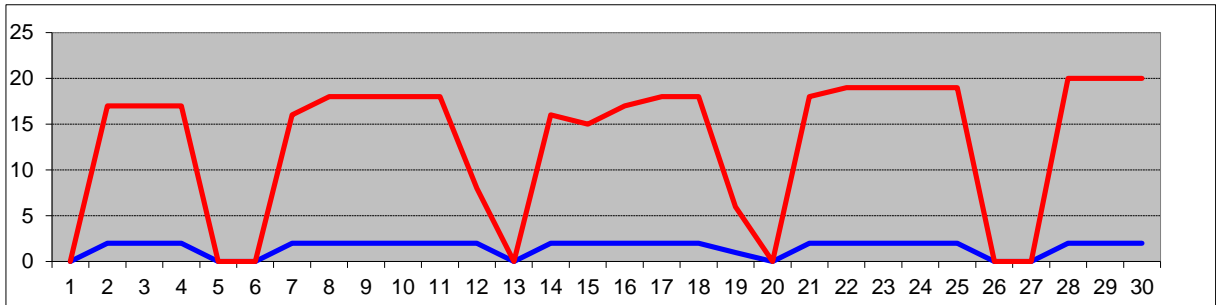


Gráfico 13 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de maio de 2012.

Mão-de-obra maio 2012

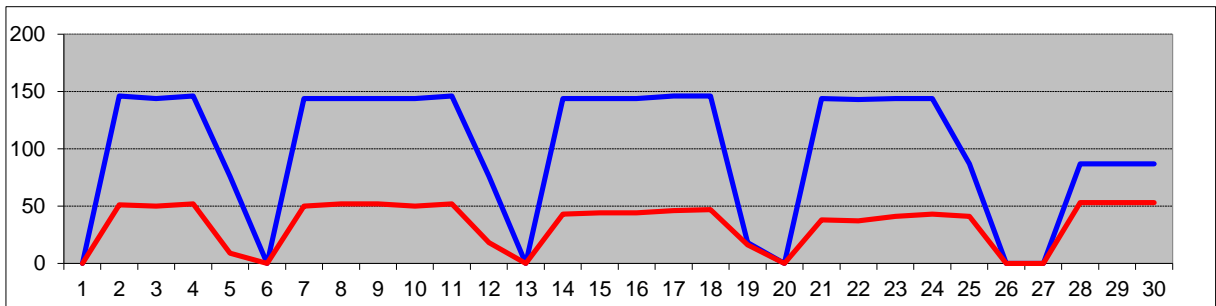


Gráfico 14 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de maio de 2012.

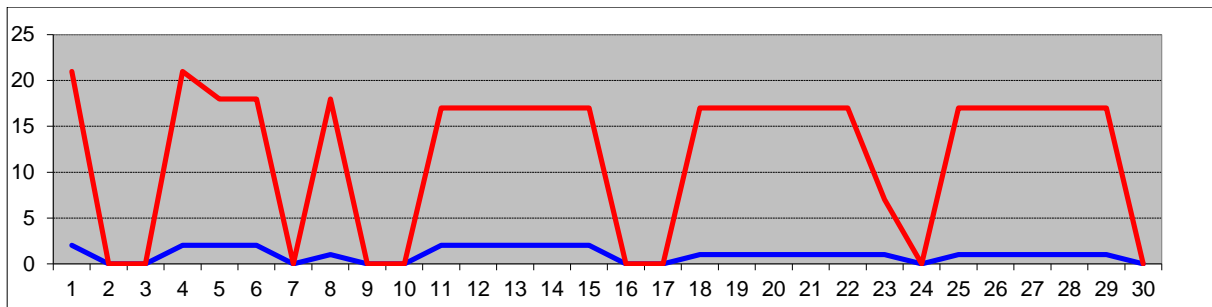
Equipamento junho 2012

Gráfico 15 - Gráfico relativo à utilização de equipamentos para o mês de junho de 2012.

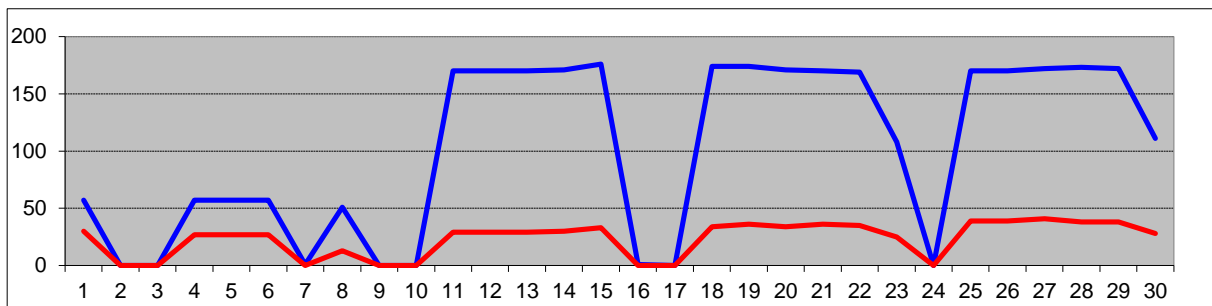
Mão-de-obra junho 2012

Gráfico 16 - Gráfico relativo à utilização de mão-de-obra para o mês de junho de 2012.

8.6. CUMPRIMENTO DOS PRAZOS ESTABELECIDOS

Para que fosse possível determinar os atrasos em obra elaborou-se um balizamento a 23 de Outubro de 2012.

O mesmo permitiu determinar que até à data a execução da obra estaria com 24 semanas (6 meses) de atraso

Na Tabela 67 apresenta-se a duração, data de início, data prevista de conclusão e percentagem de tarefa concluída, resultantes do balizamento elaborado.

Fundações e Estruturas de Suporte - Projeto do Terminal de Cruzeiros de Leixões

Relatório de Estágio

Nome da Tarefa	Duração	Início	Conclusão	% Concluída
FASE "0"	15 d	17-10-2011	04-11-2011	100%
Preparação de plataformas de trabalho	3 d	17-10-2011	19-10-2011	100%
Escavação em talude e remoção dos materiais	10 d	20-10-2011	02-11-2011	100%
Operações de consolidação	5 d	27-10-2011	02-11-2011	100%
Preenchimento de trincheira com material arenoso	12 d	20-10-2011	04-11-2011	100%
1ª FASE	51 d	17-10-2011	26-12-2011	97%
Plataformas de trabalho	20 d	17-10-2011	11-11-2011	90%
Execução das microestacas de fundação	39 d	17-10-2011	08-12-2011	95%
Execução das estacas de fundação Ø 1000 mm	46 d	24-10-2011	26-12-2011	100%
Execução das estacas de fundação Ø 1200 mm	38 d	17-10-2011	07-12-2011	100%
Execução de painéis periféricos "CSM"	20 d	24-10-2011	18-11-2011	100%
Escoramentos em elementos da contenção	19 d	26-10-2011	21-11-2011	70%
Viga de coroamento em betão armado	16 d	07-11-2011	28-11-2011	100%
Perfis e tubos	15 d	14-11-2011	02-12-2011	100%
Injeções de calda	14 d	05-12-2011	22-12-2011	100%
Colunas de jet grouting	10 d	14-11-2011	25-11-2011	100%
Soldadura de juntas de estacas prancha	7 d	28-11-2011	06-12-2011	100%
Microestacas	10 d	05-12-2011	16-12-2011	100%
2ª FASE	79 d	14-11-2011	01-03-2012	55%
Levantamento de pavimentos	3 d	14-11-2011	16-11-2011	100%
Demolição parcial de cais avançado	8 d	17-11-2011	28-11-2011	100%
Demolição parcial de cais acostável	8 d	17-11-2011	28-11-2011	90%
Escavação geral em aterro arenoso	14 d	29-11-2011	16-12-2011	80%
Escavação geral de enrocamento do molhe Sul	15 d	29-11-2011	19-12-2011	0%
Escavação geral de enrocamento entre o cais	15 d	29-11-2011	19-12-2011	0%
Escavação em abertura de fundações diretas, VF e maciços	5 d	12-12-2011	16-12-2011	80%
Aterro e compactação	48 d	13-12-2011	16-02-2012	40%
Remoção de materiais	20 d	29-11-2011	26-12-2011	60%
Criação de poços para implantação de sistema de bombagem	5 d	29-11-2011	05-12-2011	100%
Bombagem de águas	12 d	06-12-2011	21-12-2011	80%
Regularização de superfícies	5 d	22-12-2011	28-12-2011	80%
Bases em material britado	10 d	29-12-2011	11-01-2012	80%
Betão de limpeza em fundações	10 d	30-12-2011	12-01-2012	80%
Regularização de superfícies para aplicação de sistemas	14 d	29-12-2011	17-01-2012	80%
Manta bentonítica do tipo "Voltex"	15 d	29-12-2011	18-01-2012	70%
Selagem bentonítica do tipo "Bentoseal"	10 d	29-12-2011	11-01-2012	70%
Mangureira de injeção tipo "BAUCHEMIE"	15 d	28-12-2011	17-01-2012	0%

**Capítulo 9. Conclusões e
comentários gerais
acerca do estágio**

Capítulo 9 – Conclusões e comentários gerais acerca do estágio

9.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS FACE AOS CONDICIONALISMOS EM OBRA

Ao longo do estágio foi possível contactar, que pelo fato de a obra se encontrar num meio marítimo, existiam condicionantes que tinham uma repercussão direta na execução das tecnologias de fundações e de estruturas de suporte. Condicionamentos que poderiam ser:

- **Condicionamentos de natureza geológica e geotécnica**

No que se refere ao cenário geológico e geotécnico do local, o mesmo é constituído por terrenos atribuídos ao Complexo Xisto-Grauváquico, recobertos por depósitos aluvionares. A presença de enrocamentos em algumas zonas dificultou a execução de tecnologias tais como: estacaria e microestacas. Esta dificuldade resultou numa quebra de rendimento na execução das mesmas, prolongando o prazo real de execução.

- **Condicionamentos relativos a condições de vizinhança**

A área abrangida pela contenção periférica possuía dois importantes condicionamentos de vizinhança:

- Em primeiro lugar, a laje do cais acostável, fundada em estacas localizada a Nascente da zona da intervenção;
- Em segundo lugar, o passadiço e o molhe localizados a Sul do recinto da intervenção.

Estes condicionamentos revelaram ser impeditivos em relação à “manobragem” de equipamentos de enorme envergadura, como eram as máquinas de estacas e de CSM.

As mesmas dificultaram, inclusive, a execução das injeções de jet-grouting, que por serem tão encostadas ao cais, não permitiam que a máquina se pudesse posicionar corretamente.

Destaca-se também que o nível da água em obra variava de forma determinante com a maré, entre os 4.00 m (Preia-Mar) e os -0.24 m (Baixa-Mar). Esta condicionante, além de dificultar as condições de movimentação no terreno dos operários, impedia que a máquina de CSM pudesse trabalhar como planeado sob o risco de poder ficar “atolada”.

Todas estas condicionantes influenciaram diretamente o rendimento em obra como se pôde verificar no Capítulo 6.

9.2. COMENTÁRIO AOS ENSINAMENTOS RECEBIDOS DURANTE O MESTRADO E EM PARTICULAR SOBRE A SUA RELEVÂNCIA PARA A REALIZAÇÃO DO ESTÁGIO

O estágio concretizado harmonizou o aprofundamento de conhecimentos na área de geotecnia, em particular de fundações e estruturas de suporte, indicando ser um elemento muito importante para interligar os ensinamentos académicos com estudos técnico-científicos reais.

O estagiário entende que se incluiu ativamente na atividade profissional, numa equipa dinâmica de trabalho constituída por elementos com muita experiência e de diferentes categorias profissionais. Ao longo destes 12 meses de estágio, o estagiário tem a perceção que os conhecimentos alcançados irão ser uma mais-valia para o seu dinamismo profissional, assim como um suporte para a vida profissional. Na verdade, com o decorrer do estágio, concluiu-se que todas as matérias do mestrado são verdadeiramente importantes, com principal relevo para a unidade curricular: Fundações e Estruturas de Suporte, e que ganham todo o sentido com o grau de entrosamento disciplinar, bem como todo o conhecimento obtido ao longo do estágio.

Os ensinamentos adquiridos, quer em obra e gabinete de fiscalização, quer nas sessões de esclarecimento de dúvidas no gabinete do Eng.º Filinto Trigo, durante e após o estágio, foram sempre o suporte orientativo que o estagiário utilizou para a execução das tarefas previstas no estágio e, bem assim, como uma hipótese única para aprofundar saberes e vivenciar a profissão.

Referências Bibliográficas

- [1] Administração do Porto Douro-Leixões, (1949). O Porto de Leixões. Edições APDL, Porto, pp. 8-39.
- [2] Administração do Porto Douro-Leixões, sitio: <https://www.apdl.pt/>, Data de acesso: 5 de Outubro 2012.
- [3] Carvalho, J e Vera-Cruz, (1993). Maciço Submerso de Pré-Rebentação das ondas como meio de proteção de obras marítimas: O caso do quebra-mar de Leixões. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. pp 2-5.
- [4] Silva, L.P., (2010). Memória Descritiva de Arquitetura. Porto.
- [5] Administração do Porto Douro-Leixões. (2012). Novo Terminal de Cruzeiros de Leixões Titan, Edições APDL, Porto, pp. 1-4.
- [6] Geoma, G.e.M.d.S., Lda, (2010). Amostras de sondagens 1, in JPEG.
- [7] Geoma, G.e.M.d.S., Lda, (2010) Amostras de sondagens 2, in JPEG.
- [8] Centro GeoBioTec|UA – Universidade de Aveiro e Labcarga|ISEP – Instituto Superior de Engenharia do Porto, (2012). Carta geológica do Porto de Leixões, Porto, in JPEG.
- [9] Geoma, G.e.M.d.S., Lda, (2009) Relatório Geológico-Geotécnico. Porto.
- [10] David B. Paul, Richard R. Davidson, e Nicholas J. Cavali. (1992). Slurry walls: design, construction, and quality control. ASTM: Philadelphia. pp 370.
- [11] Massachusetts General Hospital. (2008). Slurry wall construction: Building a foundation for the future. Sitio: <http://www.massgeneral.org/about/newsarticle.aspx?id=1145>, Data de acesso: 1 de Outubro 2012.
- [12] Guerra, J., Teixeira, R., Sousa, R. (2006) Dimensionamento e execução de paredes moldadas. Porto, pp 40-62.
- [13] EN, Eurocódigo N°7. – Projeto de Estruturas Geotécnicas. (1997)
- [14] EN, Execution of Special Geotechnical Works – Micropiles. (2005.)
- [15] Pinto, A., Tomásio, R., Peixoto, A., Pereira, D., (2009) Soluções de contenção de poços através da tecnologia de deep soil mixing – CSM. Lisboa.
- [16] Simon, B., Projet national de recherche et developpement - Amelioration des sols par inclusions verticales rigides. 2009. pp. 65-72.
- [17] JetSj, D., (2011) Contenção provisória / enscadeira e fundações. Lisboa.
- [18] EN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço. 1993.
- [19] Técnico, I.S. (2008) Fundações por Microestacas e Jet Grouting.
- [20] EN, Execution of Special Geotechnical Work – Jet Grouting. 2001.
- [21] NP EN 206 - 1 Norma Europeia - Betão - Comportamento, Produção, Colocação e Critérios de Conformidade; 2007.
- [22] NP-EN, Ensaio de Betão Endurecido, Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio. 2003.

Relatório de Estágio

[23] Esteves, J. e Rodrigues, L., (1988). Ensaio Sónicos para Avaliação da Integridade de Estacas de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

[24] Silva, L.P., (2010). Condições técnicas gerais e especiais do projeto de fundações e estruturas do terminal de cruzeiros de Leixões. Porto.

ANEXOS

Lista de anexos

- Anexo I - Planta de zonamento de fundações relativas ao Projeto inicial.
- Anexo II - Pormenor de estacas de \emptyset 800 mm, relativamente ao Projeto inicial.
- Anexo III - Pormenor de estacas de \emptyset 1000 mm, relativamente ao Projeto inicial.
- Anexo IV - Pormenor de estacas de \emptyset 1200 mm, relativamente ao Projeto inicial.
- Anexo V - Corte tipo de execução das estacas na zona de enrocamento existente.
- Anexo VI - Planta de execução de estacas e painéis CSM.
- Anexo VII – Compilação de pormenores construtivos de paredes moldadas.
- Anexo VIII – Alçados relativos às paredes moldadas do Projeto inicial.
- Anexo IX - Pormenores construtivos das paredes moldadas
- Anexo X - Perfil transversal tipo do projeto de construção do molhe sul do Porto de Leixões.
- Anexo XI - Pormenor de estacas de 800 mm e 1200 mm de diâmetro (Projeto Variante)
- Anexo XII – Características da máquina de CSM e faseamento construtivo dos painéis.
- Anexo XIII - Pormenores relativos às "cutter-wheels"
- Anexo XIV - Pormenores relativos à execução e à aplicação do Jet Grouting.
- Anexo XV – Faseamento da Obra.
- Anexo XVI – Evolução da Obra.