



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Instrumentação e monitorização na avaliação do
comportamento de maciços e estruturas envolventes: caso
de poços em meio urbano**

Fernando Guilhermino Neiva Ferreira



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Instrumentação e monitorização na avaliação do
comportamento de maciços e estruturas envolventes: caso
de poços em meio urbano**

Fernando Guilhermino Neiva Ferreira

1940193

Projeto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizado sob a orientação do Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor João Manuel Abreu dos Santos Baptista

Professor Associado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutora Maria Eugénia Oliveira Lopes

Assistente 2º Triénio, Instituto Superior de Engenharia do Porto

“O problema do mundo de hoje é que as pessoas inteligentes estão cheias de dúvidas, e as pessoas idiotas estão cheias de certezas”.

Henry Charles Bukowski Jr.

Agradecimentos

São devidos agradecimentos a todos aqueles, que apoiaram direta ou indiretamente na elaboração desta tese de mestrado, o meu muito obrigado. Os meus sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, Professor João Paulo Meixedo pela supervisão, sugestões e apoio na partilha das suas experiências profissionais e académicas, bem como na cedência de bibliografia de especialidade. Pela disponibilidade na revisão das várias versões do manuscrito.

À empresa Nova Estação, ACE, composto pelas empresas ZAGOPE, TEIXEIRA DUARTE, SOARES DA COSTA E CONSTRUTORA TÂMEGA. Um especial agradecimento aos colegas de trabalho Eng.º Tiago Pereira e Eng.ª Manuela Correia pelos esclarecimentos e disponibilidade de informação documental, entre os quais projetos, memórias descritivas, notas técnicas, entre outros. Ao colega José Carrilho pelos esclarecimentos e apoio técnico relativo a desenhos de projeto e telas finais.

À empresa EPOS na pessoa do Dr. Luis Gonçalves, pela autorização e disponibilidade de acesso a documentos e relatórios de instrumentação e monitorização e ao colega Dr. Luís Santos, responsável pela monitorização da obra, pela sua disponibilidade e conhecimentos técnicos, bem como a sua generosidade pela partilha da sua experiência da obra.

Um especial agradecimento à empresa CJC, na pessoa do Eng.º Júlio Torres pela sua disponibilidade, esclarecimentos e apoio documental de projeto, mesmo estando do outro lado do oceano atlântico, no seu país, o Brasil.

A todos o meu sincero obrigado!

Palavras-chave

Instrumentação geotécnica, monitorização, investigação geotécnica, escavações a céu aberto, poço.

Resumo

Atualmente, a escavação de poços em locais densamente ocupados requer medidas severas para reduzir riscos e possíveis influências quer na própria obra quer em estruturas próximas. Neste campo, a instrumentação geotécnica e a sua monitorização tem um papel determinante na execução de obras geotécnicas, sendo que neste trabalho é dado um especial realce à instrumentação utilizada, às atividades de observação geotécnica, bem como à análise e interpretação das leituras para o controlo de movimentos induzidos no terreno pelas escavações. Este acompanhamento é baseado num plano de instrumentação, sendo descrito de uma forma transversal a importância do projeto e em particular das fases do processo de investigação geotécnica.

O acompanhamento da execução dos poços para a futura Estação da Reboleira, permitiu validar as soluções de projeto para um determinado método construtivo, determinadas através de métodos numéricos e semi-empíricos, e abordados neste trabalho. A monitorização sistemática desde o início das escavações até ao revestimento secundário, permitiu tecer apreciações sobre os valores obtidos, apresentando-se alguns registos.

Todas estas ações visam controlar e antecipar riscos de acidentes provocados pela execução de escavações, pelo que nesta tese é também realçada a importância da segurança e higiene no trabalho na prevenção dos riscos profissionais, independentemente da sua origem.

Keywords

Geotechnical instrumentation, monitoring, geotechnical investigation, open excavations, wells

Abstract

Currently, the digging of wells in areas densely populated requires stringent measures to reduce risks and possible influences both in the work itself and in nearby structures. In this field, the geotechnical instrumentation and its monitoring have a special role in the execution of geotechnical works. In this work is given a special emphasis on instrumentation, geotechnical activities of observation and analysis and interpretation of the readings for the control of field movements induced by the excavations. This monitoring is based on a instrumentation plan, and described in a cross-sectional design along with the importance of particular stages of the geotechnical investigation. The implementation of the wells for future Station Reboleira allowed to validate the design solutions for a particular construction method, determined by numerical methods and semi-empirical, topics covered in this document. The systematic monitoring of the excavations from the beginning to the secondary coating, allowed assessments of the values obtained by presenting some records.

All these actions aim to control and anticipate the risks of accidents caused by the execution of excavations, reason why the importance of safety and hygiene at work in the prevention of occupational risks, regardless of their origin, is also highlighted in the present work.

ÍNDICE

1.	Introdução	1
1.1	Enquadramento da tese	3
1.2	Objetivos	3
1.3	Organização da tese	4
2.	Escavações	7
2.1	Introdução	9
2.2	Evolução Histórica	9
2.3	Ocupação do espaço do subsolo.....	10
2.4	Classificação das escavações	11
2.5	Tipos de escavações	11
2.6	Geometria das escavações	12
2.7	Técnicas de escavação.....	13
2.8	Fatores que influenciam a movimentação do terreno.....	15
2.9	Estruturas de contenção com escavação na vertical	16
2.9.1	Contenções do tipo Berlim definitivo	17
2.9.2	Contenções do tipo Berlim provisório	18
2.9.3	Parede moldada	19
2.9.4	Cortina de estacas	20
2.9.5	Cortina de colunas de jet grouting	21
2.9.6	Cortina de estacas prancha	22
2.9.7	Método de escavação sequencial	23
3.	Projeto e investigação geotécnica	25
3.1	Introdução	27
3.2	Investigação geotécnica	27
3.2.1	Fases do processo de investigação geotécnica	28
3.2.2	Relatórios dos resultados da investigação	28
3.3	Reconhecimento geológico-geotécnico	29
3.3.1	Investigação preliminar.....	29
3.3.2	Consequências.....	30
3.4	Programa de prospeção geotécnica.....	31
3.5	Métodos de caracterização geomecânica.....	32
3.6	Zonamento geotécnico	34
3.7	Eurocódigos estruturais	35

3.7.1	Eurocódigo 7	35
3.7.2	Requisitos fundamentais para o projeto de estruturas geotécnicas.....	37
3.7.3	Categorias geotécnicas	37
3.7.4	Dimensionamento geotécnico	39
3.7.4.1	Com base no cálculo	39
3.7.4.2	Por medidas prescritivas.....	40
3.7.4.3	Uso de ensaios de carga e ensaios em modelo experimental.....	40
3.7.4.4	Método observacional	40
3.7.4.5	Relatório do projeto geotécnico	40
4.	Instrumentação e monitorização.....	41
4.1	Instrumentação.....	43
4.1.1	Introdução.....	43
4.1.2	Objetivos	43
4.1.3	Escolha de instrumentação	43
4.1.4	Recolha e tratamento da informação.....	44
4.1.5	Plano de observação.....	45
4.1.6	Plano de instrumentação	46
4.2	Instrumentação utilizada em obras de engenharia	47
4.2.1	Instrumentos para medição de grandezas relativas à água.....	47
4.2.2	Instrumentos para determinação de inclinação e rotação	48
4.2.3	Instrumentos para medição de deslocamentos e deformações.....	49
4.2.4	Instrumentos para monitorização de juntas e fissuras.....	50
4.2.5	Instrumentos para medição de pressões.....	50
4.3	Competências dos diversos intervenientes.....	51
4.3.1	Geo-profissionais.....	51
4.3.2	Acompanhamento técnico da obra	51
4.4	Procedimentos e metodologias para a análise dos assentamentos, monitorização e proteção dos edifícios circundantes	52
4.4.1	Considerações iniciais.....	52
4.4.2	Definição da bacia de subsidência.....	53
4.4.3	Definição do plano de monitorização das estruturas dos poços e das estruturas e utilidades circundantes às escavações.....	54
4.4.4	Avaliação do risco de cada edifício.....	55
4.4.4.1	Introdução	55
4.4.4.2	Avaliação do risco	56

4.4.4.3	Medidas a Serem Adotadas.....	56
5.	Segurança e Higiene.....	59
5.1	Introdução	61
5.2	Atividade da segurança e higiene	61
5.3	Legislação de segurança aplicável em obra.....	62
5.4	Acidentes de trabalho	63
5.5	Prevenção.....	65
5.5.1	Princípios gerais de prevenção.....	65
5.5.2	Plano de segurança e saúde.....	66
5.5.2.1	Objetivo do PSS.....	67
5.5.2.2	Responsabilidades dos diversos intervenientes na segurança da obra	67
5.5.2.3	Atividades ou trabalhos de risco elevado / especiais	70
5.6	Avaliação de riscos	72
5.6.1	Ações para a prevenção de riscos	72
5.6.2	Metodologia de Identificação de Perigos e Avaliação de Riscos.....	73
5.7	Riscos psicossociais	79
6.	Projeto de execução.....	81
6.1	Caracterização da empreitada.....	83
6.1.1	Introdução.....	83
6.1.2	Localização da empreitada.....	83
6.1.3	Trabalhos executados	84
6.1.4	Principais características da empreitada	85
6.1.5	Principais intervenientes.....	87
6.2	Processo construtivo	87
6.2.1	Método NATM.....	87
6.2.2	Tempo de auto-sustentação	88
6.3	Faseamento construtivo.....	89
6.3.1	Estação da Reboleira	89
6.3.1.1	Faseamento posto a concurso.....	89
6.3.1.2	Faseamento executado – otimização	92
6.3.2	Poço de Ventilação	94
6.4	Execução do projeto em escavação e revestimento primário	97
6.4.1	Estação	97
6.4.2	Poço de ventilação.....	106
7.	Estudo de Caso.....	111

7.1	Enquadramento geológico	113
7.1.1	Cartografia Geológica	113
7.1.2	Unidades geológicas – litótipos.....	113
7.1.3	Caracterização Geotécnica.....	115
7.1.3.1	Poços da Estação	115
7.1.3.2	Poço de Ventilação	116
7.1.4	Parâmetros geomecânicos.....	117
7.2	Determinação dos esforços solicitantes.....	119
7.2.1	Estação Reboleira	119
7.2.1.1	Condições de estabilidade dos poços da estação.....	120
7.2.1.2	Análise numérica tridimensional – simulação da escavação	120
7.2.1.3	Resultados	122
7.2.1.4	Análise numérica tridimensional – Simulação do revestimento primário	124
7.2.1.5	Resultados obtidos no revestimento Primário	125
7.2.2	Poço de ventilação.....	126
7.2.2.1	Análise numérica axissimétrica	126
7.2.2.2	Modelo e malha utilizada.....	127
7.2.2.3	Resultados	129
7.2.2.4	Análise numérica tridimensional – simulação revestimento primário do PV	130
7.2.2.5	Resultados obtidos no revestimento Primário	132
7.3	Estimativas dos assentamentos na superfície	134
7.3.1	Considerações iniciais.....	134
7.3.2	Assentamento na superfície devido a escavação do poço	134
7.4	Instrumentação da obra	135
7.4.1	Instrumentação aplicada	135
7.4.2	Instrumentação da Estação Reboleira	145
7.4.3	Instrumentação do poço de ventilação	148
7.4.4	Níveis de referência.....	149
7.4.4.1	Considerações iniciais	149
7.4.4.2	Valores de referência.....	151
7.5	Resultados da monitorização	153
7.5.1	Frequência de leituras em obra	153
7.5.2	Estação.....	153
7.5.2.1	Alvos e réguas em taludes e estruturas	154

7.5.2.2	Marcas de superfície	156
7.5.2.3	Inclinómetros.....	159
7.5.2.4	Piezómetro	160
7.5.2.5	Convergências.....	160
7.5.2.6	Strain-gauges	162
7.5.3	Poço de Ventilação	164
7.5.3.1	Alvos e réguas em estruturas	165
7.5.3.2	Marcas de superfície	169
7.5.3.3	Convergências.....	170
7.5.4	Considerações finais	171
7.5.5	Poços pelo método NATM	172
8.	Conclusões.....	177
9.	Referências bibliográficas.....	181
10.	ANEXOS	189

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Geometria dos poços: a) Quadrada; b) Retangular; c) Circular/elíptica; d) Mista.	13
Figura 2.2 - Acessórios para acoplar na escavadora.	14
Figura 2.3 - Equipamentos – a) TBM; B) Máquina de ataque pontual; C) Escavadora giratória.	14
Figura 2.4 - Esquema de tipos de estruturas de contenção.	17
Figura 2.5 - Contenção tipo Berlim definitivo.	18
Figura 2.6 - Cortina de contenção tipo Berlim provisório com escoramento.	19
Figura 2.7 - Contenção tipo Berlim provisório com ancoragens	19
Figura 2.8 - Metodologia executiva de parede moldada “in situ”	20
Figura 2.9 - Cortina de estacas com ancoragens nas vigas, executada na obra em estudo	21
Figura 2.10 - Execução de <i>jet-grouting</i>	22
Figura 2.11 - Cortina de estaca prancha.	23
Figura 4.12 - Hierarquização de procedimentos num processo de monitorização em obra.	44
Figura 4.13 - Aplicação em escavação em meio urbano	46
Figura 4.14 - Aplicação em túneis em meio urbano	47
Figura 4.15 - Bacia de subsidência.	54
Figura 4.16 - Esquema de instrumentação mínima a aplicar em escavações.	55
Figura 5.17 – Esquema de avaliação de riscos.	73
Figura 5.18 – a) Plataforma não integrada suspensa em grua-torre; b) Plataformas suspensas.	79
Figura 6.19 - Mapa da rede geral do metropolitano de Lisboa.	83
Figura 6.20 - Prolongamento da linha azul – Estação da Reboleira	84
Figura 6.21 - Planta geral da obra.	85
Figura 6.22 - Planta do corpo dos poços da estação da Reboleira.	85
Figura 6.23 - Corte transversal dos poços da estação.	86
Figura 6.24 - Planta do Túnel de ventilação	86
Figura 6.25 - Planta com execução das vigas de travamento e revestimento secundário nos poços 1, 3 e 5.	91
Figura 6.26 - Planta com execução do revestimento secundário no poço 2 e 4.	91
Figura 6.27 - Planta das estacas pilares e muros de contenção.	92
Figura 6.28 - Planta das vigas de travamento dos poços 1 a 5	93
Figura 6.29 - Planta e corte transversal do faseamento construtivo da escavação e revestimento primário	93
Figura 6.30 - Esquema tridimensional da estação.	94
Figura 6.31 - Projeto inicial da localização do poço de ventilação	95

Figura 6.32 - Planta do poço de ventilação de secção elíptica.....	96
Figura 6.33 - Cortes pelo maior e menor diâmetro do poço de ventilação.....	96
Figura 6.34 - Planta com a implantação das estacas e as suas referências	97
Figura 6.35 – a) furação para as estacas; b) Colocação de armadura na estaca pilar no furo.....	98
Figura 6.36 – a) Montagem da armadura das vigas de travamento entre estacas pilar; b) Vigas de bordadura no topo de cada poço.	98
Figura 6.37 - Esquemas da geometria adotada relativamente aos níveis de escavação.....	99
Figura 6.38 - Plano geral dos poços 3 a 5. a) Com pormenor da rampa utilizada pelo dumper; b) sem rampa, utilizando caçamba para remoção do material.....	100
Figura 6.39 - Pormenor do revestimento primário	100
Figura 6.40 - a) Aplicação da malha sol após 1ª camada de 4 cm de betão projetado. b) Abertura de painéis intercalados para execução de revestimento primário.....	101
Figura 6.41 - a) Execução de pregagens tipo swellex e execução de geodrenos; b) Emboquilhamento do túnel norte – Poço 1.	102
Figura 6.42 – Alçado do reforço do emboquilhamento do túnel norte.	102
Figura 6.43 – a) Execução de pregagens tipo swellex e execução de geodrenos; b) Plano aéreo da laje betonada do poço 1 e impermeabilização do poço 1 e 2.	103
Figura 6.44 - Esquema de tratamento do emboquilhamento norte.	104
Figura 6.45 - Perfil longitudinal do emboquilhamento do túnel norte	104
Figura 6.46 - Tratamento do emboquilhamento do túnel sul.....	105
Figura 6.47 - Vista geral do interior do poço da estação próximo da cota de projeto.	105
Figura 6.48 - Vista aérea da estação com a escavação terminada à cota de projeto.....	106
Figura 6.49 – a) Viga de bordadura do PV; b) Execução de escavação por meios mecânicos.	107
Figura 6.50 – a) Drenos da parede do poço em pleno funcionamento; b) Revestimento primário na parede do poço de ventilação.	107
Figura 6.51 - a) Planta do poço com o esquema de pregagens tipo swellex; b) Perfil da secção AA do Poço de Ventilação, com os níveis de escavação definidos	108
Figura 6.52 – a) Tratamento do emboquilhamento do túnel de ventilação; b) Cortina de enfilagens e pregagens do túnel de ventilação.....	108
Figura 6.53 – a) 1ª fase de reforço na zona do emboquilhamento do túnel de ventilação; b) 2ª fase de reforço na zona do emboquilhamento do túnel de ventilação.....	109
Figura 6.54 - Execução da laje de soleira e impermeabilização do poço de ventilação.	109
Figura 6.55 - Vista aérea do poço de ventilação.	110
Figura 7.56 – Enquadramento geológico regional.....	113
Figura 7.57 - Planta de localização das sondagens executadas na estação.....	115

Figura 7.58 - Perfil geológico-geotécnico B-B, baseada nas sondagens S37 e S38 .	116
Figura 7.59 - Perfil geológico-geotécnico do poço de ventilação.	117
Figura 7.60 - Geologia utilizada no modelo tridimensional	121
Figura 7.61 - Campo de tensões verticais na cota 91,15m e 81,45m.	122
Figura 7.62 - Campo de tensões horizontais na cota 91,15m e 81,45m	122
Figura 7.63 - Campo de deformações plásticas na cota 91,15m e 81,45m	122
Figura 7.64 - Modelo numérico tridimensional considerado nos poços 1 a 5	125
Figura 7.65 - Malha de elementos finitos utilizada	125
Figura 7.66 - Deformações perpendiculares à parede dos poços.	126
Figura 7.67 - Aspeto da malha deformada – Vista em planta e perspetiva.	126
Figura 7.68 - Malha de diferenças finitas no poço de ventilação.	127
Figura 7.69 – Dois dos parâmetros considerados na análise: a) Coesão; b) Peso Especifico.	129
Figura 7.70 - Desenvolvimento das tensões verticais. Avanço de 5m e de 40m	129
Figura 7.71 - Desenvolvimento das tensões horizontais. Avanço de 5m e de 40m	130
Figura 7.72 - Desenvolvimento das plastificações no maciço. Avanço de 5m e de 40m	130
Figura 7.73 - Ilustração das diferentes espessuras do revestimento primário do PV	131
Figura 7.74 - Malha utilizada – revestimento primário - Vista 3D.	131
Figura 7.75 - Força na direção horizontal e vertical	133
Figura 7.76 - Deformações perpendiculares á parede do poço	133
Figura 7.77 - Considerações dos volumes equivalentes	134
Figura 7.78 - Equipamento e material utilizado.	137
Figura 7.79 - Exemplo de esquema de implantação de alvos em edifícios (EMEF) da estação	137
Figura 7.80 - Exemplo de aplicação de régua de nivelamento.	138
Figura 7.81 - Exemplo de aplicação e leitura das marcas de superfície.	139
Figura 7.82 - Exemplos de tipos de piezómetros	140
Figura 7.83 - Esquema de implantação dos inclinómetros da estação.	141
Figura 7.84 - Exemplo de inclinómetro e a sua leitura.	141
Figura 7.85 – Exemplos de strain gauges.	142
Figura 7.86 – Esquema de implantação dos <i>strain gauges</i> no pilar 7 e 8 da estação	143
Figura 7.87 - Esquema de implantação das secções de convergência no poço 1, 2, 3 e 4	144
Figura 7.88 - Esquema de implantação das secções de convergência no poço de ventilação	144
Figura 7.89 - Instrumentação da Estação da Reboleira – Planta	147
Figura 7.90 - Instrumentação da Estação da Reboleira – perfil.	148
Figura 7.91 - Instrumentação do Poço de Ventilação – Planta e perfil.	149
Figura 7.92 - Cartografia geológica-geotécnica – caraterização geotécnica da estação	154

Figura 7.93 - Esquema de implantação das marcas de superfície na estação	157
Figura 7.94 – Esquema de implantação das cordas de convergências nos poços 1 a 5 - Planta....	160
Figura 7.95 – Cartografia geológico-geotécnico – caracterização geotécnica no PV	165
Figura 7.96 - Instrumentação do poço de ventilação – planta.....	166
Figura 7. 97 – Foto aérea dos poços pelo método NATM.....	174

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Campo de Aplicação das Estruturas de Contenção sem Escavação na Tardoz.....	24
Quadro 3.2 - Volumes de terras movimentadas.	30
Quadro 3.3 - Fatores/Causas e respectivas consequências do déficit de investigação geotécnica...31	
Quadro 3.4 - Esquema dos Eurocódigos e a estrutura do EC7-1.....	36
Quadro 4.5 - Instrumentos para medição de grandezas relativas à água.	48
Quadro 4.6 - Instrumentos para determinação de inclinação e rotação.	48
Quadro 4.7 - Instrumentos para medição de deslocamentos e deformações.....	49
Quadro 4.8 - Instrumentos para monitorização de juntas e fissuras.	50
Quadro 4.9 - Instrumentos para medição de pressões.	50
Quadro 4.10 - Classes de risco relativo ao tipo de dano em edifícios.....	56
Quadro 4.11 – Medidas a adotar relativo ao tipo de dano em edifícios.	57
Quadro 5.12 – Listagem de atividades de riscos elevados/especiais.	71
Quadro 5.13 - Quadro tipo de matriz de identificação de perigos e avaliação de riscos.	74
Quadro 5.14 – Lista não exaustiva de riscos potenciais, equipamentos e mão-de-obra.	75
Quadro 5.15 - Riscos decorrentes da escavação dos poços.	76
Quadro 5.16 - Riscos decorrentes da instalação de instrumentação e da atividade de monitorização.....	76
Quadro 5.17 – Procedimentos para autorização na utilização de plataformas.	78
Quadro 7.18 – Parâmetros considerados para cada zonamento geotécnico da estação.	117
Quadro 7.19 – Parâmetros geomecânicos.....	128
Quadro 7.20 - Dados relativos aos alvos instalados.	136
Quadro 7.21 - Dados relativos às régua de nivelamento instalados nos edifícios.	138
Quadro 7.22 - Dados relativos às marcas de superfície instalados.	139
Quadro 7.23 - Dados relativos aos piezómetros instalados.....	140
Quadro 7.24 -Dados relativos aos inclinómetros instalados.	141
Quadro 7.25 - Dados relativos aos <i>strain-gauges</i> instalados.....	142
Quadro 7.26 -Dados relativos às convergências instaladas.	143
Quadro 7.27 - Resumo da instrumentação aplicada na estação e no poço de ventilação.	145
Quadro 7.28 - Valores de referência de assentamentos nos marcos de superfície.....	151
Quadro 7.29 - Valores de referência das convergências dos poços 1 a 5	152
Quadro 7.30 - Valores de referência para recalques e convergência/divergência	152
Quadro 7.31 – Principais diferenças e semelhantes de poços idênticos pelo método NATM.	173
Quadro 7.32 – diferenças dos parâmetros geotécnicos considerados para ambas os poços.	174

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 – Acidentes de trabalho por setor de atividade em 2010.....	64
Gráfico 5.2 – Acidentes de trabalho, total e mortais, do ano 200 a 2009.	64
Gráfico 7.3 - Impulso do maciço atuante – esq.) No poço 1; dir.) No poço 2, 3 e 4.....	123
Gráfico 7.4 - Impulso adotado como carregamento para o revestimento dos poços.....	123
Gráfico 7.5 – Evolução das deformações do alvo A-4	155
Gráfico 7.6 – Evolução das deformações do alvo TA-3 do talude 5	155
Gráfico 7.7 – Evolução das deformações dos alvos T1 e T4.....	156
Gráfico 7.8 - Evolução das deformações nas marcas de superfície M1 a M4 - poço 1.....	158
Gráfico 7.9 - Evolução das deformações das marcas de superfície da Grua 1.....	158
Gráfico 7.10 – Evolução dos deslocamentos do inclinómetro InP-1	159
Gráfico 7.11 - Evolução do medidor de nível de água Mna-1 entre o poço 1 e 2.....	160
Gráfico 7.12 – Evolução da deformação das cordas à cota 90,65, no poço 1	161
Gráfico 7.13 – Evolução da deformação das cordas à cota 90,65, no poço 5	162
Gráfico 7.14 - Evolução das tensões dos <i>strain gauges</i> instalados na viga 4.....	163
Gráfico 7.15 - Evolução das tensões dos <i>strain gauges</i> instalados na estaca-pilar 7 e 8.	164
Gráfico 7.16 -Evolução dos alvos em edifício A-12.5 e A-12.6.....	167
Gráfico 7.17 - Evolução dos alvos em edifício A-5.1 e A-5.2	167
Gráfico 7.18 – Evolução dos alvos em edifício A-3.3 e A-3.4	168
Gráfico 7.19 - Evolução das deslocações das régua nos edifícios R 5.1	168
Gráfico 7.20 - Evolução das deslocações das régua no edifício R 12.2	169
Gráfico 7.21 – Evolução das deformações das marcas de superfície na periferia do PV	170
Gráfico 7.22 – Evolução da deformação das cordas N1-N3 e N2-N4 à cota 93,04	171

LISTA DE ABREVIATURAS

ACT – Autoridade para as Condições de Trabalho

APA – Agência Portuguesa do Ambiente

ATO – Acompanhamento Técnico da Obra

CVL – Complexo Vulcânico de Lisboa

CSG - Coeficiente de Segurança Global

CJC – CJC Engenharia e Projecto Ltda

EC7 - Eurocódigo 7

ELU – Estado Limite Último

FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua

GEP – Gabinete de Estratégia e Planeamento

GSI – Geological Strength Index

ISSMGE - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

NA – Não Aplicado

NATM – New Austriac Tunnelling Method

ML – Metropolitano de Lisboa

NE, ACE – Nova Estação, ACE

NF – Nível Freático

OERN – Ordem dos Engenheiros da Região Norte

OMS – Organização Mundial de Saúde

PMEP – Plataforma Móvel de Elevação de Pessoas

PV – Poço de Ventilação

Q-system - Rock Tunnelling Quality Index

RECAPE – Relatório de Acompanhamento Ambiental do Projeto de Execução

RMR - Rock Mass Rating

RQD - Rock Quality Designation

STRAP – Strutural Analysis Program

TF – Telas Finais

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Aceleração
A, S	Área
C	Coesão
D	Diâmetro da escavação
E_m	Módulo de elasticidade do maciço
E	Módulo de deformabilidade
F	Grau fraturação (ISRM)
H	Profundidade de escavação
K	Módulo de compressibilidade
k_0	Coefficiente de impulso em repouso do terreno
k_a	Coefficiente de impulso ativo do terreno
W	Grau de alteração (ISRM)
V	Volume
r	Raio
x	Distância da parede
Ψ	Ângulo de dilatância do maciço
δ	Deslocamento
ϕ	Ângulo de atrito
γ	Peso específico do solo
γ_s	Peso específico dos sólidos
τ	Tensão tangencial ou de corte
ν	Coefficiente de <i>Poisson</i>

1. Introdução

1.1 Enquadramento da tese

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito da unidade curricular de projeto do Curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

1.2 Objetivos

Este trabalho pretende abordar a execução de poços em meios urbanos, onde existe pouca informação bibliográfica tendo como comparação a imensa informação relativa a obras subterrâneas – túneis. Ainda mais, a solução construtiva abordada nesta tese, composta por cinco poços, com estas dimensões são únicas em Portugal, e com maior interesse do ponto de vista da engenharia.

São abordadas as soluções adotadas pelo projetista, bem como o plano de instrumentação, com a função de monitorizar o comportamento dos maciços durante a fase de construção e estabelecer comparações com as simulações que integram o projeto, procurando esclarecer as incertezas de projeto, dado que as condições oferecidas pela natureza não se regem por um padrão, mesmo em maciços de características semelhantes, existindo sempre um determinado grau de incerteza e a que a instrumentação pretende dar resposta.

Ao longo do presente trabalho é referido o momento atual da economia, e como este se reflete de imediato no setor da construção, com inerente necessidade de redução de custos e como poderá afetar a investigação geotécnica e comprometer o projeto. Estes fornecem parâmetros necessários ao projetista. Não obstante os constrangimentos financeiros, há etapas do projeto que não deverão ser comprometidas, como seja a fase de investigação geotécnica, que, numa obra do cariz da que é estudada no presente trabalho, terá necessariamente que ser levada a cabo com um detalhe tal que permita fornecer uma base para o cálculo de, por exemplo, a previsão da bacia de subsidência (ou assentamentos superficiais) que é resultado de uma apurada investigação geotécnica, que permite fornecer ao projetista elementos para realização de análise numérica e semi-empírica para o cálculo dos esforços solicitantes.

Devido à abrangência do tema anteriormente mencionado, alguns assuntos serão tratados superficialmente, tendo-se optado unicamente pela sua descrição simplificada e apresentação de resultados com exposição de alguns exemplos, devido ao facto de constituírem matérias

importantes e de estarem relacionados com a instrumentação e monitorização deste tipo de obras e com os processos construtivos adotados.

A instrumentação geotécnica utilizada e descrita, foi a suficiente para a informação pretendida, no que aos poços diz respeito. Na obra em questão que incluía a construção de três túneis existiu mais instrumentação, mas esta foi instalada para acompanhamento dos referidos túneis, que por estarem próximos dos poços em estudo, forneciam a informação suplementar sem necessidade de duplicação de instrumentação, não sendo no entanto alvo de abordagem neste trabalho, limitado exclusivamente aos poços.

1.3 Organização da tese

O presente documento encontra-se dividido em oito capítulos, de acordo com a organização do trabalho. No primeiro capítulo são apresentados os objetivos e a organização da tese.

O segundo capítulo aborda as escavações em termos gerais, diferenciando essencialmente as escavações pela sua classificação e técnicas de escavação. Ainda aborda, de uma forma mais concreta, somente as estruturas de contenção com escavação na vertical, remetendo para a execução de poços, tema em apreço no estudo de caso.

No terceiro capítulo descreve-se o projeto e investigação geotécnica, e os passos necessários ao esclarecimento geológico-geotécnico que visa fornecimento de elementos fundamentais para execução do projeto. Ainda é abordado o Eurocódigo 7, peça igualmente fundamental no projeto de estruturas geotécnicas.

Tudo o que envolve a instrumentação e a monitorização em termos gerais é descrito no capítulo quatro. Aqui é também realçada a função de cada um dos intervenientes em fase de obra no acompanhamento da monitorização.

No quinto capítulo descreve-se a segurança e higiene no trabalho, focando as responsabilidades dos vários intervenientes e avaliação de riscos no papel da prevenção com realce a dois aspetos distintos: riscos profissionais decorrentes da execução da escavação dos poços e a outra, os riscos profissionais específicos do trabalho de monitorização da obra.

No sexto capítulo realiza-se uma descrição do projeto da obra da Estação da Reboleira. Nele se descrevem as principais características da empreitada, como o processo, faseamento e a execução do projeto na fase de escavação e revestimento primário.

No sétimo capítulo apresenta-se o caso em estudo sobre os poços da estação e o poço de ventilação. Toda a instrumentação da empreitada, as atividades da observação geotécnica, relatórios de acompanhamento, comportamentos das estruturas envolventes. No final, os poços da estação pela sua dimensão e método executivo é feita uma comparação com outro poço de execução semelhante.

Por último, e não menos importante, o oitavo capítulo, relativo à apresentação das necessárias conclusões, onde se realça a importância do tema para o setor da construção, para a segurança das obras e em particular para a geotecnia.

2. Escavações

2.1 Introdução

De uma maneira geral, as obras de engenharia civil de grande ou pequeno porte exigem trabalhos prévios de terraplanagem ou movimento de terras. A escavação é uma das operações que é, porventura, uma das mais importantes de todo o processo de terraplanagem. Uma escavação pode ser realizada com dois diferentes objetivos, os quais podem ser a de bens minerais ou a abertura de espaços para fins diversos.

A escavação é o processo empregado para romper a compacidade do solo ou rocha, por meio de ferramentas e processos convenientes, tornando possível a sua remoção. As operações de escavações são normalmente completadas pelo carregamento do material escavado, transporte e descarga para corpo de aterro ou para o vazadouro.

As escavações com finalidade de abertura de espaços visam a retirada de solo de um dado terreno a fim de se atingir a profundidade ou a cota necessária à execução de uma determinada construção, desde edifícios, adutoras de água, canais, coletores de esgoto, barragens, rede de metropolitano, estradas, ferrovia, aeroportos, pontes, portos, aterros sanitários, entre outros.

Por esse amplo espectro de aplicações, fica claro que devemos estudar os serviços de escavação em função dos aspectos técnicos neles envolvidos, e não pelo porte ou tipo da obra a que se destinam. Estes aspectos serão descritos no ponto 2.5 – *Tipos de escavação*.

2.2 Evolução Histórica

Até ao aparecimento dos equipamentos mecanizados, a movimentação de terras e mais concretamente a escavação era feita totalmente pelo homem utilizando pás e picaretas para o corte. Este tipo de trabalho era de pouco rendimento e, como tal, a sua continuidade dependia, sobretudo, de mão-de-obra abundante e barata. Segundo Ricardo e Catalini (1981) “para obter a produção de 50 m³/h de escavação, empregar-se-iam, pelo menos 100 homens”. Estes autores referem ainda que, embora a escavação manual seja um processo mais lento, “os prazos de execução da movimentação de terras em grandes volumes eram razoáveis, se comparados com os atuais”, isto desde que a mão-de-obra fosse abundante.

Entretanto, com uma mão-de-obra cada vez mais cara e em consequência do desenvolvimento tecnológico, aparecem os equipamentos mecanizados. Estes equipamentos não eliminaram totalmente a terraplanagem manual, embora seja esta a intenção de muitas pessoas ligadas ao ramo da construção. Com a diminuição e encarecimento da mão-de-obra devido sobretudo à industrialização, os atuais equipamentos mecanizados tem a vantagem de proporcionar alto

rendimento ou produtividade o que naturalmente conduz a preços mais baixos se comparados com os preços referentes ao processo de escavação manual.

A escavação mecanizada permite o desmonte de grandes volumes de terras em prazos curtos mas requer investimentos em equipamentos de alto custo, investimentos estes que nem todas as empresas podem suportar. Por outro lado, a escavação mecânica exige um bom planejamento e execução o que só está ao alcance de empresas com alto padrão de eficiência. Outra das características da escavação mecanizada é que reduz a mão-de-obra, mas necessita de especialização profissional.

Nos dias de hoje, cada vez mais se aposta no rendimento do operador/manobrador dos equipamentos introduzindo tecnologias sofisticadas no apoio aos trabalhos (lubrificação automática e sistema de ventilação em martelos demolidores hidráulicos, computador de bordo), bem como no melhoramento do conforto do posto de trabalho (introdução de cabines insonorizadas, disponibilização de meios áudio, ar condicionado, assentos ergonômicos, redução das vibrações). Estes últimos contribuem também para a redução da sinistralidade laboral específicos desta categoria profissional.

2.3 Ocupação do espaço do subsolo

A ocupação do subsolo para a implantação de uma obra de engenharia civil tem, nas últimas décadas, registado uma tendência cada vez maior para a utilização do espaço subterrâneo, satisfazendo não só as carências de espaço nas áreas urbanas em grande desenvolvimento, mas também resolvendo problemas que o desenvolvimento de uma sociedade moderna impõe, aproveitando algumas características interessantes do meio rochoso, para construção de infraestruturas, sendo exemplos:

- Câmaras frigoríficas;
- Depósitos de combustíveis, águas das chuvas para controle de cheias;
- Depósito de armamento e abrigos especiais;
- Barragens, entre outros.

2.4 Classificação das escavações

As escavações podem ser classificadas em duas classes distintas: as escavações a céu aberto e as escavações subterrâneas. Em ambas as categorias encontramos diferenças nos procedimentos de corte e desmonte do maciço rochoso e na estruturação do desmonte para que não haja desabamentos. Na presente tese serão abordados exclusivamente as escavações a céu aberto, no caso específicos dos poços.

Com base no comprimento da fundação, na sua largura, e na profundidade medida na vertical do nível do terreno, definem-se para estas os seguintes tipos:

- *Trincheira ou vala*: Escavação longa com largura e profundidade variável;
- *Galeria / Túnel*: Escavação subterrânea horizontal ou inclinada, que estabelece ligação entre poços de uma mina. A escavação pode ser realizada por meio de explosivos ou por meio de equipamentos mecânicos.
- *Escavação a céu aberto*: Escavação mais ou menos larga normalmente destinada a fundações para a construção de edifícios e implantação de poços ou aterros.

2.5 Tipos de escavações

Diferentes autores defendem que as escavações podem ser classificadas relativamente ao tipo de maciço, quanto ao tipo de utilização final, bem como relativamente a eventuais constrangimentos. Outros, defendem a classificação dos serviços de escavação em função dos aspetos técnicos neles envolvidos, e não pelo porte ou tipo da obra a que se destinam. Quanto a nós este é a perspetiva mais adequada.

Assim, as escavações caracterizam-se pelos seguintes aspetos:

- Quantidade de solo a ser removido;
- Localização da escavação;
- Dimensões da escavação;
- Tipo de solo a ser escavado;
- Destino dado ao material retirado.

Ao considerarmos esses diferentes aspetos, podemos então classificar os tipos de escavações nas diferentes categorias abaixo apresentadas, a saber:

- Grandes volumes em áreas limitadas (p.e. construção de edifícios com vários pisos enterrados);
- Grandes volumes em grandes áreas (p.e. terraplanagem);
- Solos não consolidados, sobretudo argilas e siltes (p.e. canais e construção de portos);
- Escavações verticais em áreas limitadas (p.e. construção de edifícios, mas são tipicamente executadas em solos não coesivos ou quando existe a presença de água);
- Abertura de valas (p.e. em obras lineares: galerias, adutoras, túneis);
- Abertura de túneis (p.e. rodoviários e ferroviários);
- Dragagem (p.e. em leitos de rio e portos marítimos);

2.6 Geometria das escavações

O projeto de uma escavação a céu aberto é condicionado na sua grande maioria pelo espaço disponível para o efeito. Principalmente quando pretendemos implementar num meio urbano, onde existem constrangimentos ao nível de ocupação do espaço, derivado ao excesso de construções. Assim, a forma que os mesmos podem apresentar são em função dos condicionalismos existentes, podendo ser: quadrados (figura 2.1a), retangulares (figura 2.1b), circulares e elípticos (figura 2.1c) e mistos (figura 2.1d). Quando estes condicionalismos não existem, os projetos podem ter as mais diversas formas, tendo o projetista mais liberdade de opção, sendo que os mais vantajosos em função do aproveitamento do espaço, em função do volume de material retirado, bem como da melhor capacidade de auto-sustentação do terreno, em termos de distribuição de tensões de forma a tirar maior proveito das características do terreno que são o caso dos circulares e elípticos.

Assim a forma vai depender de:

- Tipo de maciço terroso/rochoso;
- Tipo de construção;
- Existência de construções na proximidade da escavação;
- Prazo de execução imposto pelo dono de obra;
- Custos de execução.



Figura 2.1 – Geometria dos poços: a) Quadrada; b) Retangular; c) Circular/elíptica; d) Mista.

2.7 Técnicas de escavação

Sob o ponto de vista da escavabilidade, os materiais da superfície terrestre classificam-se em: rochas e solos. A maior ou menor dificuldade que estes materiais oferecem ao desmonte (resistência ao desmonte) vai condicionar as técnicas a utilizar no mesmo. Assim, a escavação pode ser realizada com recursos a explosivos ou com meios mecânicos (ver figura 2.3). Nos meios mecânicos poderão ser realizados através de balde, *riper*, roçadora e por martelo demolidor, acessórios acoplados nos mais diversos equipamentos de escavação (figura 2.2).

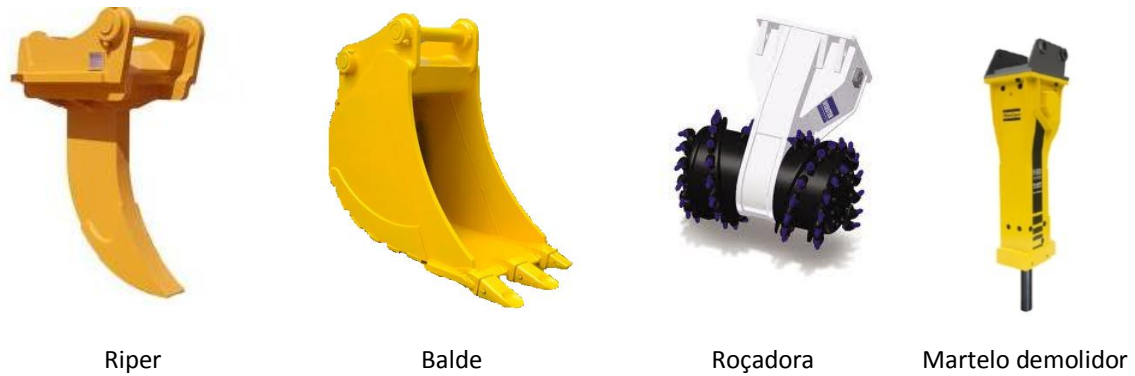


Figura 2.2 - Acessórios para acoplar na escavadora.

São exemplos de equipamentos mecânicos as tuneladoras, vulgarmente designadas por TBM (Tunnel Boring Machine), as máquinas de ataque pontual, vulgarmente designadas por roçadoras e as escavadoras giratórias. Esta última, a mais utilizada quer nos trabalhos de escavação a céu aberto como subterrâneas, devido em grande parte à sua versatilidade de acoplar acessórios mencionados anteriormente. (ver figura 2.2).

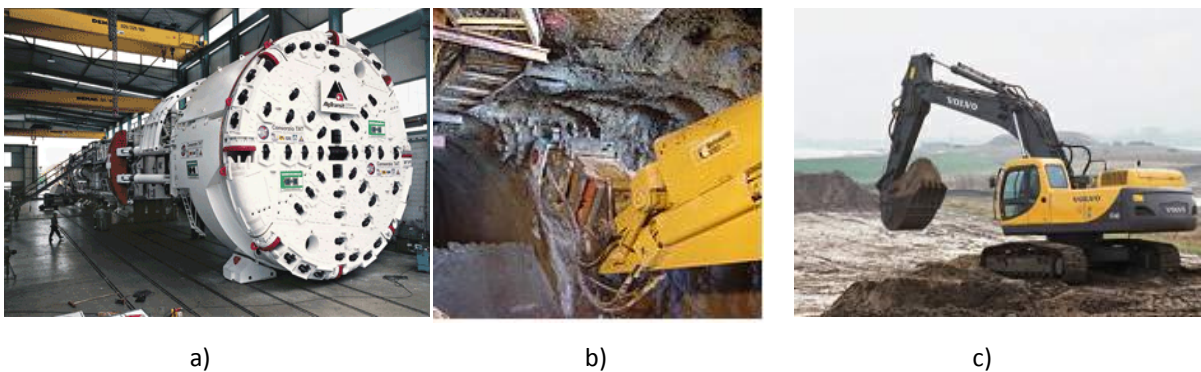


Figura 2.3 - Equipamentos – a) TBM; B) Máquina de ataque pontual; C) Escavadora giratória.

A escolha da técnica de desmonte é feita em função dos seguintes fatores (adaptado de Bastos, 1998):

- Geológico-geotécnicos (geomecânica; zonamento geotécnico, entre outros);
- Geométricos (dependendo da forma, dimensões e comprimento, profundidade da escavação impostos pelo dono de obra ou pelo projetista);
- Estruturais (gasodutos, refinarias, caminhos de ferro, hospitais, centrais nucleares, entre outros);
- Riscos (Assentamentos à superfície, danos estruturais na vizinhança, entre outros);
- Geográficos (meio urbano densamente populacional);
- Ambientais (Preservação ambiental, zonas ecológicas protegidas, cursos de água e aquíferos, entre outros);

- Económicos;
- Prazo¹;
- Burocráticos²

De uma forma sucinta, as razões burocráticas e de prazos podem sobrepor-se por exemplo à opção de escavação mecânica em detrimento de utilização de meios explosivos e a forma geométrica na execução de uma escavação devido à necessidade de cumprimento de prazos.

2.8 Fatores que influenciam a movimentação do terreno

Na execução das escavações e nos trabalhos no seu interior, o principal e mais evidente perigo são os movimentos acidentais do terreno. Dependendo da dimensão do movimento e quanto à sua origem, este pode trazer graves consequências aos trabalhadores e às estruturas da própria obra e outras vizinhas à escavação.

As possíveis movimentações do terreno podem ter origem por influências e perturbações de fatores internos e externos, a seguir mencionados:

Fatores Internos:

- Dimensões da escavação (p.e. profundidade);
- Propriedades dos solos ou rochas envolvidos (p.e. coesão, ângulo atrito, coeficiente *poisson*, cisalhamento, resistência compressão e tração, entre outros);
- Pressão hidrostática devido à água no terreno;
- Velocidade de escavação;
- Tempo decorrido entre a escavação de cada painel e a execução da contenção;
- Sequência nos processos de escavação e contenção;
- Tipo de contenção adotado e características mecânicas do mesmo;

¹ Incluímos mais estes dois fatores, que são de razão burocrática e de cumprimento de prazos, que podem anular a maior parte dos fatores anteriormente enumerados e que serão abordados no *Capítulo 6 – Projeto de execução*.

² *idem*.

Fatores Externos:

- Estruturas e instalações vizinhas (infra-estruturas enterradas próximas, fundações rasas ou diretas);
- Cargas temporárias (material removido depositado junto da escavação, movimentação de máquinas próximas à escavação, entre outros);
- Condições meteorológicas adversas ou abrutadas.

Tendo em conta estes fatores é necessário estudar as características geológicas-geotécnicas do terreno a escavar, tanto mais quando se trabalha em zonas urbanas. Assim, os riscos de acidentes em escavações são diretamente proporcionais ao conhecimento insuficiente das características do terreno escavado.

Desta forma, ao longo dos capítulos da presente tese será dada ênfase à importância da investigação geotécnica e a importância desses dados no apoio e opções de projeto, que através de medidas preventivas minimizaram ou excluíram possíveis riscos por influência dos fatores atrás mencionados.

2.9 Estruturas de contenção com escavação na vertical

Para além de estruturas de contenção com escavação na vertical, existem outras estruturas de contenção a considerar quando não temos limitação de espaço, como a execução de escavação em talude para execução de muro de gravidade/contenção. No âmbito da presente tese, somente serão abordadas as estruturas de contenção com escavação na vertical, dada a sua particular relevância na execução de poços.

A contenção de escavações torna-se necessária quando a estrutura do maciço não apresenta condições de manter-se estável por si só, ou quando se deseja restringir os deslocamentos dentro de certo intervalo, ou ainda por questões de segurança. Para isto utilizam-se as estruturas de contenção, sendo frequente hoje em dia a utilização de contenções nas escavações, com maior ocorrência nos meios urbanos onde as áreas disponíveis de construção são muito reduzidas. A geotecnia de fundações disponibiliza um leque alargado de soluções que se apresenta de seguida (figura 2.4) e podemos distingui-las de duas formas:

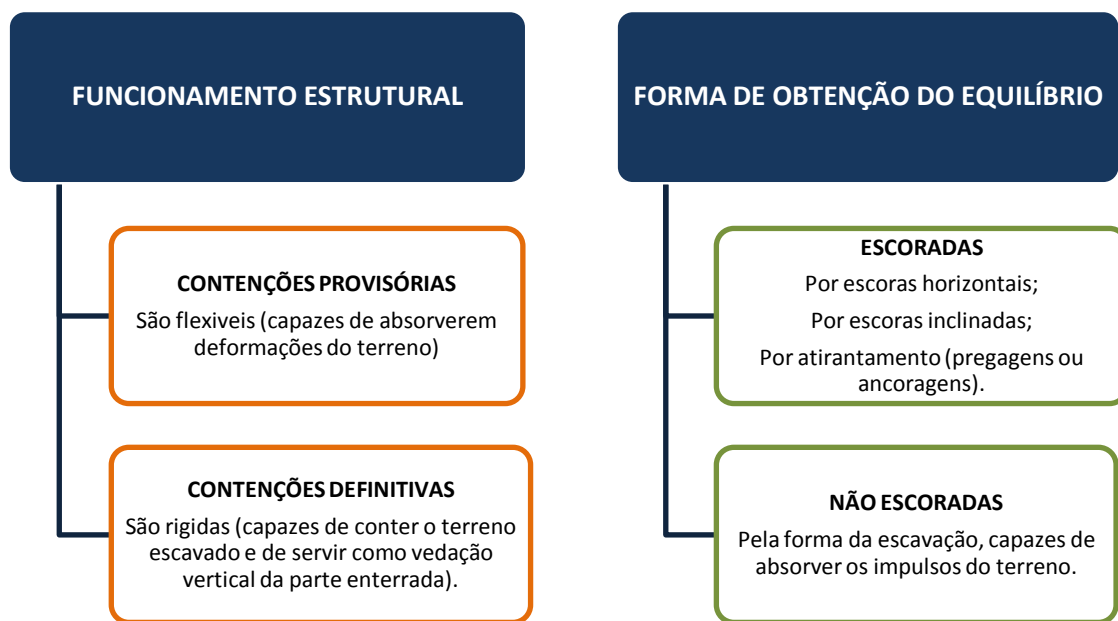


Figura 2.4 - Esquema de tipos de estruturas de contenção.

É cada vez mais frequente a utilização de pregagens ou ancoragens pelas mais variadas razões: permite uma parede de contenção de menor espessura e com menor consumo de aço e betão, já que está sujeito a menores esforços. Outra vantagem é que a área escavada fica livre das interferências causadas pelas escoras, facilitando a execução das estruturas nela previstas.

Os tipos mais comuns de estruturas de contenção executadas com escavação na vertical, correspondem, atualmente em Portugal, às soluções de *Berlim* definitivo, *Berlim* provisório, parede moldada, cortina de estacas, cortina de colunas de *jet-grouting* e cortina de estacas prancha, e método de escavação sequencial ou método NATM desde 2003. Estas soluções são adotadas quando as condições de vizinhança não permitem a escavação e o aterro no tardo, distinguem-se pelos materiais e, sobretudo, pelas metodologias construtivas.

2.9.1 Contenções do tipo *Berlim* definitivo

Este tipo de solução muito utilizada em Portugal é, em teoria, económica quando o desnível de terras a conter não é superior a cerca de 12 m e quando os terrenos a conter apresentam média a elevada compacidade e/ou coesão. Como principal desvantagem destaca-se a possibilidade de descompressão dos terrenos durante as operações de escavação e a dependência do fator

humano, tornando os rendimentos baixos quando os faseamentos construtivos teóricos são respeitados, condição importante para evitar a referida descompressão dos terrenos a conter.

Este tipo de contenção consiste na execução de uma parede constituída por painéis com espessura, em geral variável entre 0,25 a 0,35 m, de cima para baixo, apoiados em perfis verticais, previamente instalados no terreno antes do início dos trabalhos de escavação e com afastamento médio em geral não superior a 3 m. O travamento é garantido através da realização de ancoragens ou escoramentos aplicados, em geral, no centro dos painéis, conforme representado na figura 2.5.

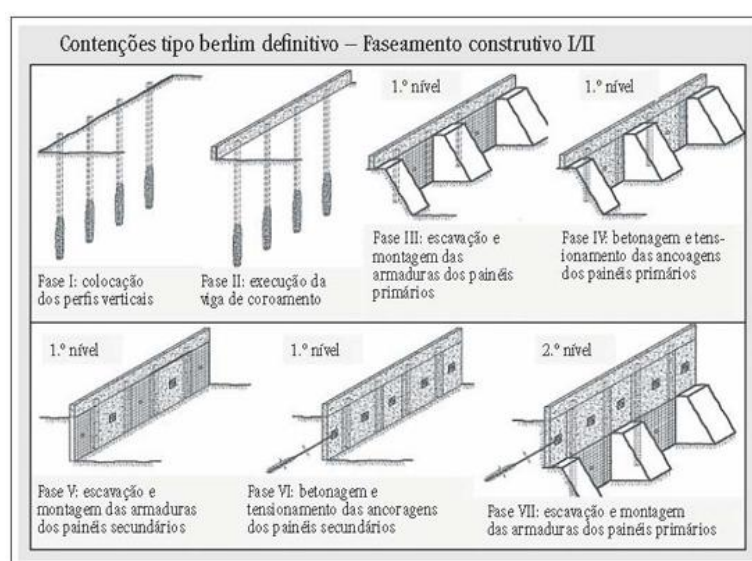


Figura 2.5 - Contenção tipo Berlim definitivo (site: construironline, 2012).

2.9.2 Contenções do tipo Berlim provisório

Este tipo de solução é igualmente muito utilizada em Portugal em particular em obras provisórias e quando os terrenos a conter apresentam média a elevada compacidade e/ou coesão. Conceptualmente apresenta muitas semelhanças com a anterior, sendo contudo menor a possibilidade de descompressão dos terrenos durante as operações de escavação, em virtude da colocação das pranchas de madeira poder ser mais rápida do que a betonagem dos painéis.

De uma forma simples, este tipo de contenção consiste na execução de uma parede constituída por barrotes de madeira, com espessura em geral de 8 a 10 cm, de cima para baixo, apoiados em perfis verticais, previamente instalados no terreno antes do início dos trabalhos de escavação com afastamento médio em planta, em geral, não superior a 1,5 m. Como mostra a figura 2.6 e

2.7, a contenção é em geral travada por ancoragens ou escoramentos apoiados em perfis metálicos horizontais de distribuição.



Figura 2.6 - Cortina de contenção tipo Berlim provisório com escoramento (site: engenhariacivil.com).

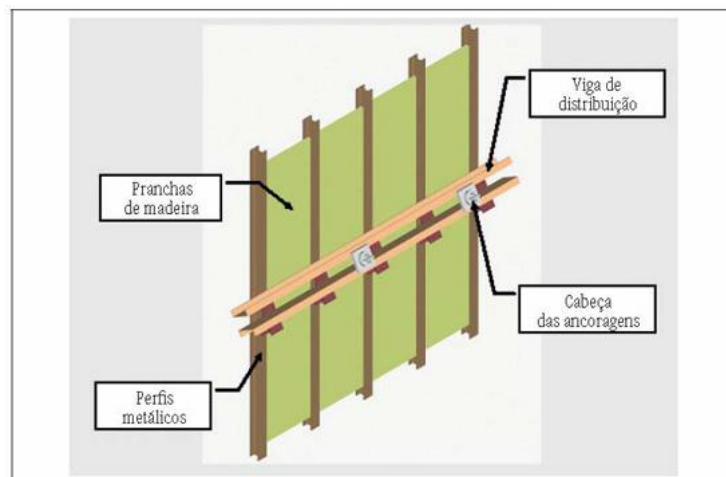


Figura 2.7 - Contenção tipo Berlim provisório com ancoragens (site construironline, 2012).

2.9.3 Parede moldada

Este tipo de solução tem sido muito utilizada em Portugal, recorrendo a equipamentos mecânicos e hidráulicos, quando os terrenos a conter apresentam um desnível grande, baixa coesão e/ou coesão e ainda quando o nível freático se localiza acima do fundo da escavação em terrenos permeáveis e isentos de materiais pedregosos. Como principal vantagem destaca-se a limitação da decompressão dos terrenos durante as operações de escavação e a menor dependência do fator humano, tornando os rendimentos altos e sem riscos para a obra. Como principal

desvantagem refere-se a espessura mínima de 0,40 m, determinada por razões construtivas, que a parede deverá dispor, à qual deverá ser adicionada a espessura mínima de 0,20 m dos muros guia, exteriores à parede ao nível da viga de coroamento.

Genericamente consiste na execução de painéis verticais (barretas) justapostos e sem continuidade estrutural no sentido horizontal, com exceção da conferida pela viga de coroamento. Os painéis são escavados numa vala com a espessura da parede e betonados, de baixo para cima, a partir da superfície do terreno, previamente aos trabalhos de escavação, conforme metodologia apresentada na figura 2.8. Os travamentos são conferidos em geral através de ancoragens e de escoramentos. Comparativamente com as soluções de Berlim, esta técnica minimiza a descompressão dos terrenos escavados uma vez que a parede é realizada, com exceção dos respetivos travamentos, integralmente antes da escavação (construironline).

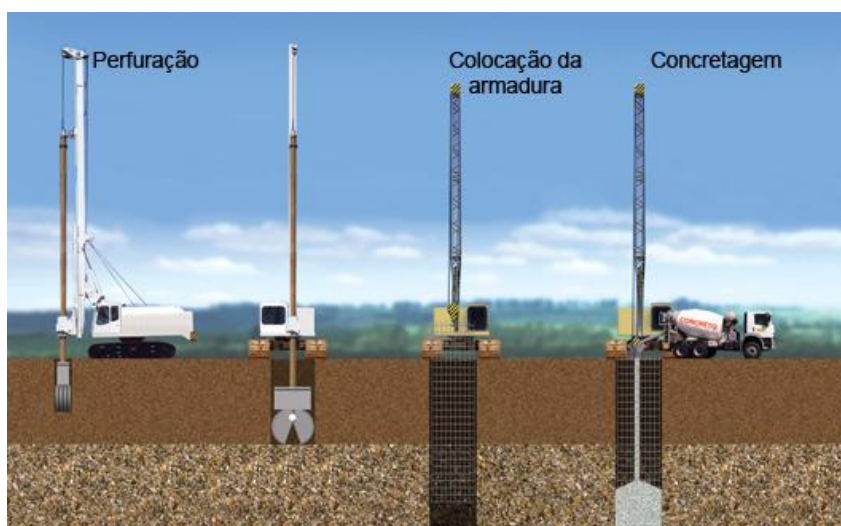


Figura 2.8 - Metodologia executiva de parede moldada “in situ” (site: geofund.com.br).

2.9.4 Cortina de estacas

Este tipo de solução tem sido muito utilizada em Portugal quando os terrenos a conter apresentam grande desnível, integram elementos pedregosos que tornam difícil o recurso à solução de paredes moldadas com equipamentos mecânicos e hidráulicos e quando o nível freático se situa acima do fundo da escavação. Como principal vantagem destaca-se a limitação da descompressão dos terrenos durante as operações de escavação e a menor dependência do fator humano, tornando os rendimentos altos e sem riscos para a obra. Como principal desvantagem refere-se o diâmetro mínimo de estacas moldadas de 0,40 m (trado contínuo) ou 0,50 m (vara telescópica), determinado por razões construtivas, que a cortina deverá dispor.

Genericamente consiste na execução de estacas, em geral não justapostas, ou seja, no limite apenas secantes. Quando é necessário assegurar o efeito de parede, por exemplo em escavações abaixo da cota do nível freático e em terrenos permeáveis, é usual intercalar estacas de betão simples ou colunas de *jet grouting* com estacas de betão armado. As estacas são realizadas a partir da superfície do terreno, previamente aos trabalhos de escavação. Os travamentos são conferidos em geral através de ancoragens e de escoramentos (ver figura 2.9). Tenta-se que o primeiro travamento seja realizado ao nível da viga de coroamento, de forma a minimizar o número de vigas de distribuição onde são, em geral e de modo a garantir um comportamento mais uniforme da cortina, aplicados os travamentos dos níveis inferiores. Comparativamente com as soluções de Berlim esta técnica minimiza a descompressão dos terrenos escavados uma vez que a cortina, com exceção dos respetivos travamentos, é realizada integralmente antes da escavação.



Figura 2.9 - Cortina de estacas com ancoragens nas vigas, executada na obra em estudo (NE ACE, 2011).

Na figura anterior é perceptível que o espaçamento entre estacas pode ser variável e depende essencialmente do terreno (solo ou rocha), do nível freático e presença de estruturas vizinhas à escavação.

2.9.5 Cortina de colunas de jet grouting

Este tipo de solução tem nos últimos anos sido muito utilizada em Portugal quando os terrenos a conter apresentam reduzido a médio desnível, quando o nível freático se situa acima do fundo da escavação e as condições de acesso não permitem o recurso a equipamentos pesados e de grande dimensão, como é o caso dos que executam paredes moldadas e estacas. Constitui igualmente uma alternativa à solução de cortina de estacas prancha, em particular se existem restrições às condições de acesso de equipamentos e se os terrenos integram materiais pedregosos. Como

principal vantagem destaca-se a limitação da descompressão dos terrenos durante as operações de escavação e a menor dependência do fator humano, tornando os rendimentos altos e sem riscos para a obra.

Genericamente consiste na execução de colunas justapostas, por vezes armadas com perfis metálicos. As colunas são realizadas a partir da superfície do terreno, previamente aos trabalhos de escavação. Comparativamente com as soluções de Berlim esta técnica minimiza a descompressão dos terrenos escavados uma vez que a cortina é realizada integralmente antes da escavação, conforme mostra figura 2.10.

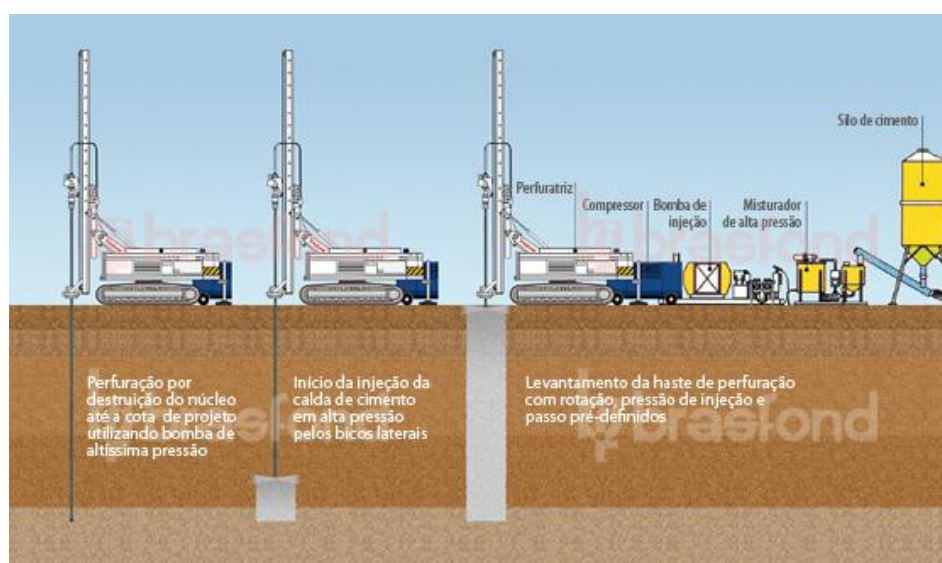


Figura 2.10 - Execução de *jet-grouting* (site: brasfond, 2012).

2.9.6 Cortina de estacas prancha

Este tipo de solução é bastante utilizada em Portugal quando os terrenos a conter apresentam baixa compactidade e/ou coesão, encontram-se isentos de elementos pedregosos, e quando o nível freático se localiza acima do fundo da escavação em terrenos permeáveis. O sistema de juntas permite garantir a estanqueidade da cortina caso a mesma disponha de uma geometria, em planta, fechada. Este campo de aplicação corresponde assim, na maioria das situações, a trabalhos de natureza marítima e fluvial. Nas intervenções de carácter provisório é corrente o reaproveitamento das estacas prancha (construironline).

Como principal vantagem destaca-se a limitação da descompressão dos terrenos durante as operações de escavação e a menor dependência do fator humano, tornando os rendimentos altos e sem riscos para a obra. Como principal desvantagem refere-se a esbelteza da grande maioria das estacas prancha, assim como o recurso a um processo de cravação e descravação que induz vibrações no terreno, comprometendo, por vezes, a utilização deste tipo de solução em zonas urbanas.

Genericamente consiste na cravação de pranchas metálicas a partir da superfície, previamente aos trabalhos de escavação, conforme mostra figura 2.11. Comparativamente com as soluções de Berlim esta técnica minimiza a descompressão dos terrenos escavados uma vez que a cortina é realizada integralmente antes da escavação.



Figura 2.11 - Cortina de estaca prancha (site: engenhariacivil.com).

2.9.7 Método de escavação sequencial

Este método de escavação sequencial, na vertical, é concretizado por um conjunto de atividades sequenciais que se assemelham às construções de um túnel, com a diferença da sua orientação na direção vertical. Por esse motivo são designados vulgarmente por poços NATM (*New Austrian Tunneling Method*). Este tipo de solução foi pela primeira vez utilizada em Portugal em 2003, no Metro do Porto, nas estações do Marquês e em seguida em Salgueiros.

Por se tratar do método utilizado nos poços em estudo do presente trabalho, a descrição do método de escavação sequencial ou métodos NATM será detalhado no ponto 6.2 – Processo construtivo.

De seguida, apresenta-se no quadro 2.1 um resumo do tipo de contenção descritas anteriormente, com indicação do campo de aplicação e as características do terreno.

Quadro 2.1 - Campo de Aplicação das Estruturas de Contenção sem Escavação na Tardo.

Tipo de Contenção	Campo de Aplicação	Características dos Terrenos
Contenção tipo Berlim definitivo	Quando existem limitações à espessura da parede e de acessibilidades de equipamentos.	Compacidade e coesão média a alta e ausência de nível freático acima da cota final da escavação.
Contenção tipo Berlim provisório	Escavações com carácter provisório.	Compacidade e coesão média a alta e ausência de nível freático acima da cota final da escavação.
Parede moldada	Escavações onde é importante limitar a descompressão do terreno.	Compacidade e coesão média a baixa e ausência de materiais pedregosos.
Cortina de estacas	Escavações onde é importante limitar a descompressão do terreno.	Compacidade e coesão média a baixa e existência de materiais pedregosos.
Cortina de colunas de <i>jet grouting</i>	Escavações onde é importante limitar a descompressão do terreno e quando existem limitações de acessibilidades de equipamentos.	Compacidade e coesão média a baixa, sendo independente da existência de materiais pedregosos.
Cortina de estacas prancha	Escavações onde é importante limitar a descompressão do terreno.	Compacidade e coesão média a baixa e ausência de materiais pedregosos.
Método NATM	Escavações onde existe grande espaço de construção e necessidade de rapidez executiva.	Maciço rochoso a solo residual. Compacidade e coesão baixa a alta e nível freático abaixo da cota de escavação.

(adaptado da fonte: Construironline.dashofer.pt)

O quadro reflete bem as limitações do tipo de contenção a aplicar numa determinada escavação, sendo que as que mais influenciam são as características dos terrenos, necessidade de limitar ou não a descompressão do terreno e a acessibilidade aos equipamentos.

3. Projeto e investigação geotécnica

3.1 Introdução

Muitos dos riscos associados a projetos de construção estão relacionados com as condições geotécnicas do local e, portanto, o êxito de tais projetos depende de um programa adequado do solo, investigação e sobre a gestão dos riscos associados com o solo. A *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE), definiu as orientações para a condução de investigações geotécnicas do solo. Estas orientações gerais serão detalhadas mais à frente.

No momento atual de mudanças na economia, a crise económica e financeira mundial que se arrasta desde 2008, com especial atenção à crise europeia denominada pelas “dívidas soberanas” nos estados membros e com o programa de ajustamento financeiro a Portugal, o investimento no setor público e privado, foi e será afetado com a necessidade inerente de redução de custos.

Segundo o Instituto Nacional de Estatística, o setor da construção sendo um pilar de desenvolvimento do país, representava em 2010 um peso 6,7% do VAB (Valor Acrescentado Bruto) no VAB total da economia, vê refletida de imediato os efeitos da crise. Uma das consequências desta crise é a prática de preços anormalmente baixos, um problema que se faz sentir sobretudo no segmento das obras públicas. As propostas de concursos públicos já em si refletem reduções significativas no preço base, ainda agravado pela necessidade das empresas manterem as “portas abertas” e assegurar os postos de trabalho, apresentam propostas de valor abaixo do preço base de concurso (que pode ir até 40%).

Neste contexto atual, é natural que a geotecnia em geral seja afetada com redução de custos e venha influenciar com maior incidência a investigação geotécnica para o que é uma extensão desejável de investigação, sem comprometer o projeto.

3.2 Investigação geotécnica

É imprudente, e potencialmente arriscado, tentar reduzir o programa de investigação do solo abaixo do que é avaliado como desejável, a fim de gerir os riscos terrestres relevantes para o projeto. A investigação deve ser suficientemente abrangente para fornecer os parâmetros necessários para o projeto e permitir que a avaliação seja feita com base em fatores que vão afetar o método de construção. A investigação deve estender-se tanto lateral como verticalmente para cobrir todo o terreno que irá influenciar o desenvolvimento.

3.2.1 Fases do processo de investigação geotécnica

É prudente considerar o processo de investigação do solo como um todo e que continua para além da fase de construção, ao invés de apenas uma atividade preliminar que antecede a construção principal. Para a maioria dos projetos, o processo de investigação do solo deve ser composto das seguintes fases³:

- Um estudo teórico detalhado, incluindo a compreensão da história geológica do local;
- Desenvolvimento de um modelo preliminar geológico e geotécnico para ajudar na formulação do programa de investigação do solo;
- Investigações preliminares básicas para estudos de viabilidade;
- A fase de investigação principal detalhada do solo, para permitir refinamento do modelo preliminar geológico e geotécnico e para contribuir para o projeto de engenharia e avaliação de métodos de construção;
- Um fundo para a investigação suplementar para examinar anomalias ou incertezas que surgem durante o processo de *design*;
- Um fundo para a investigação adicional “*in situ*” durante a construção;
- A provisão para a presença de um profissional geotécnico para estar no local durante estas fases da construção que envolvem os riscos associados;
- Interpretação contínua das condições do solo como-construídos e dados de monitorização de construção, para permitir a comparação com os pressupostos do projeto, e para permitir a implementação de quaisquer alterações que possam ser necessários durante a construção.

3.2.2 Relatórios dos resultados da investigação

O relatório deve documentar factualmente os resultados da investigação, e deve incluir a interpretação, como foi acordado antes do início da investigação. Após a conclusão do projeto, é desejável produzir um relatório final de geotecnia que documenta a aquisição, a interpretação e a utilização de dados de construção, de modo que ele possa estar disponível para referência futura.

³ Procedimento recomendado para investigações Geotécnicas do solo - *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9 February 2005.

Das diferentes fases de investigação abordadas anteriormente, apenas será mencionado através de uma pequena descrição a prospeção geotécnica e o reconhecimento geológico-geotécnico, que parecem mais adequadas e/ou de maior interesse para a presente tese.

3.3 Reconhecimento geológico-geotécnico

Como já foi referido, antes da execução de uma contenção periférica é essencial ter o maior nível de conhecimento possível quer da envolvente à obra, quer da natureza e da formação do terreno da área a intervir. Surge então a necessidade de se efetuar um reconhecimento Geológico-Geotécnico do local.

3.3.1 Investigação preliminar

Esta investigação preliminar poderá abranger, dependendo do fim para que é realizado o estudo, uma série de elementos informativos do terreno, como por exemplo: análises topográficas gerais, descrição de possíveis alterações litológicas e físicas verificadas, tipo de estruturas existentes nas proximidades e anotações de eventuais danificações, níveis de água no subsolo (recolhidos principalmente a partir de medições em poços ou escavações), colheitas de amostras características, entre outros.

Uma referência também para a documentação oficial da zona, que é mais uma fonte de informação útil para o início dos trabalhos. Neste caso, podem ser consultados, por exemplo, as cartas topográficas, artigos e relatórios sobre prospeção e geologia dos locais e suas vizinhanças, registos hidrológicos e fotografias aéreas.

Para ilustrar a importância do reconhecimento geotécnico indicam-se, de seguida, alguns dados que Silvério Coelho (Coelho, 1996) contabilizou em relação às falhas que originaram acidentes com origem em fundações, no período de 1950 a 1972, em França:

- 40% por falta de reconhecimento geotécnico;
- 35% por má interpretação das sondagens ou mau conhecimento das leis de mecânicas dos solos;
- 15% por defeitos de execução;
- 10% por agressividade do meio, nomeadamente por corrosão da água ou por se estar em contacto com ambientes agressivos.

Face a estes dados, também é preocupante a percentagem de falhas causadas pela má formação/fracos conhecimentos dos intervenientes responsáveis pela conceção do projeto. Ainda assim, verifica-se que a maior percentagem remete para a falta de reconhecimento geotécnico (Coelho, 1996), o que se pode explicar por uma tentativa de minimizar os custos totais da obra. É um erro seguir este tipo de procedimento, uma vez que a pequena percentagem que se economiza em não realizar estudos prévios não justifica, de maneira nenhuma, os riscos inerentes (estragos materiais e até mesmo a perda de vidas humanas). Os riscos humanos, através da avaliação dos riscos profissionais serão referidos no *Capítulo 5 - Segurança e Higiene no Trabalho*.

3.3.2 Consequências

O défice de reconhecimento geotécnico poderá levar a consequências graves como acidentes com origem em fundações, como anteriormente descrito, mas também poderá conduzir a deficiente avaliação das necessidades e consequentemente grandes desvios orçamentais. Este último aspeto abordado pelo signatário da presente tese no projeto da licenciatura em Engenharia Geotécnica e Geoambiente com o tema “ *A importância da Caracterização Geotécnica no Sucesso Técnico e Económico duma Obra*”.

A nível de exemplo, passamos a referir, de uma forma sucinta, que a deficiente caracterização geotécnica levou aos seguintes aspetos negativos:

- Desvios orçamentais;
- Prolongamento de prazos de obra.

O estudo foi realizado na execução de uma via rodoviária urbana, obra a cargo de uma entidade pública. Estas alterações ao projeto, resultaram num custo acrescido para a terraplanagem na ordem de **540.000 €**, que totalizou um acréscimo de custos de **118%**, em que a maior fatia desta percentagem, é resultante do grande volume de terras a movimentar, conforme indicado no quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Volumes de terras movimentadas.

VOLUME (m ³)	Escavação	Aterro	Vazadouro	Empréstimo
Contratual	133.000	97.000	36.000	-
Executado	145.000	83.000	101.000	39.000

Para além destas consequências, existem outras que envolvem direta e indiretamente os intervenientes na obra, e no qual se apresenta no quadro 3.3 uma sínteses dos fatores mais relevantes:

Quadro 3.3 - Fatores/Causas e respetivas consequências do défice de investigação geotécnica.

	FATORES/CAUSAS	CONSEQUÊNCIAS
Empreiteiro	Alargamento do prazo de obra, implica aumento de encargos diretos e indiretos.	- Encargos financeiros; - Mão-de-obra de enquadramento técnico da obra; - Estaleiro industrial e social, etc...
	Alterações no planeamento e execução, com perdas de produtividade.	- Desdobramento de pessoal em várias obras; - Horas a mais de trabalho; - Cansaço físico e psicológico dos trabalhadores; - Redução de rendimentos dos trabalhadores; - Acidentes de trabalho.
Dono de obra		Encarecimento da obra inicialmente prevista; Alterações ao projeto de execução, o que implica alterações técnicas e económicas da obra, assim como a paragem ou abrandamento da obra.
População vizinha	Zona densamente populacional – Agravamento e arrastamento das condições existentes.	- Alteração de rotina do dia-a-dia; - Fatores ambientais, tais como ruído, poluição; - Estrangulamento e cortes de acesso a casas, rampas; - Provoca conflitos, perda de paciência e exaltação.
País		- Baixa taxa de concretização de desenvolvimento; - Derrapagem orçamentais; - Má gestão dos dinheiros públicos; - Mais impostos cobrados aos contribuintes; - Desvios de recursos económicos e sociais.

3.4 Programa de prospeção geotécnica

Os trabalhos de prospeção e de interpretação do estudo geotécnico são feitos normalmente por empresas da especialidade, tendo por base normas existentes relativas à prospeção geotécnica de terrenos, permitindo complementar, pormenorizar e refinar as informações até aqui obtidos (como por exemplo, as obtidas na investigação preliminar e reconhecimento geológico-geotécnico). Este estudo informa sobre a constituição dos solos, as suas propriedades físicas e a presença de água em função das respetivas profundidades.

Caso este tipo de estudo seja bem conduzido, o custo em relação ao valor total da obra situa-se nos 0,5 a 1%. Complementado com uma boa investigação preliminar, este valor poderá ainda ser substancialmente reduzido, dependendo da importância da construção.

Os projetos geotécnicos são usualmente executados tendo por base ensaios de campo e de laboratório, os quais permitem obter resultados satisfatórios relativamente às formações existentes bem como as suas propriedades, nomeadamente, as propriedades mecânicas.

3.5 Métodos de caracterização geomecânica

A procura incessante de compreender os parâmetros geomecânicos dos maciços rochosos e terrosos, tem evoluído significativamente nas últimas décadas. Para estes desenvolvimentos têm contribuído diversos fatores dos quais se destacam os seguintes:

- O aparecimento de novos instrumentos e equipamentos para os ensaios “in situ” e em laboratório que permitem uma maior precisão na avaliação do comportamento dos materiais e dos maciços;
- O aperfeiçoamento dos sistemas empíricos de classificação de maciços rochosos e de quantificação dos parâmetros geomecânicos;
- O melhoramento das técnicas de monitorização que permitem uma maior precisão na medição das grandezas observadas;
- A introdução de metodologias probabilísticas na caracterização de maciços;
- O desenvolvimento de ferramentas numéricas mais potentes que permitem a realização de análises inversas com modelos mais complexos;
- O desenvolvimento de ferramentas inovadoras com recurso a técnicas de Inteligência Artificial (IA) para o apoio à decisão no domínio da avaliação das propriedades geomecânicas.

No caso dos maciços rochosos, a obtenção de parâmetros processa-se, para além do recurso a ensaios, através de metodologias empíricas que tentam relacionar os fatores que influenciam o comportamento dos maciços. Os maciços heterogêneos são de natureza mais complexa, pelo que, para a sua caracterização, utilizam-se metodologias que combinam ensaios e classificações empíricas com ferramentas probabilísticas.

As metodologias numéricas associadas ao uso de meios de cálculo automático poderoso permitem resolver problemas de elevada complexidade, considerando corretamente os aspetos não contemplados por metodologias analíticas. A modelação e a segurança constituem, assim, as bases do dimensionamento, o que pressupõe a elaboração de modelos, a análise das ações e a avaliação das propriedades dos materiais e do risco associado à construção da obra, de onde decorre a formulação de critérios de segurança (Cardoso, 2004). Tendo presente as incertezas inerentes a qualquer dimensionamento, este deve assegurar um nível de risco aceitável ou um nível de segurança especificado dependente da obra em questão e das consequências de um possível colapso (Caldeira, 2005).

A seleção dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos é um dos aspetos cruciais das metodologias semi-probabilísticas de avaliação da segurança, como é o caso das preconizadas no Eurocódigo 7 (EC7), tema a ser abordado mais adiante, neste capítulo.

Da variabilidade natural dos maciços decorre que, no dimensionamento geotécnico, a avaliação das propriedades geotécnicas é o aspeto sobre o qual recai o maior grau de incerteza. Este facto decorre dos complexos processos geológicos envolvidos na formação dos maciços e das dificuldades da sua caracterização.

O domínio da caracterização dos maciços tem vindo a experimentar progressos consideráveis nas últimas décadas. Nos maciços rochosos a caracterização processa-se, fundamentalmente, através da realização de ensaios e da utilização de metodologias empíricas, como os sistemas RMR (Bieniawski, 1989), Q-system (Barton et al., 1974) e GSI (Hoek et al., 2002). Anote-se, também, os desenvolvimentos feitos na avaliação da resistência dos maciços rochosos. Assim, Hoek et al. (2002) atualizaram as expressões para o critério de Hoek-Brown modificado (HB) de forma a resolver alguns problemas das expressões anteriores. Douglas (2002) apresentou novas expressões para o mesmo critério, de forma a contemplar tipos de rocha e maciços para os quais o critério inicial não apresentava um desempenho satisfatório. Todas estas metodologias estão mais direcionadas para as obras subterrâneas (túneis) do que propriamente para escavações a céu aberto. Em determinadas obras existem estes dois tipos de escavação, em que o zonamento geotécnico da escavação a céu aberto é definido pelo resultado da caracterização geomecânica dos túneis.

Nos maciços marcadamente heterogéneos, a caracterização geomecânica torna-se ainda mais complexa. A definição determinística dos parâmetros e da geometria do zonamento são tarefas muito difíceis. Não obstante, têm vindo a ser propostas metodologias de caracterização que combinam de formas diferentes ferramentas probabilísticas, resultados de ensaios, aplicação dos sistemas empíricos e resultados da observação.

Os modelos numéricos desenvolvidos em qualquer tipo de maciço devem ser sempre validados quer seja através de cálculos expeditos com recurso a métodos analíticos que permitem facilmente a realização de estudos de sensibilidade, quer seja através da comparação com resultados da monitorização.

A monitorização e observação das obras visam a validação e calibração dos modelos geotécnicos, aspeto fundamental para a compreensão dos mecanismos que regem o comportamento dos maciços e das obras geotécnicas. Através da comparação entre os comportamentos previstos e observados pode-se concluir da razoabilidade das hipóteses assumidas e da fiabilidade do modelo geotécnico adotado. Neste aspeto particular, as técnicas de retro análise assumem particular

destaque, pois permitem obter os parâmetros do modelo com base no comportamento real da obra através de técnicas matemáticas formalmente adequadas. (Miranda, 2006)

3.6 Zonamento geotécnico

A partir da caracterização geotécnica mencionado no ponto anterior, é possível estabelecer um zonamento geotécnico com a finalidade de definir maciços geológicos com idênticas respostas geotécnicas a curto e a longo prazo (Oliveira, 1986a). Esta forma de repartir o maciço em zonas que exibem comportamentos geomecânicos semelhantes, tem sido um valioso auxiliar dos técnicos ligados às obras subterrâneas, uma vez que permite a aplicação das mesmas técnicas em zonas com características comparáveis, fornecendo facilidade no dimensionamento e permitindo a otimização da execução. Segundo Oliveira, trata-se assim de balizar o maciço rochoso dentro de limites bem definidos e aceitáveis, relativos à deformabilidade, resistência, permeabilidade e estado de tensão.

O zonamento geotécnico é uma eficiente metodologia de trabalho, se forem atendidos os constrangimentos próprios das obras desta natureza. Por si só, esta metodologia não é suficiente na organização total do processo construtivo, apesar de definir valores mecânicos característicos de cada zona geotécnica. O âmbito do zonamento geotécnico não pode, muitas vezes, abranger simultaneamente os métodos de escavação, sustimento, constrangimentos ambientais, etc. (Bastos, 1998). Como exemplo, a execução de dois poços podem sofrer distintos métodos de escavação e sustimento, pelo simples facto de encontrar-se perto de estruturas de risco, em áreas urbanas ou não, para a mesma classificação geotécnica.

Assim, o zonamento geotécnico é peça fundamental do “*puzzle*”, que permite fornecer uma abordagem de cenários característicos para zonas relativamente homogêneas, onde a sua aplicação não induza custos acrescidos na escavação, suporte ou a redução das condições de segurança. A adoção eficaz desta metodologia carece igualmente de reconhecimento e instrumentação contínuos do maciço a escavar, que terá de ir muito para além da mera classificação geológica das frentes de desmonte, por si só insuficiente para a aferição das condições mecânicas e estruturais do maciço rochoso.

O zonamento geotécnico é também uma importante ferramenta de contributo para o projetista na utilização dos programas de simulação dos episódios construtivos e com estes obter resultados dos desenvolvimentos das tensões e deformações no maciço, em função do avanço da escavação e do zonamento geotécnico atravessado e que será abordado no Capítulo 7 – *Estudo de caso*.

3.7 Eurocódigos estruturais

Os Eurocódigos estruturais são normas relativas ao projeto estrutural e geotécnico de edifícios e obras de engenharia civil. Os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural para a aplicação corrente no projeto de estruturas e dos componentes, de natureza quer tradicional quer inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo o projetista, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário.

São nove os Eurocódigos estruturais, sendo o Eurocódigo 7 (EC7) relativo ao projeto geotécnico, através da Norma Europeia EN 1997, que se divide 2 partes.

A parte 1 através da Norma Europeia EN 1997-1:2004 - Regras gerais para os aspetos geotécnicos do projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil e a parte 2 através da Norma Europeia EN 1997-2:2007 – Caracterização geotécnica – estabelece requisitos para a realização e para a avaliação dos resultados de ensaios de campo e laboratório. Ambas as Normas Europeias são transpostas para a Norma Portuguesa (NP), respetivamente NP EN 1997-1:2010 e NP EN 1997-2 (ainda não publicada). A Norma EN 1997-1 substitui a ENV 1997-1:1994.

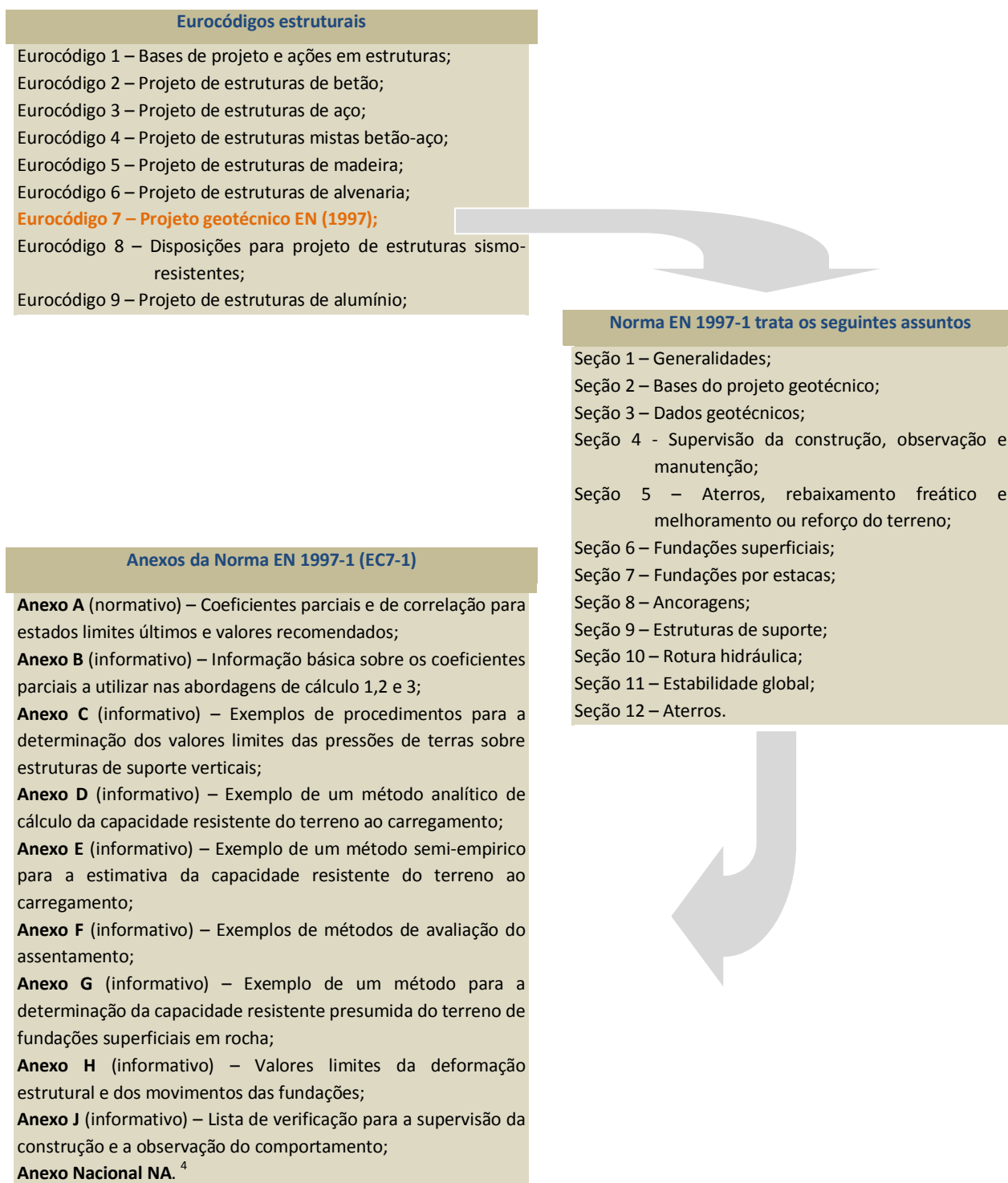
3.7.1 Eurocódigo 7

O EC7 estabelece que a escolha dos valores característicos das propriedades dos solos e das rochas deve basear-se nos resultados de ensaios de laboratório e de campo. No entanto, segundo o mesmo EC7, o valor característico de uma propriedade deve ser entendido como uma estimativa cautelosa do valor médio que essa propriedade pode tomar. A avaliação dos valores característicos deve basear-se não só em resultados experimentais (que utilizam quantidades relativamente pequenas de terreno), mas também na experiência e no risco inerente à obra. O EC7 permite também a utilização de métodos estatísticos na avaliação dos valores característicos das propriedades dos terrenos.

Como foi referido, têm sido desenvolvidas novas metodologias de cálculo numérico e ferramentas de cálculo automático cada vez mais poderosas. No entanto, sem uma rigorosa caracterização dos parâmetros dos materiais envolvidos não é possível a obtenção de resultados relativamente fiáveis.

No quadro 3.4, apresentam-se listados os Eurocódigos estruturais, com desenvolvimento da estrutura do EC7 – Projeto de geotécnico e os respetivos anexos.

Quadro 3.4 - Esquema dos Eurocódigos e a estrutura do EC7-1.



⁴ Nos Eurocódigos foram atribuídos valores indicativos a determinados parâmetros relativos à segurança, que as autoridades de cada país membro deverão indicar neste anexo nacional os valores definitivos para esses parâmetros, denominadas Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP).

O EC7 trouxe relevância para os projetos geotécnicos em Portugal, pois estabelece uma metodologia (princípios, requisitos e critérios) e uma terminologia idênticas às já utilizadas nos aspetos estruturais dos projetos, isto é, facilita a articulação entre os aspetos estruturais e geotécnicos dos projetos, introduz um enquadramento mais racional da problemática da fiabilidade das obras geotécnicas (que permitirá ganhos de economia, sem redução da fiabilidade). Pois a prática corrente do projeto geotécnico em Portugal era ainda preponderantemente a tradicional. Utilização de um Coeficiente de Segurança Global (CSG) como critério de cumprimento do requisito de segurança estrutural e recurso frequente ao CSG como critério indireto de cumprimento do requisito de aptidão para a utilização.

3.7.2 Requisitos fundamentais para o projeto de estruturas geotécnicas

Os requisitos fundamentais para o projeto de estruturas geotécnicas são apresentadas de seguida:

- a) Os fatores a ter em consideração no estabelecimento dos requisitos e que dependem das categorias geotécnicas, são as seguintes:
 - Natureza e dimensão da estrutura e dos seus elementos;
 - Condições relativas à vizinhança (Estruturas próximas, tráfego, redes de serviço, vegetação, produtos químicos perigosos);
 - Condições do terreno;
 - Condições de ocorrência da água no terreno;
 - Sismicidade regional;
 - Influência do ambiente (hidrologia, águas superficiais, subsidência, variações sazonais do teor em água do terreno).
- b) Situações de projeto;
- c) Durabilidade.

3.7.3 Categorias geotécnicas

Os requisitos do projeto são estabelecidos em função das três categorias geotécnicas, abaixo mencionadas.

Categoria geotécnica 1: Estruturas pequenas e relativamente simples

- Para as quais se possa assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa;
- Riscos desprezáveis para bens e vidas;
- Existir experiência comparável que comprove que as condições do terreno são suficientemente simples para que seja possível usar métodos de rotina no projeto.
- Não houver escavações abaixo do nível freático ou se a experiência local comparável indicar que a escavação abaixo do nível freático é uma operação simples.

Nesta categoria os resultados da observação, relativa a avaliação do comportamento poderá ser simplificada, qualitativa e baseada em inspeção visual.

Categoria geotécnica 2: Tipos convencionais de estruturas e fundações

- Que não envolvam riscos fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares ou particularmente difíceis.
- Requer a quantificação e análise dos dados geotécnicos e uma análise quantitativa que assegurem que são satisfeitos os requisitos fundamentais
- Podem ser usados procedimentos de rotina nos ensaios de campo e laboratório, bem como na elaboração do projeto e na execução.

São exemplos:

- Fundações superficiais, ensoleiramento e fundações em estacas;
- Muros, estruturas de contenção e escavação;
- Pilares e encontros de pontes;
- Aterros e movimento de terras;
- Ancoragens no terreno e outros sistemas de ancoragem;

Túneis em rocha resistente e não fraturada e sem requisitos especiais de impermeabilização ou outros.

Nesta categoria os resultados da observação, relativa a avaliação do comportamento poderá ser baseada em medições de movimentos de alguns pontos escolhidos da estrutura.

Categoria geotécnica 3: Estruturas de grande dimensão ou pouco comuns, Não abrangidas pelas categorias geotécnicas 1 e 2;

- Estruturas que envolvam riscos fora do comum;
- Condições do terreno e de carregamento invulgares ou excepcionalmente difíceis,
- Estruturas em áreas de sismicidade elevada;
- Estruturas em áreas com provável instabilidade local ou movimentos persistentes do terreno que requeiram estudos específicos de caracterização geotécnica ou medidas especiais.

São exemplos:

- As grandes estruturas subterrâneas;
- As caves profundas;
- Túneis;
- Os taludes e as estruturas de suporte de terras ou de retenção de água.

Nesta categoria os resultados da observação, relativa a avaliação do comportamento, deverá normalmente ser baseada em medições de deslocamentos e em análises que tenham em conta a sequência das operações de construção.

3.7.4 Dimensionamento geotécnico

3.7.4.1 Com base no cálculo

O dimensionamento com base no cálculo implica a consideração de:

- Ações, que poderão ser quer forças impostas quer deslocamentos impostos, devidos, por exemplo, a movimento de terreno;
- Propriedades de solos, de rochas e de outros materiais (parâmetros geotécnicos), obtidos por ensaios de campo ou laboratoriais;
- Grandeza geométricas (p.e. inclinação do terreno, os níveis de água, os níveis de escavação e as dimensões da estrutura geotécnica, etc.);
- Valores limites das deformações, da largura de fendas, das vibrações, etc.. Estados Limites Últimos (ELU) a considerar no projeto geotécnico:
 - Perda de equilíbrio (EQU);
 - Rotura estrutural (STR)
 - Rotura do terreno (GEO)
 - Perda de equilíbrio por impulsão (UPL)
 - Rotura hidráulica do terreno (HYD)

- Modelos de cálculo (modelos analítico, semi-empírico e numérico).

3.7.4.2 Por medidas prescritivas

Quando o projeto não disponha de modelos de cálculo ou em que se dispense a sua utilização, a excedência dos estados limites poderá ser evitada através da utilização de medidas prescritivas. Estas envolvem a utilização no projeto, de regras correntes, geralmente conservativas, bem como uma especial atenção à especificação e controlo dos materiais, à qualidade da execução e aos procedimentos de proteção e de manutenção.

3.7.4.3 Uso de ensaios de carga e ensaios em modelo experimental

Quando sejam utilizados resultados destes ensaios na justificação de um dimensionamento, ou para complementar um das outras alternativas dos estados limites, devem ser considerados os seguintes aspetos:

- As diferenças entre as condições do terreno no ensaio e na obra;
- Os efeitos do tempo, especialmente se a duração do ensaio for muito inferior à duração do carregamento da obra;
- Os efeitos de escala, especialmente se forem utilizados modelos de dimensão reduzidas (nível de tensões, dimensões das partículas, etc.);

3.7.4.4 Método observacional

Quando a previsão do comportamento geotécnico seja difícil, pode ser apropriado adotar o chamado “método observacional”, no qual o projeto é revisto durante a construção. Devem ser satisfeitos alguns requisitos como a adequada escolha de instrumentação, elaboração de plano de observação e instrumentação, critérios de alerta, entre outros. Estes requisitos são abordados com maior pormenor no *Capítulo 4 – Instrumentação e Monitorização*.

3.7.4.5 Relatório do projeto geotécnico

As hipóteses, os dados, os métodos de cálculo e os resultados da verificação da segurança e da aptidão para a utilização devem ser registados no Relatório do Projeto Geotécnico. O nível de pormenorização pode variar muito, dependendo do tipo de projeto e deverá normalmente incluir referências ao relatório de caracterização geotécnica.

4. Instrumentação e monitorização

4.1 Instrumentação

4.1.1 Introdução

Como tem sido referido por variados especialistas da área, a execução apropriada de uma obra de escavação deve fundamentar-se nos estudos realizados tanto antes como no decorrer da construção, perante o conhecimento efetivo do maciço e das condições reais, de tal forma que permita a avaliação do comportamento maciço-estrutura real. Este aspeto depende essencialmente das técnicas de instrumentação e respetivos equipamentos, com vista à aquisição de informação relevante.

Desde que devidamente definido e articulado com as fases diferentes de projeto e de obra, a instrumentação permite gerir o risco associado aos trabalhos de escavação, decorrente da aleatoriedade e da incerteza descritas, contribuindo para a execução dos trabalhos nas indispensáveis condições de economia e segurança, para a obra e para as zonas vizinhas.

4.1.2 Objetivos

Deste modo, os objetivos do controlo da obra são (Quiralte López, 1997):

- *Antes da construção*: obter a informação necessária à elaboração do projeto, em termos de escavação e suporte;
- *Durante a construção*: auscultar o comportamento das estruturas de forma a confirmar os cálculos anteriores ou adquirir dados para os alterar;
- *Após a construção*: controlar a evolução das cargas e deformações para prevenção de possíveis anomalias.

4.1.3 Escolha de instrumentação

Aquando da escolha dos métodos e equipamentos a aplicar na monitorização da obra, é boa regra a utilização de meios que forneçam, estritamente, os dados com utilidade para as análises pretendidas e, simultaneamente, a escolha das técnicas mais simples e robustas de entre as que satisfaçam essa exigência. A opção pelas metodologias a seguir deve ser realizada em fase de projeto, podendo ser modificada por variante proposta pelo empreiteiro a quem for adjudicada a obra, e adaptada (pelo projetista e fiscalização) em fase de obra, no que se refere às técnicas, circunstâncias e parâmetros a obter.

4.1.4 Recolha e tratamento da informação

A recolha e tratamento da informação é tanto ou mais importante que a escolha do tipo de instrumentação, sua localização e frequência das leituras. Isto é, podemos ser criteriosos e exigentes quanto à qualidade e quantidade da instrumentação instalada, mas se a análise dos resultados de observação em estado bruto não forem devidamente tratados não permitirá aos responsáveis uma interpretação adequada.

Deverão ser estabelecidos procedimentos escritos para recolha, processamento, apresentação, interpretação, comunicação dos dados de instrumentação, de acordo com esquema abaixo apresentado (figura 4.12).



Figura 4.12 - Hierarquização de procedimentos num processo de monitorização em obra.

As informações resultantes dos trabalhos de observação sistemática da obra e o seu consequente tratamento devem servir, paralelamente, diferentes propósitos e entidades intervenientes na obra. Assim, esta metodologia permite:

- **Projetista:** redimensionamento das estruturas, aferição da segurança e fiabilidade do projeto, previsão de prazos e custos;
- **Empreiteiro:** antecipação e escolha dos métodos de escavação e sustimento, alocação e/ou dispensa de equipamentos e pessoal, previsão de prazos e custos, aumento do rendimento e maior velocidade de execução;
- **Fiscalização:** planeamento das atividades de controlo, previsão de situações de risco e aferição da segurança e qualidade da obra;
- **Dono de Obra:** controlo de custos e prazos, menor prazo de execução.
- **Projetista / Consultor Geotécnico / Dono de Obra:** A elaboração do *as-built* ou relatório de execução.

Trata-se assim de utilizar os meios que permitam intervir tanto nos métodos de escavação, suportes e técnicas de execução, como realizar uma retro análise para aferir a qualidade e o nível de segurança real da obra.

Esta informação será tanto ou mais valiosa, quando devidamente trabalhada no final da obra, que resultará em informação essencial na tomada de decisões em futuras obras, para as várias entidades envolvidas e referidas anteriormente.

4.1.5 Plano de observação

Normalmente o plano de instrumentação é desenvolvida durante o projeto por um especialista geotécnico.

Segundo Cunha e Fernandes (1980), o estabelecimento de um plano de observação apropriado deve atender aos seguintes aspetos:

- ***Natureza, tipo e localização da obra:***

A natureza da obra influencia o tipo e robustez dos equipamentos, que poderão ter de operar à distância e por longos períodos; o tipo de obra e os métodos construtivos condicionam os equipamentos, que se deverão adaptar ao método de suporte, espaço disponível, etc.; a localização da obra, relativamente à profundidade e ao meio em que se insere (urbano, rural, etc.), pode induzir concentração de sistemas de controlo superficiais e a instalação de instrumentação ao nível do eixo do túnel a partir da superfície.

- ***Características geotécnicas:***

A litologia, a hidrogeologia, o grau de alteração, os acidentes tectónicos e a fracturação, entre outros, condicionam a malha de observação a definir, o tipo de instrumentação e a frequência de leituras.

- ***Métodos construtivos e ritmo da construção:***

O plano de observação estabelecido em fase de projeto permite ao Empreiteiro a sua inclusão no planeamento geral dos trabalhos, minimizando os atrasos na construção. Deste modo, é possível obter mais segurança e adequabilidade dos sistemas de suporte, compensando os eventuais atrasos devidos à observação.

Um aspeto importante a ter em conta, refere-se à hierarquização da instrumentação dos trabalhos, aplicando métodos mais precisos, e conseqüentemente mais onerosos, em zonas mais

sensíveis ou onde tenham sido detetadas anomalias que careçam de estudos detalhados. Para tal, é necessário definir cenários de aplicação destes meios, estabelecendo e quantificando os limites de intervenção.

4.1.6 Plano de instrumentação

As obras geotécnicas contêm um elevado grau de incerteza, relativamente a outros empreendimentos, razão que levou na obra de objeto de estudo no presente trabalho, a adoção da metodologia construtiva com o NATM envolveu necessariamente um plano de instrumentação e monitoração que envolvem:

- O maciço onde a obra está sendo implantada;
- Estruturas de suporte de primeira e segunda fases e;
- Estruturas e utilidades dentro da área afetada pelas escavações.

Desta forma, foram implementadas as instrumentações de modo a manter sob controlo a grandeza dos campos de deformações induzidas pelas escavações e suas comparações com os de projeto. Tema este que apresentado e desenvolvido no Capítulo 7 – *Estudo de caso*.

De seguida apresentam-se dois exemplos (figura 4.13 e 4.14) de planos de instrumentação para escavações e túneis.

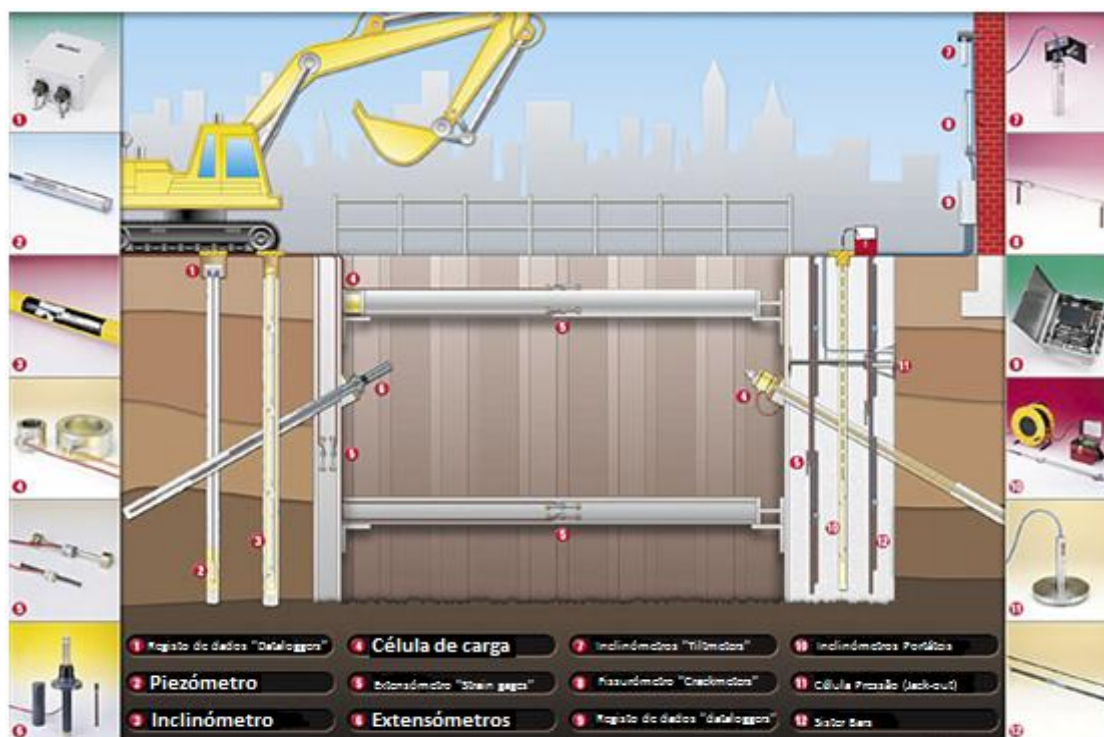


Figura 4.13 - Aplicação em escavação em meio urbano (adaptada Geokon.com, 2012).

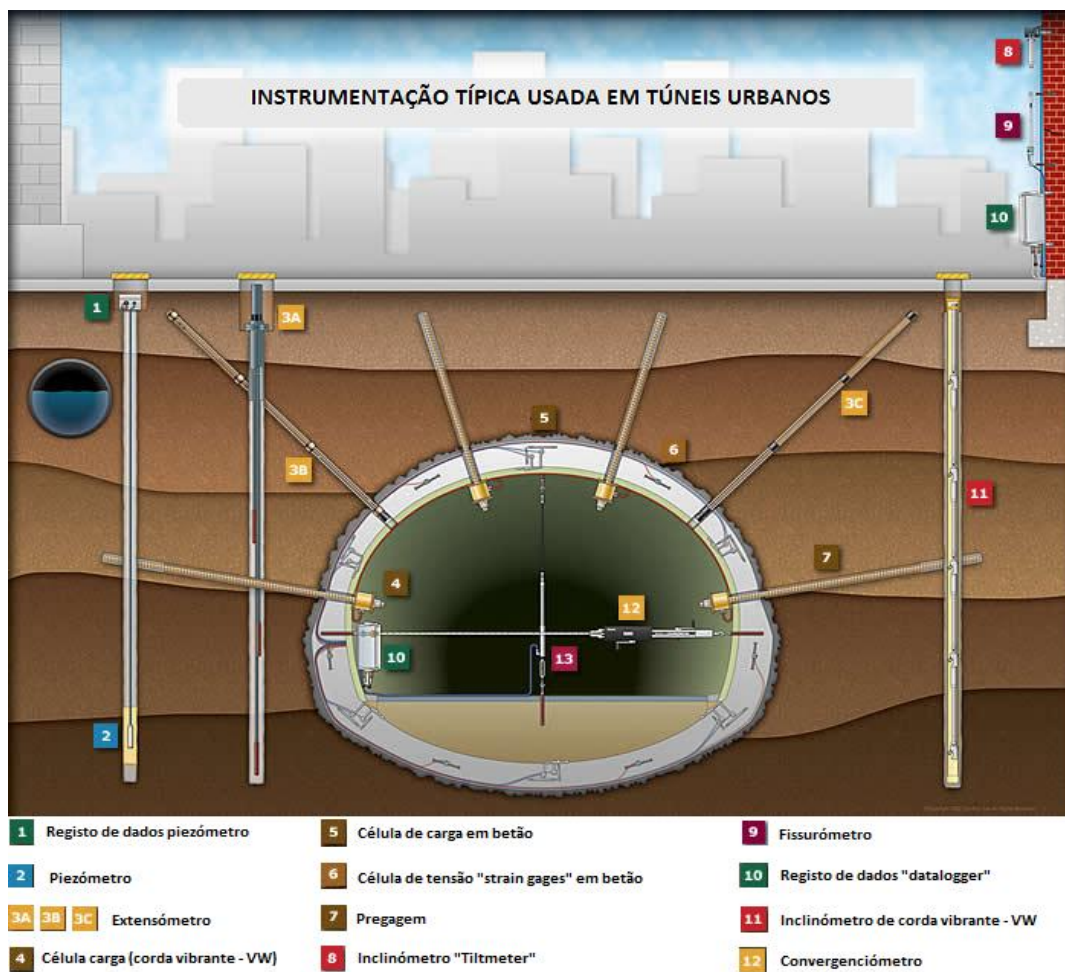


Figura 4.14 - Aplicação em túneis em meio urbano (Adaptada de Geokon.com, 2012).

4.2 Instrumentação utilizada em obras de engenharia

Os diferentes tipos de instrumentação utilizada nas mais diversas obras de engenharia, serão mencionados de forma sucinta neste ponto, de acordo com o tipo de medição a que se destinam.

4.2.1 Instrumentos para medição de grandezas relativas à água

Os seguintes quadros (quadro 4.5 a 4.9), pretende identificar os principais instrumentos de medição de grandezas mais comuns, relativas à água e utilizados nas mais diversas atividades, como por exemplo na construção e na agricultura.

Quadro 4.5 - Instrumentos para medição de grandezas relativas à água (tensões neutras e NF).

Instrumento/ Equipamento	Tipo/Variante	Medição	Aplicação
Infiltrômetros / permeâmetro	Duplo Anel	Infiltração vertical da água no solo	Hidrogeologia. Tipo de irrigação a aplicar. Aterros sanitários.
	Guelph	Permeabilidade do solo saturado	Hidrogeologia. Determinar a condutividade hidráulica. Aterros sanitários
Pluviômetro	Báscula	Pluviosidade	Hidrogeologia, aterros, plataformas rodoviárias e ferroviárias.
	Gangorra		
Piezômetro	Corde vibrante	Pressão da água e nível de água	Monitorizar a pressão intersticial em taludes, barragens de terra e aterros, acompanhar os efeitos de sistemas de rebaixamento em escavações.
	Pneumático	Pressão intersticial	
	Casagrande	Nível de água	Monitorizar o rebaixamento do nível freático, tensão neutra, entre outros.
	Furo aberto		Monitorizar a cota do nível freático.

4.2.2 Instrumentos para determinação de inclinação e rotação

O quadro 4.6 identifica alguns dos instrumentos/equipamentos utilizados para determinar a inclinação e rotação nas mais diversos tipos de obra, não sendo, no entanto, uma lista exaustiva.

Quadro 4.6 - Instrumentos para determinação de inclinação e rotação.

Instrumento/ Equipamento	Tipo/Variante	Medição	Aplicação
Sensores de viga	-	Posição horizontal: assentamentos e elevações; Posição vertical: Deformações e movimentos laterais.	Monitorizar os efeitos de túneis e escavações em estruturas, convergências e outros movimentos em túneis, estabilização em injeções de caldas e reforço de fundações.
Clinômetro	EL	Inclinações e avaliar a sua variação.	Monitorizar com exatidão a rotação de estruturas de contenção, molhes e fundações.
	MEMS		Monitorizar potenciais danos estruturais (por antecipação) e efeitos de escavações subterrâneas nas imediações.
	Portáteis		Monitorizar rotações causadas por escavação mineiras, túneis e compactação de terrenos ou escavações.

4.2.3 Instrumentos para medição de deslocamentos e deformações

No quadro 4.7 identifica-se a grande variedade de instrumentação/equipamentos disponíveis no mercado para medição de deslocamentos e deformações, de grande importância em obras geotécnicas.

Quadro 4.7 - Instrumentos para medição de deslocamentos e deformações.

Instrumento/ Equipamento	Tipo/Variante	Medição	Aplicação
Inclinómetros	Horizontais	Deformações verticais	Monitorizar tanques de armazenamento, de aterros, de barragens e aterros sanitários.
	Verticais	Deformações horizontais	Monitorizar impacto das escavações nas instalações vizinhas, das deformações de estruturas.
	Fixos	Deformações verticais e horizontais	Monitorizar paredes de contenção, deformações em aterro, movimentos originados pela construção de túneis.
Marcas de nivelamento topográfico	-	Deformações verticais	Monitorizar terrenos em torno de escavações. <i>Bench marks</i> (marca de referência que serve de referência a todas as outras).
Réguas de nivelamento	-		Monitorizar edifícios na área de influência de escavações.
Alvos topográficos	-	Deformações tridimensionais	Monitorizar edifícios, escavações, taludes.
Extensómetros	Magnético	Deformações verticais e horizontais (dependendo da posição de instalação)	Monitorizar assentamento e deformações, escavações, aterros, fundações e barragens.
	Estruturais (strain gages)	Tensão de elementos estruturais	Monitorizar estruturas em betão (pilares, vigas).
	Incremental (incred)	Deformações verticais e horizontais (3D)	Monitorizar em torno de escavações subterrâneas, assentamentos no decurso de execução de túneis, fundações de barragens. (aplicação em rocha e betão).
	Cana (Borehole Rod)	Deformações verticais em profundidade	Monitorizar deslocamentos de estruturas de contenção e deformações em escavações subterrâneas, movimentos em fundações.
	Sondex		
	Assentamento	Grandes deformações verticais	Monitorizar solos moles por baixo de aterros.
	Fita	Deformações	Monitorizar deformações em estruturas ou movimentos superficiais. Usado principalmente na construção de túneis e em escavações.
Células de assentamento	Cordas vibrantes	Deformações verticais (assentamento e elevações)	Monitorizar solos associados a consolidações e sobrecargas; subsidência devido a túneis.
	Hidráulicas		Monitorizar aterros, consolidação do terreno sob tanques de armazenamento.
Convergências	Medição convergências	Deformação geral (Distância entre pontos)	Monitorizar convergências do sustimento de túneis, poços, cavernas.

Instrumento/ Equipamento	Tipo/Variante	Medição	Aplicação
	Convergenciómetro digitais de fita		
	Convergenciómetro barras, fios		
Sistema de pêndulo	Suspensão	Movimentos horizontais associados com a rotação e inclinação de estrutura.	Monitorizar movimento horizontal em barragens, fundações em barragens, pontes, torres, arcos, cais
	Invertido		

4.2.4 Instrumentos para monitorização de juntas e fissuras

No seguinte quadro 4.8 identifica-se os principais instrumentos para monitorização de juntas e fissuras em estruturas em betão ou rocha.

Quadro 4.8 - Instrumentos para monitorização de juntas e fissuras.

Instrumento/ Equipamento	Tipo/Variante	Medição	Aplicação
Fissurómetro	Tell-Tale	Deslocamento (Movimento de abertura ou fecho de fissuras existentes).	Monitorizar fissuras superficiais e juntas em estruturas de betão ou rocha.
	Corda vibrante (VW)		
	Corda vibrante, 3D	Deslocamentos tridimensionais (planos x,y e z).	Monitorizar juntas em estruturas submersas como barragens de betão, túneis ou tanques.

4.2.5 Instrumentos para medição de pressões

O quadro 4.9 identifica alguns dos instrumentos/equipamentos utilizados para determinar as pressões exercidas em estruturas, não se tratando, todavia, de uma lista exaustiva.

Quadro 4.9 - Instrumentos para medição de pressões.

Instrumento/ Equipamento	Tipo/Variante	Medição	Aplicação
Células	Pressão total	Tensões transmitidas pelo terreno	Monitorizar pressão total exercida sobre uma estrutura (ex. sustimento de túneis), medir os campos de pressão em betão projetado, estimar a pressão de sobrecarga a atuar na fundação.
	Pressão total de macaco hidráulico	Tensões em estruturas betonadas no local	
Estações de pressão		Tensões em solos ou rocha branda.	

4.3 Competências dos diversos intervenientes

4.3.1 Geo-profissionais

Era de todo inútil, o trabalho de realização de projeto de instrumentação se não fosse possível aferir em obra, os resultados obtidos em fase de projeto. Este trabalho fica a cargo de um de um geo-profissional (Geólogo – especialidade Geologia Aplicada ou Geologia de Engenharia, Engenheiro Geotécnico, Engenheiro Geólogo e de Minas – especialidade Geotecnia, Engenheiro Civil – especialidade Geotecnia), que realiza uma observação sistemática da obra, sendo um elemento fulcral no desenvolvimento de escavações sejam elas a céu aberto ou subterrâneas - único elemento que está um passo à frente de todos os outros - possuidor de informação privilegiada, obtida pelas mais variadas formas: por levantamento da cartografia; pelas leituras fornecidos pelo(s) topógrafo(s); pelas suas próprias leituras dos instrumentos geotécnicos, entre outros, permitindo correlacioná-las entre si e interpretá-las e apresentar sob forma de relatório. Assim, as suas principais funções são:

- Planear as atividades diárias das equipas de trabalho (p.e. equipa de topografia e equipa de leitura dos instrumentos geotécnicos – piezómetros, inclinómetros, extensómetros);
- Realizar leituras nos diversos instrumentos instalados (inclinómetros, piezómetros, extensómetros), caso não exista equipa específica para esse efeito;
- Realizar a cartografia geológico-geotécnica das frentes de escavação;
- Realizar as diversas classificações geotécnicas associadas (às cartografias);
- Processar e analisar os dados recolhidos pelas equipas de trabalho;
- Participar nas reuniões de produção, justificando qualquer variação encontrada nos dispositivos de instrumentação instalados bem como aspetos das cartografias e classificações.

4.3.2 Acompanhamento técnico da obra

O acompanhamento técnico de uma obra subterrânea (inclui escavações a céu aberto - poços) é um fator decisivo para a sua qualidade, segurança, custo e prazo de execução. Este facto resulta do desconhecimento preciso das condições geológicas existentes, motivando constantes adaptações e alterações ao projeto (ou anteprojecto). Assim, o Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) tem como principais funções na obra:

- Supervisão do cumprimento integral do projeto;

- Acompanhamento das frentes de trabalho com registo diário da evolução dos trabalhos, seus rendimentos, os avanços, observação visual do terreno, diálogo com os encarregados de frente e respetivo registo fotográfico;
- Análise e interpretação da monitorização durante a construção, avaliando o comportamento geotécnico da escavação e decidindo sobre a aplicação de alternativas para a adaptação do projeto às condições reais de execução;
- Apoio para a resolução dos problemas que surjam no decorrer da obra;
- Apoio às partes envolvidas nos trabalhos, relativamente às alterações ao projeto inicial e discussões técnicas e contratuais resultantes;
- Recomendações de adaptação do projeto à realidade do maciço e do seu comportamento perante as escavações (corrigindo desvios entre as previsões do projeto e a realidade imposta pelo maciço; otimizações do passo de avanço, natureza dos suportes, necessidade de utilização de dispositivos auxiliares, como enfilagens, pregagens, etc.);
- Apoio à entidade executante na garantia da qualidade da execução, segurança da obra e otimização do projeto;
- Elo de ligação entre os vários intervenientes da obra (Projetista, fiscalização/dono de obra e entidade executante) na resolução dos problemas que surjam no decorrer da obra;

As atividades do ATO serão sempre baseadas no projeto, respeitando os seus limites e ouvindo o parecer do projetista sempre que as adaptações necessárias envolvam decisões que modifiquem de forma significativa a metodologia de projeto ou suas hipóteses de cálculo.

4.4 Procedimentos e metodologias para a análise dos assentamentos, monitorização e proteção dos edifícios circundantes

4.4.1 Considerações iniciais

A realização de obras subterrâneas acarreta uma descompressão e movimentos do meio escavado. Em particular, quando o meio for constituído por solo, rocha mole ou maciço rochoso fraturado, e em condições de baixa e/ou moderada cobertura. Tais perturbações manifestam-se à superfície como uma bacia de subsidência, cuja extensão precede à frente de escavação.

O projeto das obras subterrâneas em área urbana não pode prescindir da avaliação do impacto sobre as estruturas, infra-estruturas e serviços enterrados existentes nas proximidades das escavações.

Para a avaliação do impacto nas estruturas adjacentes à escavação, poderá ser aplicada uma metodologia que consiste em algumas etapas a serem realizadas de uma forma conjunta, conforme descrito abaixo (CJC 2009):

- Definição de uma bacia de subsidência;
- Caracterização dos edifícios afetados;
- Definição do plano de monitorização das estruturas dos túneis e das estruturas e utilidades circundantes às escavações;
- Avaliação do risco para cada edifício;
- Medidas a serem adotadas.

Abaixo são descritas de maneira sucinta cada uma das etapas.

4.4.2 Definição da bacia de subsidência

Durante a fase de projeto são desenvolvidas análises numéricas através de programas computacionais, bem como análises semi-empíricas que levam em conta a experiência do projetista em obras e situações similares para a estimativa prévia dos assentamentos dentro da área de influência das escavações.

Sabendo que a área de influência das escavações depende diretamente da geometria do problema:

- Diâmetro da escavação; e
- Profundidade da escavação.

(Este assunto será desenvolvido no Capítulo 7 – *Estudo de caso*, e apresentados os respetivos cálculos da estimativa de assentamentos na superfície).

Além destes fatores, outros influem diretamente no campo dos deslocamentos induzidos pela escavação, tais como:

- Natureza do maciço local;
- Condições e metodologias executivas (parcializações);
- Utilização de dispositivos auxiliares (tratamentos de maciço, etc.);
- Condições hidrogeológicas e drenagem do maciço durante a construção; e
- Rigidez do suporte utilizado.

Observa-se que os assentamentos dependem de fatores geométricos, geotécnicos e executivos, sendo o resultado da interação destes fatores, portanto, de difícil previsão. Neste caso, influi muito a experiência do projetista e um acompanhamento técnico da obra (ATO) com a participação direta no projeto.

Os assentamentos em superfície são em geral expressos pela relação entre a área da bacia de assentamentos e a área da seção transversal da escavação. Normalmente esta relação é chamada de “perda de solo” e representa, portanto, uma área percentagem da seção de escavação, por exemplo 0.3%, 0.5%, 1.0%, etc. Quanto menor esta “perda de solo”, menor o impacto das escavações sobre o maciço, estruturas e utilidades existentes na sua área de influência. Este tema será abordado no Capítulo 7 – *Estudo de caso*.

A primeira finalidade da determinação da bacia de subsidência é determinar os edifícios que serão potencialmente atingidos pela execução da obra. Para tal, é necessário uma monitorização com acompanhamento sistemático. A figura 4.15 mostra o exemplo de um túnel em meio urbano com a respetiva bacia de subsidência.



Figura 4.15 - Bacia de subsidência (linha azul a tracejado) e interferência com estruturas (a vermelho a via-férrea e a verde edifícios habitacionais).

4.4.3 Definição do plano de monitorização das estruturas dos poços e das estruturas e utilidades circundantes às escavações.

Uma das responsabilidades do projetista é a elaboração de um plano completo de monitorização das escavações e das edificações e utilidades circundantes às escavações.

O projeto de instrumentação externo às escavações, visará observar a adequabilidade da metodologia construtiva, o grau de segurança das estruturas e do impacto das escavações sobre o

maciço. Como instrumentação interna às escavações o projeto, visando observar a adequabilidade do processo executivo, a rigidez dos suportes e a qualidade da execução.

Assim a instrumentação deverá de acordo com as características da obra, sendo tipicamente utilizada os seguintes dispositivos de instrumentação:

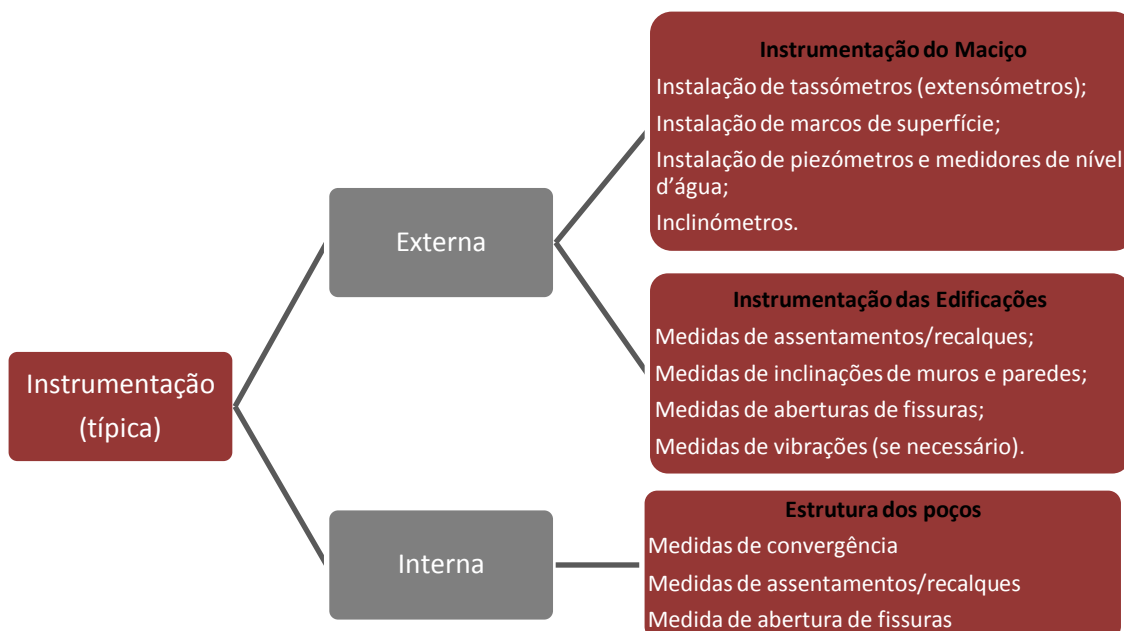


Figura 4.16 - Esquema de instrumentação mínima a aplicar em escavações.

4.4.4 Avaliação do risco de cada edifício

4.4.4.1 Introdução

No desenvolvimento do projetos de escavações é necessário prever movimentos induzidos em edifícios localizados à superfície (túneis) e edifícios próximos (escavações a céu aberto). Assim, a capacidade de cada edifício afetado (potencialmente atingido pela execução da obra) resistir a movimentos diferenciais sem apresentar danos deve ser avaliada. A classificação realizada pondera fatores como característica estrutural, funcionalidade, aspeto estético, conservação, orientação e posição relativa ao poço de cada edifício. Para cada edifício é determinado o seu Índice de Vulnerabilidade (Iv) com base no levantamento realizado em campo (Auto de Vistoria).

No presente trabalho não será dado desenvolvimento aos procedimentos e metodologias para inspeção prévia dos edifícios, onde a caracterização dos edifícios e o trabalho desenvolvido pela equipa de campo momento de inspeção dos edifícios é mais detalhada.

4.4.4.2 Avaliação do risco

A avaliação do risco pertinente a cada edifício é de acordo com uma classificação que prevê várias categorias de risco, que depende de autor para autor e que se referem a danos estéticos, danos funcionais e danos estruturais. No quadro abaixo é indicado duas classificações, uma proposta por Burland (1977) e outra por Rankin, de acordo com o quadro seguinte:

Quadro 4.10 - Classes de risco relativo ao tipo de dano em edifícios (adaptado CJC, 2008).

Classificação de risco		Tipo de dano	Descrição
Burland	Rankin		
0	1	Estético	Apresentam-se sobre a forma de leves fissurações ou deslocamentos em panos de enchimento, paredes divisórias, pavimentações e acabamentos em geral. Estes efeitos podem ser toleráveis enquanto facilmente reparáveis, sobretudo para edifícios correntes, sem particular importância.
1	2		
2			
3			
3		Funcional	Referem-se à funcionalidade de partes da estrutura ou nelas alojadas (p. e. instrumentos de precisão sensíveis a movimentos diferenciais), sem que seja colocada em perigo a estabilidade ou segurança da estrutura.
4	3		
5	4	Estrutural	Referem-se a fissurações (estruturas em betão armado) ou excessiva deformação (estruturas com paredes resistentes) dos elementos estruturais. Podem conduzir ao colapso só de elementos estruturais, da ligação entre eles ou até da estrutura completa. A evidência de tal tipo de dados pode também permanecer ocultada pelos acabamentos, que podem permanecer razoavelmente intactos (os acabamentos são realizados quando a estrutura portante já sofreu grande parte das deformações próprias e portanto mantém, em teoria, um grau de resistência às solicitações externas mais elevado).

4.4.4.3 Medidas a serem adotadas

As medidas a serem adotadas são baseadas na tabela abaixo indicada, em função das diferentes categorias de risco pertinentes a cada edifício.

Quadro 4.11 – Medidas a adotar relativo ao tipo de dano em edifícios (adaptado CJC, 2008).

Classificação de risco de dano		Medidas a adotar antes ou durante a execução das obras.	Descrição das medidas tipo A, B e C
Burland	Rankin		
0 (Estético)	1 (Estético)	Medidas do tipo A	Incluem a monitorização básica dos edifícios, sendo esta constituída apenas por um reduzido número de dispositivos, de modo a possibilitar a deteção de uma eventual anomalia em termos de assentamentos ou deslocamentos no plano do edifício que, a ocorrer, conduzirá ao reforço da instrumentação instalada.
1 (Estético)			
2 (Estético)	2 (Estético)	Medidas do tipo B	Incluem a monitorização corrente dos edifícios, sendo esta constituída por um maior número de dispositivos, de forma a monitorizar mais rigorosamente as grandezas já referidas e, ainda, os deslocamentos relativos, o desenvolvimento da fissuração e os níveis de vibração registrados pelos edifícios. Este tipo de medidas inclui ainda a fixação ou a remoção de elementos soltos existentes nos edifícios.
3 (Estético / funcional)	3 (Funcional)	Medidas do tipo C	Incluem todas as medidas definidas para o tipo B, e ainda a implementação de medidas corretivas, como por exemplo o reforço das fundações ou da estrutura do edifício, a consolidação do maciço, nomeadamente no tardoz da estrutura de contenção, a alteração do projeto no sentido de se reduzirem as deformações associadas à escavação, a evacuação prévia de edifícios, etc.
4 (Funcional)	4 (Estrutural)		
5 (Estrutural)			

As medidas dos tipos B e C incluem ainda a realização de inspeções técnicas periódicas aos edifícios, a realizar durante o período de execução dos trabalhos. Estas têm como objetivo o de, por um lado, se detetar eventuais sinais ou evidências de deficiente comportamento dos edifícios, quer a nível funcional, quer a nível estrutural e, por outro, aferir a relação entre os resultados das leituras da monitorização realizada e os danos efetivamente sofridos pelos edifícios.

Antes do início da obra, é necessário realizar uma vistoria técnica a todas as estruturas, identificadas no projeto como potencialmente atingido pela execução da obra, de forma a aferir as patologias existentes. Posteriormente estas patologias deverão ser comparadas com as patologias da vistoria técnica final, de forma a assegurar que não houve danos nas estruturas resultante da execução da obra.

5. Segurança e Higiene

5.1 Introdução

As mudanças na economia e no mundo do trabalho, a crise económica e financeira mundial, o paradigma da falência financeira portuguesa e os novos riscos emergentes, trazem à sociedade no geral, nomeadamente a trabalhadores e empregadores, novos desafios que importa analisar e antecipar. Estes novos desafios, nomeadamente na prevenção do risco laboral, não se localizam apenas nos países industrializados e com economias mais robustas. Estes novos desafios encontram-se disseminados por todo o mundo globalizado, nomeadamente nas economias mais modernas, mas mais fragilizadas com a recente crise do mercado financeiro mundial e em particular no nosso país.

O manifesto atraso na implementação de uma verdadeira cultura da segurança e saúde no trabalho sentida no nosso país, constitui um dos fatores de maior entrave ao desenvolvimento e sustentabilidade do trabalho e ao mesmo tempo um fator de inércia para encarar todos os novos desafios de uma forma mais positiva e otimista. Desta forma os novos riscos emergentes transformam-se em algo de difícil antecipação, tornando-se mesmo em matérias futuristas e de fraco relevo ao nível da sua prioridade em termos de prevenção (OERN - 10º Congresso internacional de segurança e saúde no trabalho).

Em Portugal, desde a última década, quer por força da implementação de certificação nas empresas, quer por nova legislação em matéria de higiene, segurança e saúde, levaram a um aumento significativo na melhoria das condições de segurança nos locais de trabalho, nomeadamente nas obras. Mesmo assim, muito aquém do desejável, pois os custos diretos e indiretos na segurança são por vezes muito elevados face ao valor de adjudicação de uma obra. É frequente o subempreiteiro ou até mesmo o empreiteiro abdicar ou não incluir na proposta os custos com a segurança, permitindo ganhar obras de forma desleal face à concorrência. Entendemos que para ultrapassar estas situações de desigualdade, que tendem a aumentar com a situação que o país atravessa, uma das ações a tomar é a inclusão no mapa de quantidade uma rubrica para a segurança, atribuindo um valor fixo ou uma percentagem em relação ao valor adjudicado.

5.2 Atividade da segurança e higiene

A **Segurança do Trabalho** é a atividade decorrente da análise de riscos, prevenção, proteção, gestão dos riscos e demais medidas necessárias, no decurso dos riscos de operação (por exemplo, falta de sinalização de segurança, máquinas desprotegidas ou pisos molhados).

A **Higiene do Trabalho**, por sua vez, pode ser considerada como:

- A atividade que contém a prevenção e controlo dos riscos do ambiente (por exemplo: as atmosferas perigosas, o ruído, o calor e a radiação);
- As técnicas de atuação sobre os contaminantes físicos, químicos e biológicos que têm por finalidade prevenirem doenças profissionais.

A higiene e a segurança são duas atividades que estão intimamente relacionadas com o objetivo de garantir condições de trabalho capazes de manter um nível de saúde dos colaboradores e trabalhadores de uma empresa.

Segundo a Organização Mundial de Saúde (OMS), a verificação de condições de Higiene e Segurança consiste "*num estado de bem-estar físico, mental e social e não somente a ausência de doença e enfermidade*".

Para além disso, as condições de segurança, higiene e saúde no trabalho constituem o fundamento material de qualquer programa de prevenção de riscos profissionais e contribuem, na empresa, para o aumento da competitividade com diminuição da sinistralidade.

5.3 Legislação de segurança aplicável em obra

A entidade executante e todas as entidades por si contratadas ou que intervêm direta ou indiretamente na obra são obrigadas a cumprir todas as disposições legais e contratuais, bem como a assegurar o seu cumprimento pelos intervenientes que se encontram na sua dependência. Segue-se a apresentação da lista mínima da principal legislação de segurança e de saúde aplicáveis no estaleiro:

- Lei n.º 102/2009 de 10 de Setembro – Regime jurídico da promoção da segurança e saúde no trabalho.
- Decreto-Lei n.º 110/2000 de 30 de Junho – Estabelece as condições de acesso e de exercício das profissões de técnico superior de segurança e higiene do trabalho e de técnico de segurança e higiene no trabalho.
- Decreto-Lei n.º 109/2000 de 30 de Junho – Altera o Decreto-Lei n.º 26/94 de 1 de Fevereiro, alterado pelas Leis n.ºs 7/95 de 29 de Março e 118/99 de 11 de Agosto, que contém o regime de organização e funcionamento das atividades de segurança, higiene e saúde no trabalho.

- Decreto-Lei n.º 273/2003 de 29 de Outubro – Procede à revisão da regulamentação das condições de segurança e de saúde no trabalho a aplicar em estaleiros temporários ou móveis, constante do Decreto-Lei n.º 155/95 de 1 de Julho.
- Decreto-Lei n.º 46 427/65 de 10 de Julho – Aprova o Regulamento de Segurança no Trabalho da Construção Civil.
- Decreto n.º 41 821 de 11 de Agosto de 1958 – Aprova o Regulamento de Segurança no Trabalho da Construção Civil.
- Decreto-Lei n.º 41 820 de 11 de Agosto de 1958 – Promulga várias disposições atinentes à segurança e proteção do trabalho nas obras de construção civil.
- Decreto n.º 46427, de 10 de Julho de 1965 - Aprova o Regulamento das Instalações Provisórias Destinadas ao Pessoal Empregado nas Obras.
- Decreto-Lei n.º 50/2005 de 25 de Fevereiro - Prescrições mínimas de segurança e de saúde para a utilização pelos trabalhadores de equipamentos de trabalho.
- Decreto-Lei n.º 103/2008 de 24 de junho - Estabelece as regras a que deve obedecer a colocação no mercado e a entrada em serviço das máquinas.

5.4 Acidentes de trabalho

A dimensão relativa dos acidentes em estaleiros de construção assume uma importância significativa, comprovada pelas estatísticas da Autoridade para as Condições de Trabalho (ACT), segundo as quais, em Portugal, ocorreram no ano de 2010, nestes locais, 55 acidentes de trabalho mortais, sendo as quedas (e destas as quedas em altura) a principal causa de morte que representam 41%. Estes factos assumem uma dimensão que deve preocupar os intervenientes.

O gráfico 5.1, apresenta uma perspetiva dos acidentes de trabalho mortais por setor de atividade em 2010 e que refletem o elevado número de acidentes de trabalho no setor da construção, face aos outros setores de atividade.

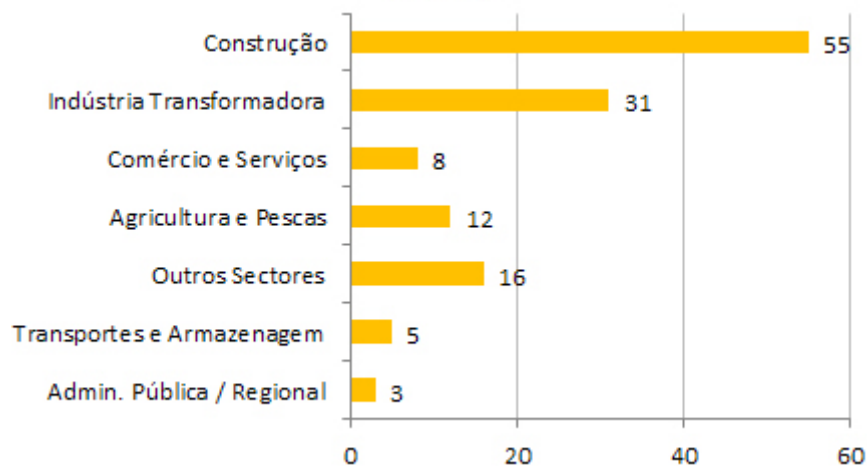


Gráfico 5.1 – Acidentes de trabalho mortais por setor de atividade em 2010 (fonte: GEP).

Em determinados sectores de atividade, onde se inclui nomeadamente a construção, o trabalho está, por norma, associado a uma maior perigosidade, o que permite afirmar que os trabalhadores destes sectores produtivos estão mais expostos do que outros aos riscos profissionais, conforme ilustra o gráfico 5.1.

A seguir, apresenta-se a evolução dos acidentes de trabalho totais e mortais entre o ano de 2000 e 2009, ocorridos em Portugal, em todos os setores de atividade.

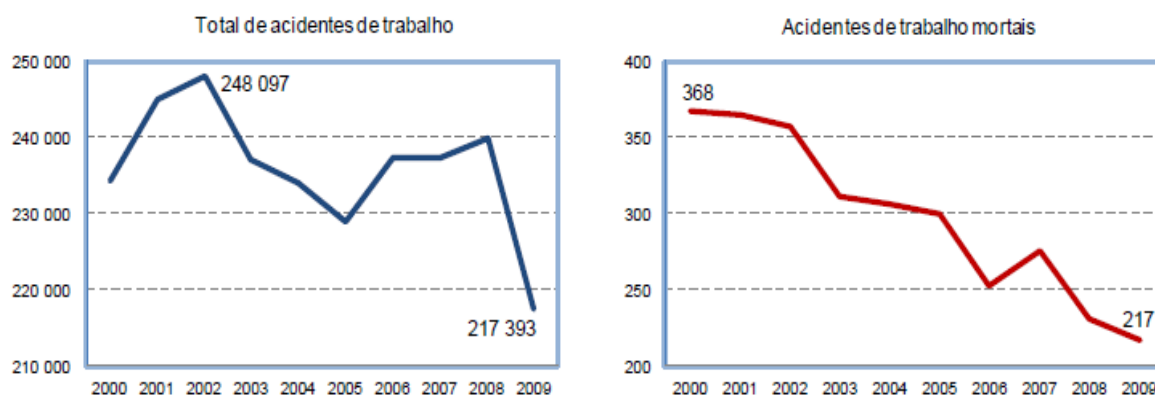


Gráfico 5.2 – Acidentes de trabalho, total e mortais, do ano 200 a 2009. (fonte: GEP).

Constata-se que os acidentes de trabalho mortais têm sofrido uma tendência de descida e que se manteve em 2010, com um total de acidentes mortais de 130 (gráfico 5.1), face ao ano de 2009 com 217 acidentes mortais. Aqui é importante salientar dois aspetos que têm influenciado estes resultados: a diminuição da atividade económica, em especial o setor da construção e as diversas campanhas de sensibilização e informação.

É prática comum apelar ao *slogan* “Acidentes zero”, mas só é possível com o esforço de todos e investindo de uma forma séria e eficaz na cultura da prevenção, indo de encontro da campanha lançada pela Agência Europeia para a Segurança e a Saúde no Trabalho.

5.5 Prevenção

Tratando-se de aspetos que envolvem riscos físicos, a prevenção é o fator que merece maior destaque, motivando para tal que se exerçam atividades prévias à execução da obra.

As ações de intervenção, em termos de prevenção, podem ser efetuadas pela eliminação ou limitação do risco, correspondendo a medidas de engenharia tomadas na conceção e dimensionamento no projeto; envolvimento do risco, através de medidas protetoras em obra; afastamento dos indivíduos, com aspetos técnicos e organizacionais que motivem o afastamento de terceiros e impeçam a negligência ou inadvertência dos trabalhadores; e de proteção pessoal, através da utilização, pelos trabalhadores, de equipamentos de proteção individual adequados às tarefas em desenvolvimento.

Em geral, as intervenções de proteção através de medidas de engenharia, relacionadas com a conceção, projeto e organização, são as mais eficazes e de menor custo, constituindo uma preocupação que deve nortear todas estas atividades. A acrescer a estas medidas, devem ser preconizadas ações periódicas de formação e informação dos trabalhadores, devendo-se evitar a contratação de pessoal temporário sem formação específica para a obra, principalmente se forem executar trabalhos com riscos especiais (ver quadro 5.12).

5.5.1 Princípios gerais de prevenção

São nove os Princípios Gerais de Prevenção de acordo com a Diretiva 89/391/CEE, e estão descritos no quadro abaixo mencionado. Esta diretiva foi transposta para o direito interno Português através do Decreto-Lei n.º 441/91, de 14 de Novembro, alterado posteriormente pelo Decreto-Lei n.º 133/99, de 21 de Abril.

Mais tarde os princípios gerais da prevenção foram assumidos pela Lei nº 102/2009, de 10 de Setembro, que revoga os diplomas atrás referidos. Teve por objeto a execução de medidas destinadas a promover no espaço europeu a melhoria da segurança e saúde dos trabalhadores.

Nela se incluíram nove princípios gerais – atribuídos às entidades empregadoras - relativos à prevenção dos riscos profissionais e à proteção da segurança e da saúde, à eliminação dos fatores de risco e de acidente, à informação, à consulta, à participação, de acordo com as legislações e/ou

práticas nacionais, à formação dos trabalhadores e seus representantes, assim como linhas mestras a observar com vista à sua aplicação no terreno.

- Primeiro: Evitar os riscos;
- Segundo: Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
- Terceiro: Combater os riscos na origem;
- Quarto: Adaptar o trabalho ao homem, especialmente no que se refere à conceção dos postos de trabalho, bem como à escolha dos equipamentos de trabalho e dos métodos de trabalho e de produção, tendo em vista, nomeadamente, atenuar o trabalho monótono e o trabalho cadenciado e reduzir os efeitos destes sobre a saúde;
- Quinto: Ter em conta o estado de evolução da técnica;
- Sexto: Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
- Sétimo: Planificar a prevenção com um sistema coerente que integre a técnica, a organização do trabalho, as condições de trabalho, as relações sociais e a influência dos fatores ambientais no trabalho;
- Oitavo: Dar prioridade às medidas de prevenção coletiva em relação às medidas de proteção individual;
- Nono: Dar instruções adequadas aos trabalhadores.

De forma a dar cumprimento ao anteriormente descrito, e elaborado legislação específica para o setor da construção, foi constituído um dos instrumentos fundamentais do planeamento e da organização da segurança no trabalho em estaleiros temporário e móveis, através do plano de segurança e saúde a seguir descrito.

5.5.2 Plano de segurança e saúde

O Plano de Segurança e Saúde (PSS) É um documento dinâmico, iniciado na conceção do empreendimento e alvo de permanentes atualizações nas etapas posteriores de projeto, adjudicação e execução, sendo concluído apenas com a receção da obra.

Iniciado na fase de projeto o PSS vai sendo posteriormente desenvolvido e especificado antes de se passar à execução da obra pela entidade executante, normalmente designado por Desenvolvimento do Plano de Segurança e Saúde (DPSS).

5.5.2.1 Objetivo do PSS

O PSS tem por objetivo principal identificar e avaliar os riscos associados ao processo construtivo e aos materiais a aplicar, garantindo que a entidade executante tem conhecimento dos riscos que terá de considerar para proceder ao controlo e minimização dos acidentes de trabalho através da organização e gestão de segurança a implementar na obra que se projeta levar a execução.

Para a concretização deste objetivo, o referido plano estabelece as condições mínimas de segurança e saúde no trabalho a implementar e as formas de evidência das ações desenvolvidas no sentido de dar cumprimento à sua aplicação.

Para que não ocorram ou se evitem acidentes, é necessário que todos os trabalhos sejam concebidos, programados e executados corretamente e que, simultaneamente, haja um empenho consciente de todos e de cada um, independentemente das áreas de que se ocupem e funções que desempenhem.

5.5.2.2 Responsabilidades dos diversos intervenientes na segurança da obra

O ato de construir envolve a intervenção de um vasto conjunto de intervenientes que são destinatários de obrigações específicas no âmbito da segurança e saúde do trabalho. A seguir são identificadas algumas das principais responsabilidades relativas à segurança e saúde dos intervenientes nas obras de construção (para detalhe das obrigações dos intervenientes, devem ser consultados os Artigos 17.º a 20.º do decreto-lei 273/2003 de 29 de outubro).

DONO DA OBRA

Entende-se por dono da obra como sendo a entidade por conta de quem a obra é realizada.

O papel do dono da obra, no que diz respeito à prevenção de riscos profissionais, assume expressão significativa no quadro das opções conceptuais, da programação e preparação da execução e da execução propriamente dita, nos seguintes aspetos:

- Nomear os coordenadores de segurança em projeto e em obra;
- Elaborar ou mandar elaborar o Plano de Segurança e Saúde (PSS), quando tal for obrigatório;
- Aprovar o desenvolvimento e as alterações do plano de segurança e saúde para a execução da obra;
- Impedir que a entidade executante inicie a implantação do estaleiro sem que esteja aprovado o *Plano de Segurança e Saúde* para execução da obra;

- Comunicar previamente a abertura do estaleiro à Autoridade para as Condições de Trabalho (ACT), nas situações em que exista essa obrigatoriedade, entregando cópia dessa comunicação à entidade executante;
- Elaborar ou mandar elaborar a compilação técnica da obra;
- Quando intervierem duas ou mais empresas executantes na obra, designar a entidade que deve tomar as medidas necessárias, para que o acesso ao estaleiro seja reservado a pessoas autorizadas;
- Assegurar o cumprimento das regras de gestão e organização geral do estaleiro incluídas no plano de segurança e saúde.

AUTOR DO PROJETO

Entende-se por autor do projeto como sendo a pessoa que é reconhecida como projetista, que elabora ou participa na elaboração do projeto da obra.

Ao autor do projeto competirá garantir, no projeto, a prevenção de riscos profissionais, em termos de conceção da obra e de dimensionamento, tendo em conta os princípios gerais de prevenção de riscos profissionais, designadamente nos seguintes domínios:

- No âmbito das escolhas técnicas equacionadas e desenvolvidas no projeto, incluindo as metodologias relativas aos processos e métodos construtivos, bem como os materiais e equipamentos a incorporarem na edificação;
- Nas definições relativas aos processos de execução do projeto, incluindo as relativas à estabilidade e às diversas especialidades, as condições de implantação da edificação e os condicionalismos envolventes da execução dos trabalhos;
- No que diz respeito às soluções organizativas que se destinem a planificar os trabalhos ou as suas fases, bem como a previsão do prazo da sua realização;
- Quanto aos riscos especiais para a segurança e saúde, enumerados no artigo 7.º do Decreto-Lei n.º 273/2003;
- Nas definições relativas à utilização, manutenção, conservação e demolição da edificação;
- Prestar informações ao coordenador de segurança em obra e à entidade executante sobre aspetos relevantes dos riscos associados à execução do projeto;

COORDENADORES DE SEGURANÇA

Os coordenadores de segurança e saúde em projeto e em obra desempenham um papel fundamental de aconselhamento e apoio técnico aos processos de decisão do dono de obra e de

dinamização da ação dos diversos intervenientes no que se refere à observância dos princípios gerais de prevenção nas fases de elaboração do projeto, de contratualização da empreitada, de execução dos trabalhos de construção e, até, quanto à consideração das intervenções subsequentes à conclusão da edificação.

Em Portugal, a figura do Coordenador de Segurança em Obra (CSO) não se encontra regulamentada e é ainda um pouco desvalorizada e inexistente em muitas das obras particulares e públicas. Em muitos dos casos o dono de obra contrata por obrigações legislativas, mas por razões meramente de custos, com afetações à obra muitos reduzidos, não permitindo ao CSO na grande maioria das obras desempenhar com rigor e atempadamente as suas funções, ficando muito aquém das responsabilidades que lhe são atribuídas pela legislação em vigor.

ENTIDADE EXECUTANTE

O conceito de entidade executante foi estabelecido para designar a intervenção do empreiteiro.

À entidade executante cabe, de acordo com a relação contratual estabelecida com o dono da obra, assegurar a execução da totalidade ou de parte da obra. A entidade executante, habitualmente designada como “adjudicatário” ou “empreiteiro geral” fornece os equipamentos de trabalho, seleciona os métodos de trabalho que entende mais adequados à realização da obra, decide sobre a organização do trabalho no estaleiro da obra, constitui e/ou define a necessidade de constituição das equipas de trabalho. Nestas circunstâncias encontra-se, em posição adequada para promover o desenvolvimento do planeamento da prevenção de riscos profissionais iniciado na fase de projeto e para equacionar estes aspetos no quadro dos mecanismos de contratação de subempreiteiros e trabalhadores independentes. Assim, à entidade executante cabe, nomeadamente:

- Avaliar os riscos associados à execução da obra e definir e implementar as medidas de prevenção adequadas;
- Mobilizar os recursos adequados dos seus serviços de prevenção;
- Propor ao dono da obra o desenvolvimento e a adaptação do PSS;
- Tomar as medidas necessárias a uma adequada organização e gestão do estaleiro, incluindo a organização do sistema de emergência;
- Tomar as medidas necessárias para que o acesso ao estaleiro seja reservado a pessoas autorizadas;
- Dar a conhecer o plano de segurança e saúde para a execução da obra e as suas alterações aos subempreiteiros e trabalhadores independentes, ou pelo menos a parte que os mesmos necessitam de conhecer por razões de prevenção;

- Comunicar, à ACT e ao coordenador de segurança, qualquer acidente de trabalho de que resulte a morte ou lesão grave de trabalhos ou trabalhador independente colocado sob sua responsabilidade;
- Fornecer os elementos necessários à elaboração da compilação técnica.

Entendemos que existe já legislação suficiente para assegurar melhores condições de segurança dos trabalhadores, é preciso pô-la em prática. Já foi referido anteriormente a falta de acompanhamento de obras pelo CSO, é também necessário a existência efetiva de um Coordenador de Segurança em Projeto (CSJ) e que esse elemento faça parte integrante das soluções de projeto, como por exemplo:

- Incorporar nas peças desenhadas, nos avanços de escavação ou em elementos estruturais, pontos de amarração para linhas de vida;
- Incorporar nas peças desenhadas, nas armaduras dos pilares, vigas de bordadura e lajes, ferros de espera específicos ou negativos para colocação de elementos de segurança, como por exemplo para amarração de linha de vida e/ou montagem de guarda-corpos;
- Limitar a altura de cofragens à altura média dos trabalhadores, indo de encontro ao 4º principio da prevenção;
- Incorporar nas peças desenhadas, soluções ou opções arquitetónicas que permitam na vida útil da obra edificada, aceder a locais que necessitem de manutenção, conservação e que garantam condições de segurança necessárias;
- Garantir que as coberturas tem platibanda com altura mínima de 1,0 m;
- Garantir que a viga de bordadura é dimensionada para que, pelo menos, garanta a fixação de plataformas suspensas.

5.5.2.3 Atividades ou trabalhos de risco elevado / especiais

Tendo em conta o descrito no ponto 5.4.2, a legislação em vigor confere um destaque muito particular ao conceito de risco especial, dele fazendo depender dois desenvolvimentos:

Um relativo ao papel dos diversos intervenientes no empreendimento construtivo (dono da obra, projetistas, executantes e coordenadores de segurança). Por outro lado, tais riscos especiais devem ser objeto de análise detalhada quer do PSS, quer na Compilação Técnica (CT), em função da conjugação da sua probabilidade e da sua gravidade.

Tratando-se da execução de determinadas tarefas, a exposição aos respetivos riscos profissionais poderá ter consequências mais gravosas, pelo que, nestes casos, haverá que abordar a proteção dos trabalhadores relativamente aos fatores de risco de forma ainda mais aprofundada.

A Lei nº 102/2009, de 10 de Setembro - Regime jurídico da promoção da segurança e saúde no trabalho, aplicado a todos os setores de atividade, considera de risco elevado as seguintes atividades gerais mencionadas no quadro 5.12. Enquanto o Decreto-Lei n.º 273/2003 de 29 de Outubro – Procede à revisão da regulamentação das condições de segurança e de saúde no trabalho a aplicar em estaleiros temporários ou móveis, mais específico para a área da construção.

Quadro 5.12 – Listagem de atividades de riscos elevados/especiais.

A Lei nº 102/2009, Consideram-se de risco elevado:	Decreto-Lei 273/2003, consideram-se riscos especiais:
<ul style="list-style-type: none"> - Trabalhos em obras de construção, escavação, movimentação de terras, túneis, com riscos de quedas de altura ou de soterramento, demolições e intervenção em ferrovias e rodovias sem interrupção de tráfego; - Atividades de indústrias extrativas; - Trabalho hiperbárico; - Atividades que envolvam a utilização ou armazenagem de quantidades significativas de produtos químicos perigosos suscetíveis de provocar acidentes graves; - Fabrico, transporte e utilização de explosivos e pirotecnia; - Atividades de indústria siderúrgica e construção naval; - Atividades que envolvam contato com correntes elétricas de média e alta tensão; - Produção e transporte de gases comprimidos, liquefeitos ou dissolvidos, ou a utilização significativa dos mesmos; - Atividades que impliquem a exposição a radiações ionizantes; - Atividades que impliquem a exposição a agentes cancerígenos, mutagénicos ou tóxicos para a reprodução; - Atividades que impliquem a exposição a agentes biológicos do grupo 3 ou 4; - Trabalhos que envolvam risco de silicose. 	<ul style="list-style-type: none"> Queda em altura, soterramento e afundamento agravados por qualquer circunstância envolvente da execução dos trabalhos; - Doenças profissionais causadas por agentes químicos e biológicos; - Exposição a radiações ionizantes (quando for obrigatória a designação de zonas controladas ou vigiadas); - Situações que pela sua própria natureza envolvem risco elevado, tais como os trabalhos: - Na proximidade de linhas elétricas de média e alta tensão; - Nas vias rodoviárias e ferroviárias que se encontrem em exploração, ou na sua proximidade; - De mergulho com aparelhagem; - Em poços, túneis, galerias ou caixões de ar comprimido; - Na utilização de explosivos e em trabalhos em atmosferas explosivas; - Na montagem e desmontagem de elementos (pré-fabricados ou de outra natureza) de grandes dimensões e peso.

5.6 Avaliação de riscos

É o processo de avaliação dos riscos para a saúde e a segurança dos trabalhadores decorrentes de perigos no local de trabalho. Na prevenção e no controlo dos riscos, importa ter em conta os princípios gerais de prevenção já mencionados no ponto 5.4.1.

A avaliação dos riscos passa por uma consciente monitorização, acompanhamento e supervisão técnica, e avaliação constante do projeto e construção.

Como a avaliação de riscos é uma área muito complexa, a sua abordagem será somente superficial e de forma a refletir algumas das atividade/tarefas relacionadas com o tema da presente tese, de forma a suscitar a reflexão e sensibilidade para a prevenção.

Neste ponto será abordada a segurança e higiene no trabalho, com realce a dois aspetos distintos: riscos profissionais decorrentes da execução da escavação dos poços e os riscos profissionais específicos do trabalho de monitorização da obra.

5.6.1 Ações para a prevenção de riscos

Um dos pontos fundamentais na prevenção de riscos é a boa preparação e planeamento dos trabalhos. É importante a realização de uma reunião de preparação dos trabalhos em que estejam envolvidos os principais intervenientes nesses trabalhos, onde se incluiu o encarregado, a direção de obra, o técnico de segurança e, se o trabalho for executado por um subempreiteiro, que esteja presente o representante/responsável em obra dessa empresa. Da discussão resultará necessariamente um conjunto de ações que visam a prevenção de riscos profissionais.

Desta reunião será possível, ao responsável da segurança, elaborar um documento denominado por Procedimento Especifico de Segurança (PES), também designado por Plano de Trabalhos com Riscos Especiais (PTRE) que será obrigatório ser validado pelo CSO e aprovado pelo dono de obra, antes do início dos trabalhos.

Desse documento deve constar uma série de elementos, tais como:

- Cronograma de trabalhos;
- Memória descritiva/faseamento construtivo;
- Meio humanos e equipamentos;
- Condicionalismos existentes;
- Materiais e produtos com riscos especiais;
- Identificação e avaliação de riscos;
- Medidas preventivas e de proteção;
- Proteções individuais e coletivas;

- Procedimentos de emergência;
- Fichas técnicas, fichas de segurança, peças desenhadas, memórias de cálculo (se aplicável).

Após aprovação do dono de obra, deverá ser ministrada a formação a todos os trabalhadores afetos à atividade. Por último lugar, de forma a fechar o ciclo, há que assegurar o necessário acompanhamento do cumprimento das regras de segurança através dos *Procedimentos e Registos de Inspeção e Prevenção (PRIP)*, parte integrante do PES ou PTRE.

5.6.2 Metodologia de identificação de perigos e avaliação de riscos

Definição de perigo: fonte ou situação para o dano, em termos de lesões ou ferimentos para o corpo humano ou de danos para a saúde, para o património, para o ambiente do local de trabalho, ou uma combinação destes.

Definição de risco: expressa uma probabilidade de possíveis danos dentro de um período específico de tempo ou número de ciclos operacionais.

O primeiro passo para a identificação de perigos, avaliação e controlo de riscos consiste em seleccionar uma atividade ou tarefa. Deverá ser dada prioridade às atividades ou tarefas que se julgue apresentarem riscos acrescidos baseado em: experiência do passado; riscos especiais; preocupações expressas pelos trabalhadores e requisitos legais, outros requisitos ou procedimentos.

Após identificação de perigos, procede-se à avaliação de riscos de forma a determinar a ordem de grandeza do risco analisado.

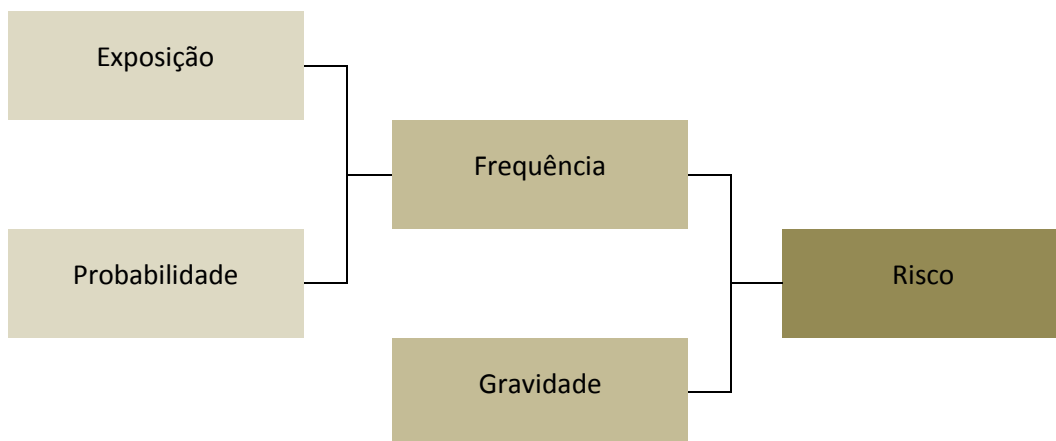


Figura 5.17 – Esquema de avaliação de riscos.

A avaliação de riscos é neste caso efetuada através da combinação da frequência com a gravidade, conforme figura anterior, em que a frequência do dano é baseada no nível de exposição dos seres humanos ao perigo e da probabilidade de provocar dano nas pessoas expostas.

A partir destas combinações e dos valores atribuídos a cada uma, é possível realizar uma matriz de identificação de perigos e avaliação de riscos, com as necessárias medidas preventivas para cada risco identificado na atividade/tarefa, conforme quadro 5.13 abaixo mencionado.

Quadro 5.13 - Quadro tipo de matriz de identificação de perigos e avaliação de riscos.

ATIVIDADE / TAREFA	PERIGO	RISCO	CLASSIFICAÇÃO			AVALIAÇÃO DE RISCO	MEDIDAS IMPLEMENTADAS	DOCS. REF.º	RE-CLASSIFICAÇÃO			AVALIAÇÃO DE RISCO	DOC. DE Controlo
			FREQUÊNCIA	GRAVIDADE	RESULTADO				FREQUÊNCIA	GRAVIDADE	RESULTADO		

Na matriz de identificação de perigos e avaliação de riscos indicam-se as atividades previstas que, em função do risco não controlado no projeto ou ainda que, tendo por base os métodos de execução habituais, são consideradas atividades com risco. Excluem-se destes riscos as atividades de trabalhos preparatórios, desvios de infraestruturas, execução de viga de bordadura, entre outros. O fundamento deste capítulo é abordar o tema da segurança e higiene de forma genérica, sem esquecer contudo, os riscos profissionais decorrentes das atividades de execução de escavação de poços e o trabalho de monitorização da obra. Quanto aos riscos causados a terceiros decorrentes de assentamentos/deformações nas estruturas envolventes, estes riscos foram tidos em consideração em toda a fase projeto. A instrumentação e a monitorização são bons exemplos no controlo dos possíveis riscos, pelo que não será dado ênfase nesta abordagem aos riscos.

O quadro seguinte permite identificar uma lista não exaustiva de riscos potenciais, equipamentos e mão-de-obra para as atividades mencionadas anteriormente.

Quadro 5.14 – Lista não exaustiva de riscos potenciais, equipamentos e mão-de-obra.

Riscos potenciais		Máquinas / Equipamentos		Mão-de-Obra (categ. profissional/função)	
1	Atropelamento	E1	Grua torre	C1	Encarregado
2	Capotamento	E2	Escavadora giratória	C2	Chefe de equipa
3	Esmagamento	E3	Retroescavadora	C3	Gruista
4	Entalamento	E4	Dumper's	C4	Manobrador Escavadora
5	Queda em altura	E5	Caçamba	C5	Manobrador equip. furação
6	Queda ao mesmo nível	E6	Robot projeção / Misturadora	C6	Manobrador robot projeção
7	Queda de materiais	E7	Equipamento furação	C7	Motorista pesados
8	Desprendimento/queda de blocos	E8	Bomba Hidropneumática	C8	Responsável da central de injeção
9	Choque com objetos/materiais	E9	Central de injeção	C9	Soldador
10	Choque entre equipamentos	E10	Autobomba	C10	Pedreiro
11	Soterramento	E11	Compressor	C11	Serralheiro
12	Ruído	E12	Multifunções	C12	carpinteiro
13	Inalação de poeiras e gases	E13	Autobetoneira	C13	Servente
14	Projeção de partículas / líquidos	E14	Plataforma não integrada	C14	Topografo
15	Esforços músculo-esqueléticas	E15	Escada torre	C15	Porta miras
16	Eletrocussão/Eletrização	E16	Escada de mão	C16	Geólogo / Geotécnico
17	Queimaduras/irritações	E17	Aparelho de topografia	C17	Técnico de segurança
18	Cortes /perfurações				
19	Amputação				
20	Incêndio				
21	Explosão				

Tendo em conta o quadro 5.14, é atribuído para a cada atividade/tarefa os potenciais riscos, equipamentos e mão-de-obra que poderão ser utilizados ou que foram utilizados no estudo de caso. No quadro 5.15, apresenta-se os riscos decorrentes da escavação, tendo como base os métodos de execução e contenção preconizado no estudo de caso.

Quadro 5.15 - Riscos decorrentes da escavação dos poços.

Atividade/tarefa	Riscos potenciais	Máquinas / Equipamentos	Mão-de-obra
Escavação de painéis e sustimento primário			
Escavação na vertical	1-2-3-8-10-11-12-13-14	E2-E3	C1-C2-C4-C13
Carregamento e transporte de terras	1-2-3-7-10-13	E1-E2-E4-E5	C3-C4-C7
Colocação de malha eletrosoldada	4-5-6-15-18		C2-C9-C11
Projeção de Betão	6-9-13-14-15-16-17	E6-E13	C2-C6-C13
Execução de pregagens e geodrenos			
Execução de furação horizontal	4-12-13-14	E7	C2-C5-C13
Colocação de pregagens e geodrenos	4-5-6-7-8-15-18	E12-E16	C2-C13
Aperto das pregagens	5-9-18	E8-E16	C2-C13
Injeção de selagem	4-6-13-14-15-17	E9	C2-C8-C13

No quadro 5.16 apresentam-se as atividades decorrentes da instalação de instrumentação e da atividade diária dos trabalhadores especializados no acompanhamento da monitorização (geoprofissional e equipa de topografia).

Quadro 5.16 - Riscos decorrentes da instalação de instrumentação e da atividade de monitorização.

Atividade/tarefa	Riscos potenciais	Máquinas / Equipamentos	Mão-de-obra
Instalação de instrumentação (piezómetros, inclinómetros e marcas de superfície)			
Execução de furação vertical	4-6-7-12-13-14-15-18	E7	C5-C13
Colocação de instrumentação geotécnica	6-7-15-18	-	C5-C13
Selagem	6-13-14	E9	C5-C8
Instalação de instrumentação (alvos, réguas, strain-gauges)			
Colocação de instrumentação geotécnica	5-6-18	E16	C14-C15-C16
Monitorização			
Instalação de instrumentação (Alvos e réguas)	4-5-6-9-18	E16-E14-E12	C2-C3-C14-C16-C17
Monitorização diária da instrumentação / cartografia	1-6-15	E17	C14-C15-C16
Limpeza de elementos de instrumentação	4-5-6-9-18	E1-E14	C3-C14-C15-C17

Nas várias atividades de monitorização, pontualmente é necessário aceder a locais que pelas dimensões dos poços (diâmetro e/ou profundidade), como o caso em estudo, exigem a utilização de equipamentos de elevação de trabalhadores, para as seguintes tarefas:

- Colocação de elementos de instrumentação;
- Colocação de nova instrumentação;
- Limpeza de elementos de instrumentação (p.e. alvos);

Podemos distinguir 4 tipos de equipamentos que são habitualmente mais usados, e que deverão ser objeto de especial atenção:

- Plataformas Móveis de Elevação de Pessoas (PMEP);
- Multicarregadores telescópicos ou empilhador multifunções, equipados com plataformas integradas de elevação de pessoas e concebidas para essa finalidade;
- Plataformas suspensas por cabos (também designados por bailéus);
- Plataformas não integradas, suspensas por gruas destinadas à elevação de cargas, utilizadas a título excecional para elevação de pessoas.

Os dois primeiros são equipamentos operados a partir do solo, com as respetivas limitações, seja pelo seu alcance limitado, seja por necessitarem de solo nivelado (PMEP impossíveis de operar em fase de escavações), seja ainda pela existência de estruturas que condicionam o seu acesso à instrumentação.

Nesses casos é necessária a utilização de plataforma não integrada, mas que só pode ser utilizada mediante a autorização por escrito do CSO e em casos muito específicos, sendo necessário o cumprimento de medidas preventivas específicas.

Aqui convém distinguir plataforma não integrada (figura 5.18a) de plataforma suspensa, também designada por bailéu (figura 5.18b) essencialmente diferem em dois aspetos fundamentais: uma é a entidade a quem é solicitado a autorização para utilização destas plataformas, outra é o tempo necessário para os processos administrativos de autorização.

No quadro abaixo, são apresentadas as diferenças para cada uma das duas plataformas apresentadas, com base na experiência prática em obra, pois é comum a existência de dúvidas sobre os procedimentos respeitantes aos processos administrativos de autorização.

Quadro 5.17 – Procedimentos para autorização na utilização de plataformas.

PLATAFORMAS SUSPENSAS (BAILÉU)	PLATAFORMA NÃO INTEGRADA
PROCEDIMENTOS	
<ul style="list-style-type: none"> - Necessária autorização do ACT; -Preparação de documento para apresentação ao ACT; - Após autorização do ACT, necessário preparar um Procedimento Específico de Segurança (PES) para o dono de obra, remetendo em anexo a aprovação do ACT; - Validação pelo CSO e aprovação do dono de obra; - Formação específica aos trabalhadores; - Início dos trabalhos previstos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessária autorização do CSO; - Preparação de Procedimento Específico de Segurança (PES) para o dono de obra; - Validação pelo CSO e aprovação do dono de obra; - Formação específica aos trabalhadores; - Início dos trabalhos previstos.
OBSERVAÇÕES	
<p>Sempre que haja necessidade de executar trabalhos noutra local ou o trabalho a executar não esteja previsto na autorização do ACT, é obrigatório seguir os trâmites anteriores. Nestes casos, deve-se contactar o ACT local para esclarecer os procedimentos a tomar.</p>	<p>Sempre que haja necessidade de executar trabalhos com estas plataformas que não esteja previsto no PES, é obrigatório o envio do pedido de autorização ao dono de obra.</p> <p>O recurso a este tipo de solução, é apenas admissível excepcionalmente em situações onde outros meios de trabalho (p.e. utilização de andaimes) sejam impraticáveis ou suscetíveis de ocasionar riscos superiores e/ou quando se tratar de situações pontuais, imprevistas e de curta duração.</p>
DURAÇÃO	
(tempo que medeia o início de preparação de toda a documentação até aprovação do dono de obra.)	
<p>30 a 45 dias (Dependendo da unidade central ou local do ACT).</p>	<p>Até 5 dias.</p>
LEGISLAÇÃO APLICÁVEL	
<p>Decreto-lei n.º 103/2008 de 24 de junho.</p>	<p>Artigos 10.º a 29.º do Decreto-lei n.º 50/2005 de 25 de fevereiro. (Equipamento não abrangido pela diretiva máquinas).</p>

No caso das plataformas suspensas, devido à duração necessária, de acordo com o quadro 5.17, é fundamental a existência em obra de um bom planeamento e organização no setor da produção de obra. Um caso prático no uso destas plataformas é a execução de impermeabilização de poços.



a)



b)

Figura 5.18 – a) Plataforma não integrada suspensa em grua-torre; b) Plataformas suspensas.

5.7 Riscos psicossociais

Segundo a Agência Europeia para a Segurança e a Saúde no Trabalho (EU-OSHA), o mundo está a passar por transformações que implicam novos desafios em matéria de segurança e saúde dos trabalhadores. Estas transformações levam ao surgimento de riscos psicossociais. Estes riscos, que estão relacionados com a forma como o trabalho é concebido, organizado e gerido, bem como com o seu contexto económico e social, suscitam um maior nível de stresse e podem originar uma grave detioração da saúde mental e física.

As transformações socioeconómicas, demográficas e políticas, incluindo o atual fenómeno da “globalização”, também são fatores significativos. Os dez principais riscos psicossociais emergentes (qualquer risco simultaneamente novo e que está a aumentar) identificados por peritos podem agrupar-se nas cinco áreas seguintes:

- Novas formas de contrato de trabalho e insegurança no emprego;
- Mão-de-obra em envelhecimento;
- Intensificação do trabalho;
- Exigências emocionais elevadas no trabalho;
- Dificil conciliação entre a vida profissional e a vida privada;

Estas novas realidades vão ser um desafio acrescido para os responsáveis de segurança das empresas, pela dificuldade na deteção de alguns dos seus riscos. Aqui, a análise e investigação de acidentes de trabalho de forma responsável, vai permitir aflorar possíveis causas que se enquadram nestes novos riscos, que aparentemente indiciavam outras causas possíveis.

A Agência Europeia para a Segurança e a Saúde no Trabalho lançou a sua nova campanha bianual - Locais de Trabalho Seguros e Saudáveis - dedicada ao tema "Juntos na prevenção dos riscos profissionais: Através da liderança e participação dos trabalhadores".

A participação e empenho dos diversos intervenientes quer antes, quer depois do início da obra, conduz a uma melhoria muito significativa do desempenho em matéria de segurança e saúde no trabalho, que não só da exclusividade dos responsáveis que participam diariamente e ativamente na segurança.

6. Projeto de execução

6.1 Caracterização da empreitada

6.1.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se descrever de forma geral todos os trabalhos da “Empreitada ML-671/07 – Conceção/Construção dos Toscos do Prolongamento entre a Estação da Amadora-Este e Estação da Reboleira, da Linha Azul, do Metropolitano de Lisboa, E.P”, que serviu de base ao presente estudo e que será detalhada no próximo capítulo. O troço em questão, composto pelos troços 75 e 76 do Metropolitano de Lisboa, desenvolve-se entre o PK 25+247,8 e o PK 25+842,1, integrando a Estação da Reboleira entre os PK 25+529,3 e o PK 25+640,3.

6.1.2 Localização da empreitada

A futura Estação de Metropolitano da Reboleira, situada no concelho da Amadora, faz parte do plano de expansão do Metropolitano de Lisboa e insere-se na estratégia de reforço da intermodalidade com a ferrovia e assegurará a ligação da Linha Azul, com a linha de comboios de Sintra - Estação Ferroviária da Reboleira (Figura 6.19 e 6.20).

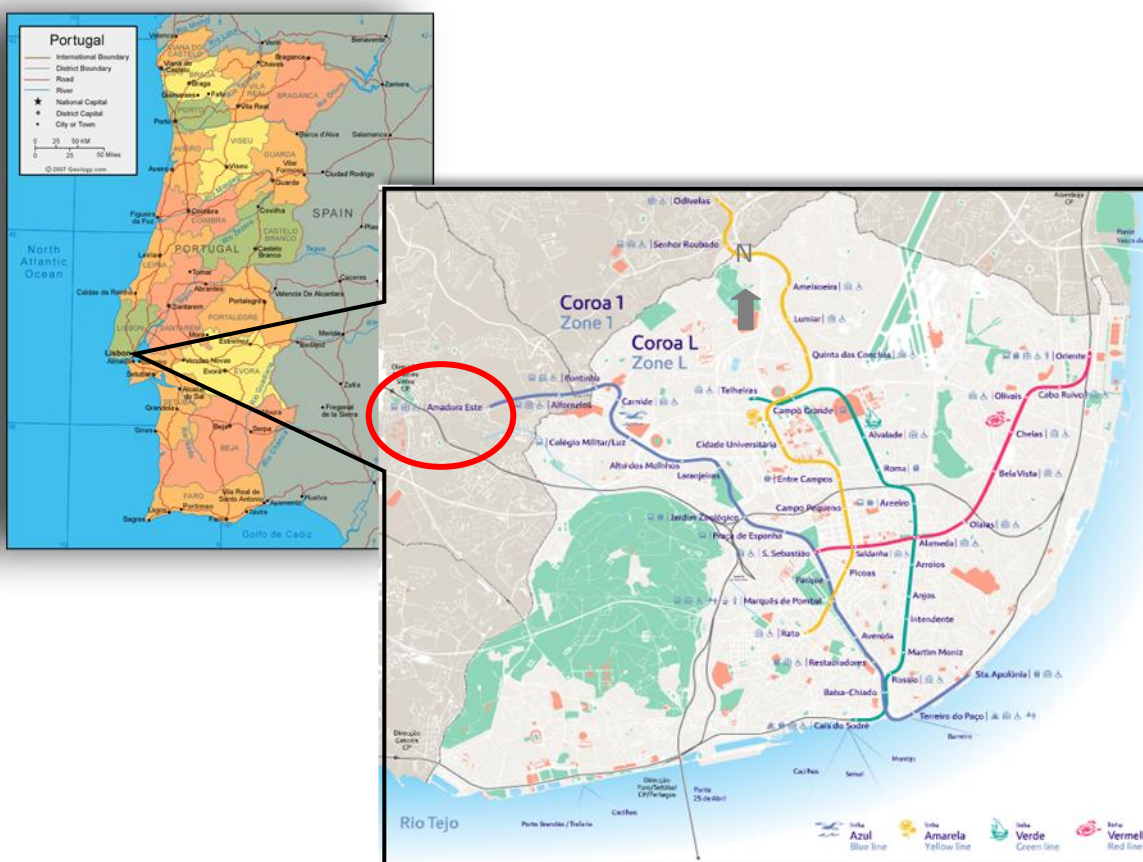


Figura 6.19 - Mapa da rede geral do metropolitano de Lisboa (Fonte: www.metrolisboa.pt).



Figura 6.20 - Prolongamento da linha azul – Estação da Reboleira (Adaptado *google maps*).

6.1.3 Trabalhos executados

Os trabalhos que fizeram parte da empreitada foram os seguintes:

- Execução dos toscos da galeria que engloba o 75º Troço Parcial (entre o término existente e a Estação da Reboleira) e da galeria até ao novo término provisório, com início na Estação da Reboleira;
- Toscos da Estação da Reboleira e respetiva interface com o Apeadeiro Ferroviário da Reboleira Acessos Nascente e Poente;
- Toscos do Posto de Ventilação (Poço de Ventilação e Túnel de Ventilação);
- Elaboração dos projetos de todos os trabalhos, para todas as especialidades correspondentes aos trabalhos de túneis, estruturas, alvenarias e redes de drenagem de águas residuais, pluviais de lavagem e domésticas;
- Elaboração do Relatório de Conformidade Ambiental do Projeto de Execução RECAPE (Relatório de Acompanhamento Ambiental do Projeto de Execução).

Os túneis, a estação e o poço de ventilação foram construídos segundo os princípios do Novo Método Austríaco de Construção de Túneis, que será abordado mais à frente.

A figura 6.21, mostra o aspeto geral da empreitada, com indicação dos poços em estudo, bem como a sua localização.

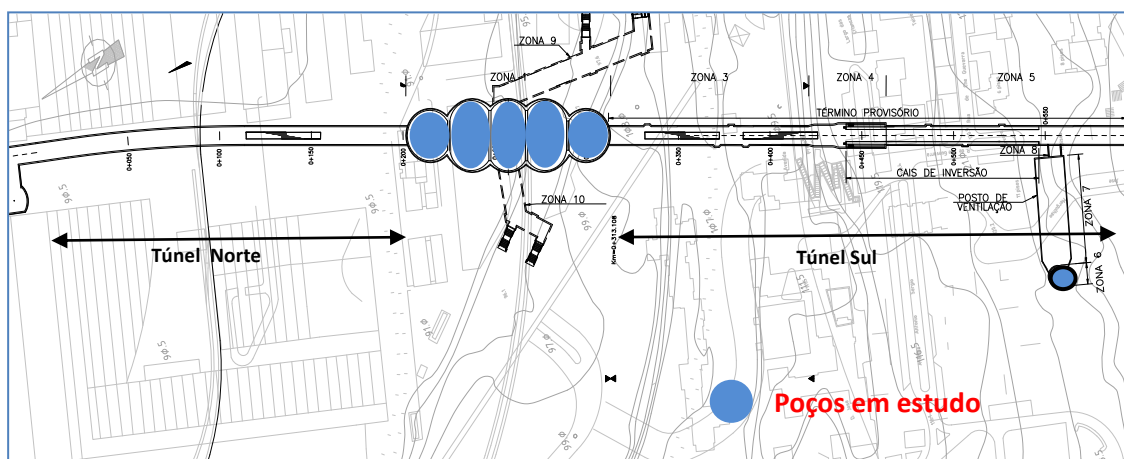


Figura 6.21 - Planta geral da obra (adaptado NE, ACE).

6.1.4 Principais características da empreitada

Prazo de execução: 27 meses;

Túnel Norte

Desenvolve-se entre o PK 25+640,3 e o PK 25+842, ou seja, Faz ligação entre o término da Estação Amadora-Este (75º troço) e a Estação da Reboleira com 201,7 metros;

A Estação da Reboleira

Com o propósito de manter os principais espaços válidos, do ponto de vista arquitetónico e funcional, foi desenvolvida uma solução construtiva composta por cinco poços que se intercetam formando no seu conjunto uma vala alongada (Figura 6.22).

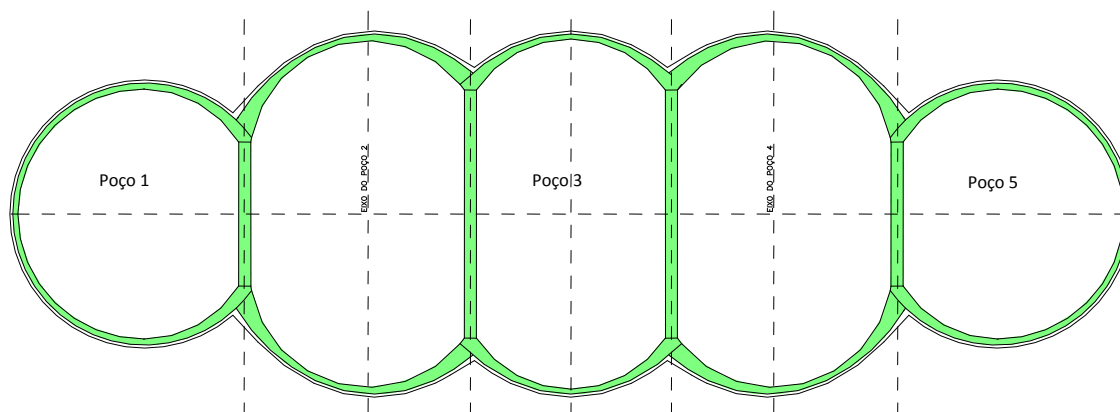


Figura 6.22 - Planta do corpo dos poços da estação da Reboleira (Adaptado CJC 2009).

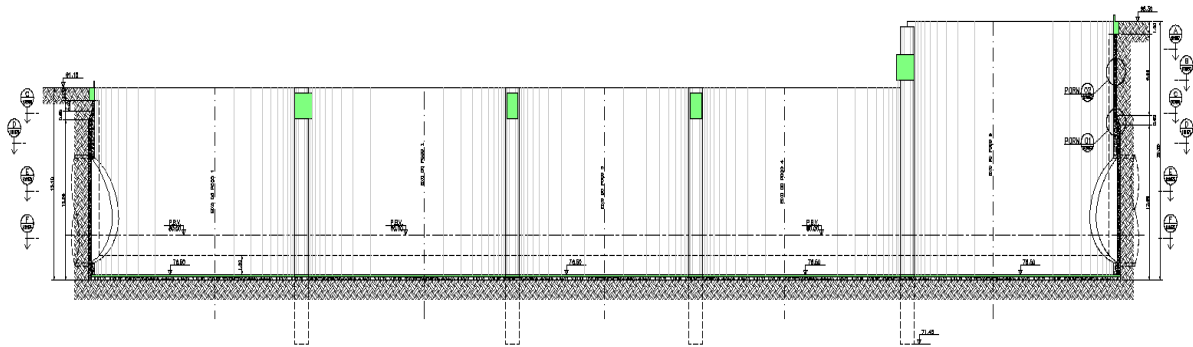


Figura 6.23 - Corte transversal dos poços da estação (adaptado TF, 2011).

O conjunto dos cinco poços perfaz uma vala alongada de 115 metros e variável em altura entre os 15,10 metros (poço 1 a 4) e 20,25 metros (poço 5), conforme indica o corte transversal da figura 6.23. É constituída por um poço central elíptico onde integra dois acessos, nascente e poente (figura 6.30a) com aproximadamente 37 metros no maior diâmetro e 30 metros no menor; 2 poços de 27 metros de diâmetro nas extremidades e poços intermédios com 33 metros no maior diâmetro.

Túnel Sul

Desenvolve-se entre a Estação da Reboleira ao PK 25+247,8 e o 25+529,1, zona de término, com aproximadamente 281 metros, onde fica localizado o posto de tração (zona de cais e inversão das composições) e a ligação ao posto de ventilação;

Posto de ventilação

Constituído por um poço de ventilação com 45 metros de altura de secção elíptica e túnel de ventilação com 55 metros, onde está incluído o poço de bombagem. Serve de saída de emergência do Túnel Sul (figura 6.24). Como veremos mais à frente, o poço fica localizado numa zona habitacional.

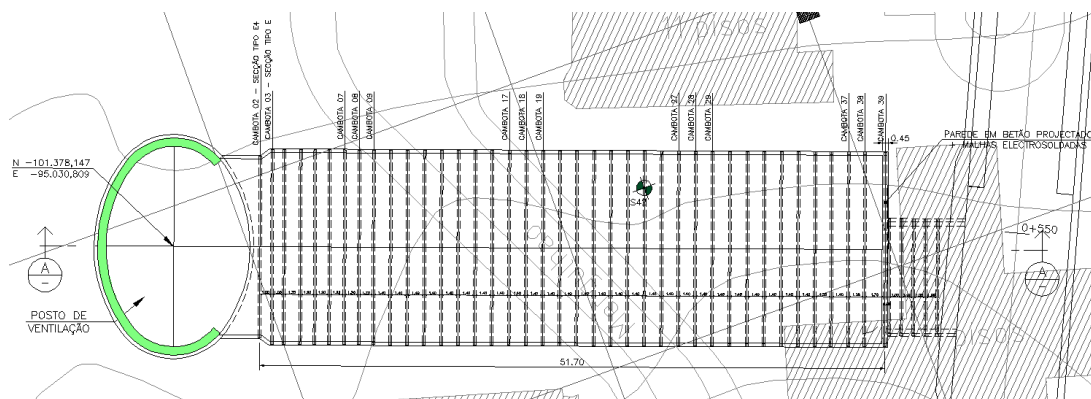


Figura 6.24 - Planta do Túnel de ventilação (adaptado CJC, 2009).

6.1.5 Principais intervenientes

Os principais intervenientes na obra em estudo foram os seguintes:

Ciente: Metropolitano de Lisboa, E.P.;

Projeto de arquitetura: Metropolitano de Lisboa, E.P.;

Construtores: Nova Estação ACE, constituído pelas Empresas: Teixeira Duarte, Zagope, Construtora do Tâmega e Soares da Costa;

Projeto de estruturas: CJC Engenharia e Projetos LTDA e NSE ENGINEERING, Consultores de Engenharia, Lda;

Fiscalização: Ferconsult, Consultadoria Estudos e Projetos de Engenharia de Transportes;

6.2 Processo construtivo

6.2.1 Método NATM

Sendo o âmbito da tese relativo a construção de poços, neste item somente será descrito o processo construtivo da Estação da Reboleira e do poço de ventilação.

De uma maneira geral, a metodologia utilizada para a empreitada foi o método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), também conhecida por túnel mineiro. Esta metodologia tira partido do maciço em volta da escavação tornando-o parte integrante do sistema de redistribuição e reequilíbrio das tensões do maciço originadas pela escavação. Este sistema que se baseia na interação entre o maciço e o suporte exige, além de uma execução cuidadosa que perturbe ao mínimo o maciço em torno da escavação, que o sistema de suporte primário seja adequado, ou seja, com rigidez suficiente para se deformar controladamente (juntamente com o maciço) imobilizando assim o maciço.

Este processo é conhecido como convergência-confinamento ou método das deformações controladas onde o revestimento e o maciço interagem até se atingir o equilíbrio. É tanto mais intenso quanto maior for a necessidade de suporte do maciço, necessitando assim de revestimentos mais pesados e colocados num menor espaço de tempo, o qual está correlacionado com o tempo de auto-sustentação do maciço.

6.2.2 Tempo de auto-sustentação

O tempo de auto-sustentação é fundamental para o sucesso na aplicação do método NATM pois exige que o maciço seja autoportante durante o tempo necessário para se proceder à aplicação do suporte primário. Até que o revestimento seja aplicado, apenas o maciço é responsável pela estabilidade do passo de avanço.

Tendo em conta estes conceitos, desenvolveram-se metodologias construtivas adequadas a cada zona geotécnica, de forma a respeitar ao máximo as propriedades geomecânica do maciço (CJC 2008).

Na metodologia NATM, são utilizados dois tipos de suporte, com funções diferentes e aplicados em tempos também diferentes: suporte de 1ª e de 2ª fase.

Suporte de 1ª fase

No conceito do NATM o suporte de 1ª fase é mais flexível tendo como papel o de interagir com o maciço, sendo o responsável pela estabilização da cavidade fazendo com que seja mobilizada a capacidade autoportante do maciço até se atingir um novo equilíbrio. Estes suportes variam conforme a classificação geomecânica do maciço sendo mais leve quanto melhores forem as características do maciço. Em função de sua forma (circular ou elíptica) que privilegia os esforços de compressão das paredes do poço, não necessitam de muita armadura e as espessuras serão as necessárias para absorver os impulsos do maciço. Os suportes primários ou revestimentos primários são constituídos por malhasol e por betão projetado. Se o maciço apresentar competência, é aplicada uma malha de pregagens tipo swellex, de forma a reduzir ao mínimo a degradação do maciço no contorno escavado, e criar num espaço de tempo curto a rigidez adequada.

É válido também o efeito tridimensional da base, devido ao efeito de fundo; as cargas nesta região são mínimas e serão crescentes, sendo absorvidas pelo revestimento à medida que o poço se aprofunda, até atingir o estado plano de tensões e deformações.

Assim, o passo de avanço subsequente só deverá ser iniciado quando o passo precedente estiver inteiramente concluído. Esta é a situação ideal para o funcionamento do NATM, inclusive de túnel, com revestimento fechado junto à face e execução em secção plena. Por este motivo conseguem-se, através de poços em NATM, grandes áreas livres, com um mínimo de suporte, sem necessidade de suportes temporários do tipo escoramentos e/ou atirantamentos. (Peça escrita CJC, 2008).

Durante esta fase não estão previstos impulsos hidrostáticos sobre o suporte, e foram desconsiderados nos cálculos, Para tal, foram executados drenos curtos de alívio, instalados radialmente aos poços, de acordo com projeto.

Suporte de 2ª fase

No conceito do NATM, o suporte de 2ª fase destina-se a prover a estrutura de coeficiente de segurança para a vida útil da obra. O revestimento secundário pelo seu carácter definitivo deve possuir coeficiente de segurança adequado a esta condição de longo prazo, bem como resistir a eventuais pressões hidrostáticas presentes.

6.3 Faseamento construtivo

O 75º troço da Linha Azul está concebido para respeitar na íntegra todas as condicionantes e imposições postas a concurso. Com este projeto o empreiteiro mostrou preocupação em procurar soluções alternativas mais ágeis e ao mesmo tempo mais económicas e acima de tudo que o fator de segurança se mantivesse o mesmo, garantindo também estas vantagens para o dono de obra.

6.3.1 Estação da Reboleira

A Estação da Reboleira foi concebida como uma obra a céu aberto que explora o fator geométrico em benefício do seu funcionamento estrutural, minimizando escoramentos e tirantes ou ancoragens para a estabilização de seus suportes temporários. Como já mencionado anteriormente, é composta por um conjunto de 5 círculos interconectados que recebem os impulsos do maciço e os equilibra em sua forma geométrica resultando essencialmente em esforços de compressão o que resulta numa estrutura leve, sem necessidades de elementos estabilizantes adicionais que não sejam suas paredes laterais.

Esta configuração com cerca de 114 metros de comprimento, é constituída por um poço central elíptico com aproximadamente 37 metros no maior diâmetro e 30 metros no menor; 2 poços de 27 metros de diâmetro nas extremidades e poços intermédios com 33 metros no maior diâmetro.

6.3.1.1 Faseamento posto a concurso

De seguida descreve-se o faseamento construtivo que foi posto a concurso e o faseamento da solução variante que foi proposta em alternativa à de concurso, tendo em vista a diminuição do prazo de execução da empreitada.

O faseamento construtivo inicial foi abandonado uma vez que existiu um atraso considerável no início da empreitada, resultante da não aprovação do Relatório de Acompanhamento Ambiental do Projeto de Execução (RECAPE), por parte da Agência Portuguesa do Ambiente (APA). Sem esta aprovação a obra não poderia ser consignada.

Esta decisão implicaria no mínimo em 2 meses de atraso na consignação, uma vez que a APA tinha legalmente 60 dias para analisar o documento. Durante o período de tempo em que era suposto ter-se iniciado a obra, foi estudado pela equipa técnica da Nova Estação ACE em conjunto com a equipa do projetista uma solução que se enquadrasse nos prazos previstos.

O estudo levado a cabo pela Nova Estação ACE a que se chamou "*Otimização do Processo Construtivo da Estação da Reboleira*" teve aprovação junto do dono de obra o que permitiu o cumprimento dos prazos de execução e melhorou em muito as condições de segurança da obra, a qual manteve por base o princípio de escavação recorrendo aos 5 poços. (Pereira, 2011).

O faseamento construtivo previsto no concurso, de uma forma esquemática, previa o seguinte faseamento:

1ª Fase: Execução dos trabalhos de terraplenagens e estruturas de contenção, necessárias à implantação dos patamares, para execução dos poços que compõem a estação.

2ª Fase: Execução dos Poços Iniciais

A sequência de implantação dos poços que constituem o corpo da estação, pressupunha a execução em primeiro lugar dos poços extremos (1 e 5) e central (3), que permitiam abrir as frentes de trabalho para as demais obras da estação (túnel sul, túnel norte e acessos).

Os poços dentro da sua metodologia construtiva tinham duas fases distintas:

Numa primeira fase seria executado o revestimento primário dos poços extremos e central (6.25). Em seguida seria feito o revestimento secundário destes mesmos poços, assim como os elementos estruturais de travamento transversais.

1º Etapa - Escavação e execução do suporte de 1ª fase dos poços iniciais do corpo da Estação Reboleira

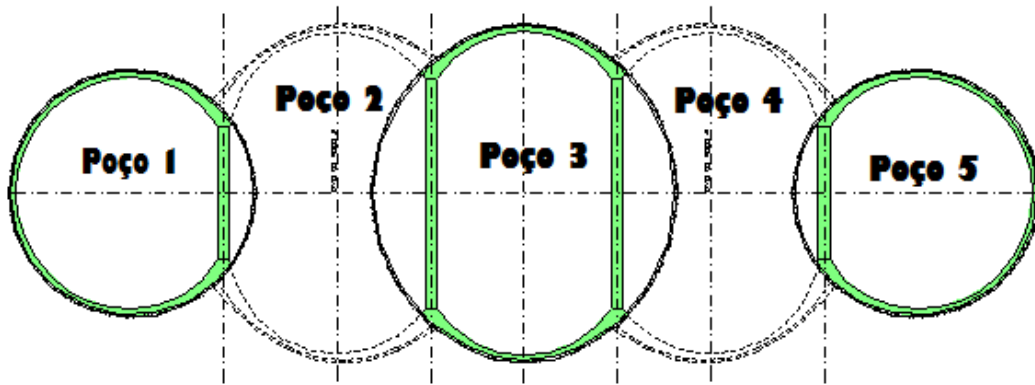


Figura 6.25 - Planta com execução das vigas de travamento e revestimento secundário nos poços 1, 3 e 5 (Adaptado CJC, 2008).

2º Etapa - Execução do suporte de 2º fase e dos elementos estruturais de travamentos transversais das zonas de interconexão dos poços iniciais do corpo da Estação da Reboleira.

3ª Fase: Execução dos restantes poços, ou seja, dos poços intermédios 2 e 4.

1º Etapa – Escavação e execução do suporte de 1º fase dos poços intermédios (2 e 4) do corpo da Estação da Reboleira (para esta etapa, deveriam estar concluídos os elementos estruturais de travamento transversais nas zonas de intersecção dos poços iniciais).

2º Etapa – Execução do suporte de 2º fase do corpo da Estação da Reboleira

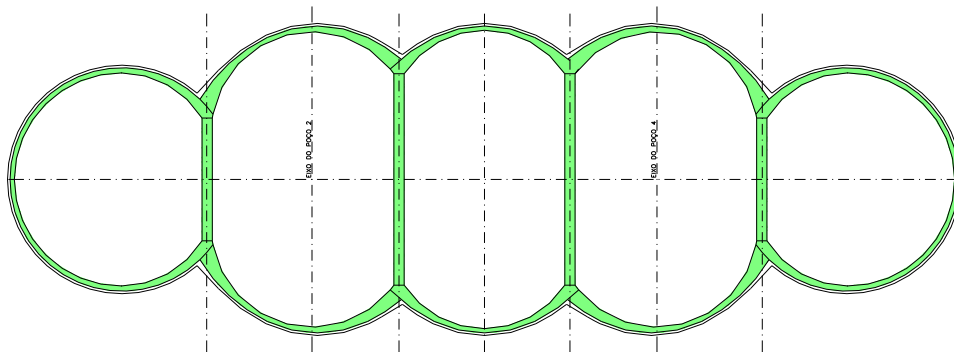


Figura 6. 26 - Planta com execução do revestimento secundário no poço 2 e 4 (Adaptado CJC, 2008).

Os túneis norte e sul poderiam começar assim que estivessem concluídos os poços da extremidade, mas a estrutura interna da estação só poderia ser iniciada após a conclusão do revestimento secundário (figura 6.26).

6.3.1.2 Faseamento executado – otimização

A “Otimização do processo construtivo da Estação da Reboleira” diferiu do processo de execução apresentado na proposta, num único aspeto central, ou seja, a escavação simultânea dos poços extremos, central e intermédios.

Esta alteração foi conseguida através da execução de um conjunto de oito estacas pilares de 1500 mm de diâmetro e 20 metros e 25 metros de comprimento, que conduzem a quatro pórticos, localizados nas interceções dos cinco poços que constituem a estação. Estas estacas foram executadas desde a superfície até cinco metros abaixo da linha inferior de escavação e encontram-se contraventadas duas a duas por vigas transversais ao desenvolvimento do corpo da estação.

O seu faseamento construtivo passou pela execução das seguintes etapas:

1ª Fase – Execução dos muros de contenção junto dos poços 5, 4 e 3 e na sequência as estacas-pilares (estas fazem parte dos pórticos transversais que permitiram o equilíbrio estrutural durante a fase de execução do revestimento primário).

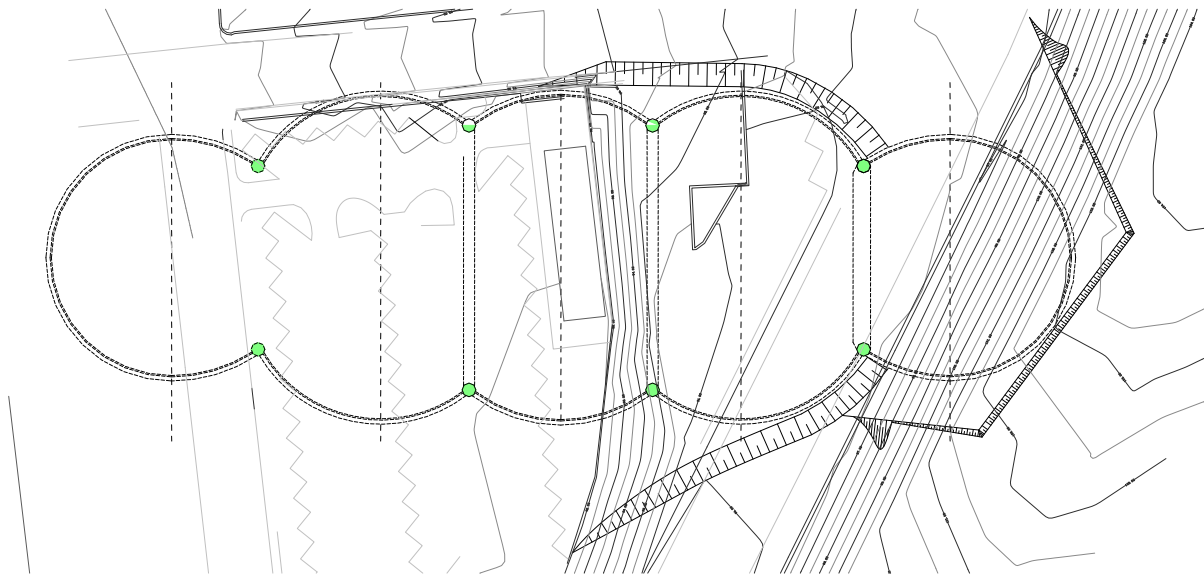


Figura 6.27 - Planta das estacas pilares e muros de contenção (Adaptado CJC, 2009).

2ª Fase - Após a execução das contenções e das estacas, executou-se a viga de bordadura em todo o contorno dos cinco poços

3ª Fase - Com parte da viga de bordadura já implementada, iniciou-se então a execução das vigas de travamento, ligadas nas suas extremidades pelas estacas pilares.

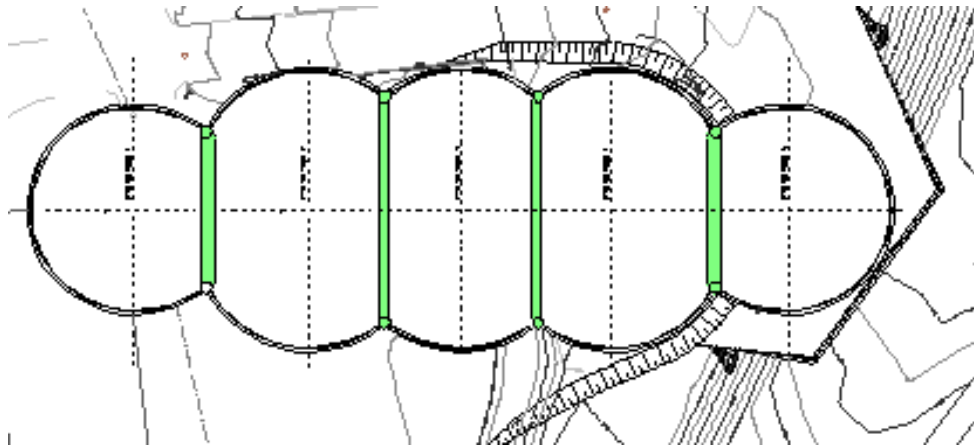


Figura 6.28 - Planta das vigas de travamento dos poços 1 a 5 (Adaptado CJC, 2009).

4ª Fase – Ao mesmo tempo que se concluíram as vigas de travamento (figura 6.28) iniciou-se a escavação da estação com aplicação do revestimento primário, constituído por malhasol, betão projetado, pregagens e geodrenos.

5ª Fase – A escavação e execução do revestimento primário, foi dividido em duas zonas distintas, uma formada pelos poços 1,2 e 3 e a outra formada pelos restantes poços 4 e 5.

Nesta 5ª fase da obra foram então cumpridos à risca os pressupostos de projeto da solução de concurso.

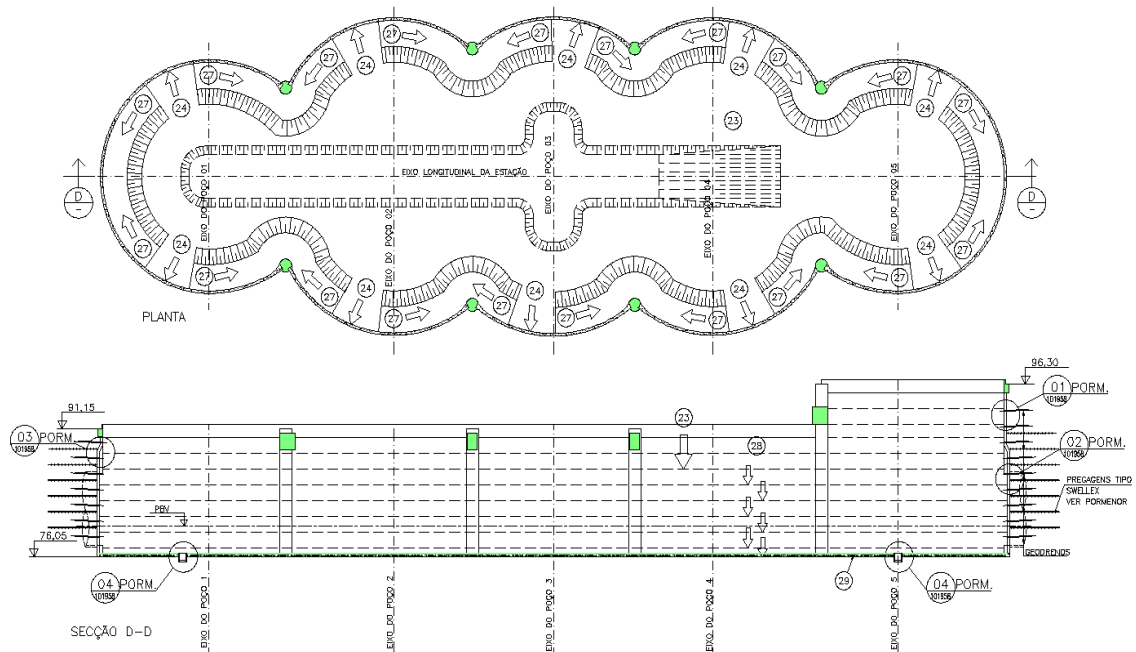


Figura 6.29 - Planta e corte transversal do faseamento construtivo da escavação e revestimento primário (Adaptado CJC, 2009).

Para se visualizar melhor a obra da Estação da Reboleira, apresentam-se na figura 6.30 algumas perspetivas tridimensionais, que incluem os acessos não abordados nesta tese.

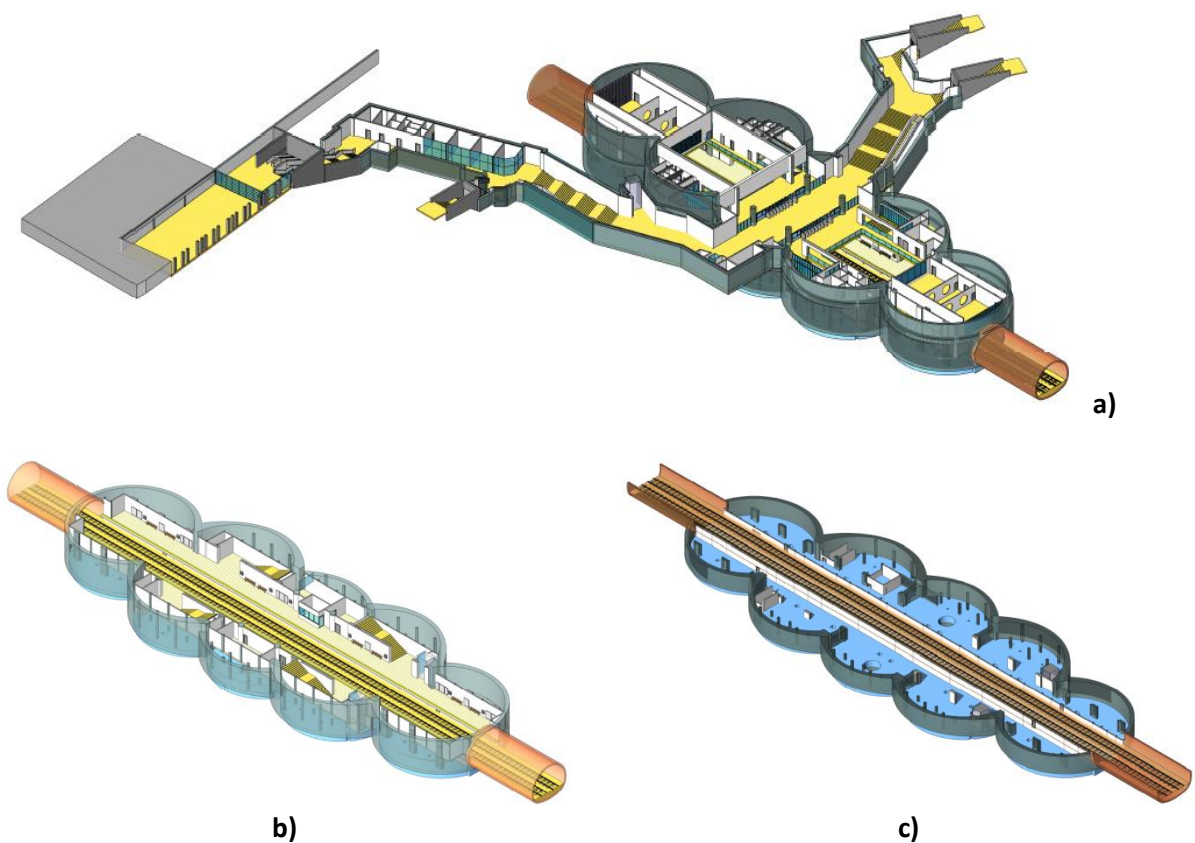


Figura 6.30 - Esquema tridimensional da estação: a) Geral; b) Planta do cais; c) Planta do sub-cais.

6.3.2 Poço de Ventilação

Este projeto sofreu alterações ao inicialmente levado a concurso, com a alteração da localização do poço de ventilação por parte do dono de obra, o que obrigou a rever os pressupostos do projeto levado a concurso. A posição inicial causava demasiados transtornos à população da zona, como se identifica na figura 6.31. A nova localização situada numa zona ajardinada, permitiu afastar um pouco mais o poço das edificações, diminuindo a exposição ao ruído e poeiras resultantes dos trabalhos no poço, bem como um aumento considerável da zona de estaleiro.

Logo após a consignação da obra, foi solicitada autorização à Câmara Municipal da Amadora para a utilização de explosivos na escavação do poço de ventilação, uma vez que o maciço era de boa qualidade (W_{1-2} , F_{1-2}) e a secção do poço com diâmetro 9,20m não permitia a utilização de equipamentos de grandes dimensões capazes de se movimentarem satisfatoriamente no espaço confinado da obra.

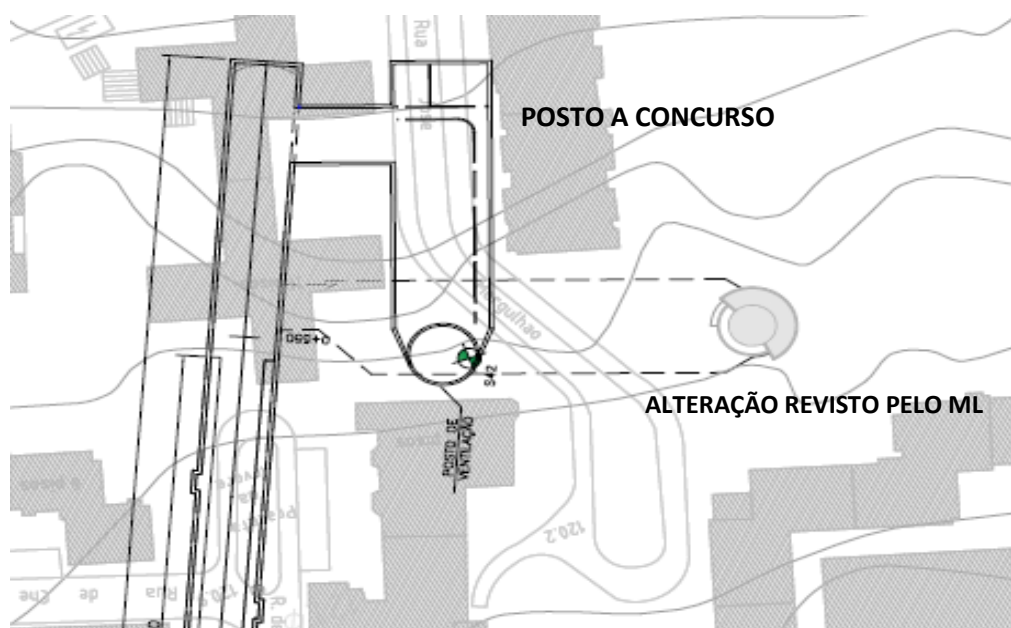


Figura 6.31 - Projeto inicial da localização do poço de ventilação (Adaptado ML, 2008).

Este processo foi demorado, exigiu vários estudos e pareceres, pelo que quando foi dada a autorização, por parte da C.M. Amadora, já era tarde de mais. Como a resposta da C.M. Amadora tardava, foi decidido pelo Conselho de Administração do A.C.E., avançar com a escavação do poço de ventilação, mas com secção ovoide e não circular conforme previsto no Projeto de Execução. Esta solução ovoide foi estudada para que os equipamentos de grandes dimensões que iriam executar a escavação do poço, pudessem operar sem dificuldades e ao mesmo tempo fosse possível retirar a terra e executar os trabalhos de contenção dos terrenos, sem retirar os equipamentos. Foi colocada a hipótese de alterar a secção do poço para circular quando fosse dada a autorização para o uso de explosivos, mas como a autorização chegou tarde demais, esta solução não foi adotada. Esta alteração da configuração do poço levou à necessidade de sobre-escavação não prevista no caderno de encargos, resultando de um custo adicional para a NE, ACE. (adaptado Pereira, 2011).

Para além de facilitar todas as manobras operativas, o poço de ventilação de secção elíptica com 17,35 metros no maior diâmetro, 12,00 metros no menor e uma altura aproximadamente de 45 metros, atende às necessidades de circulação e indução de ar, conforme figura 6.32 e 6.33.

O poço é constituído por uma viga de bordadura em todo o seu perímetro. A sua escavação foi executada com avanços na vertical de 1,0 metro, passando depois para 2,0 metros aquando da melhoria da qualidade do terreno. Cada avanço era escavado em painéis com dimensões variáveis, sendo aplicado malhasol electrosoldada (A500ER) e betão projetado (C25/30) com 20 e 30 cm de espessura (mediante a profundidade), devidamente pregados e drenados.

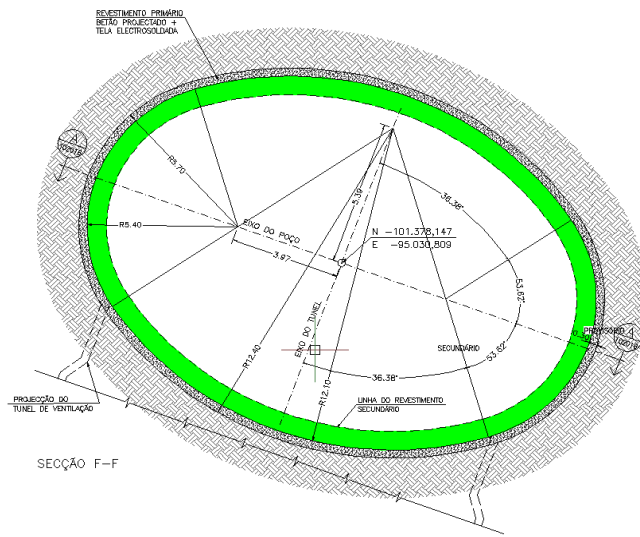


Figura 6.32 - Planta do poço de ventilação de secção elíptica (adaptado CIC, 2009).

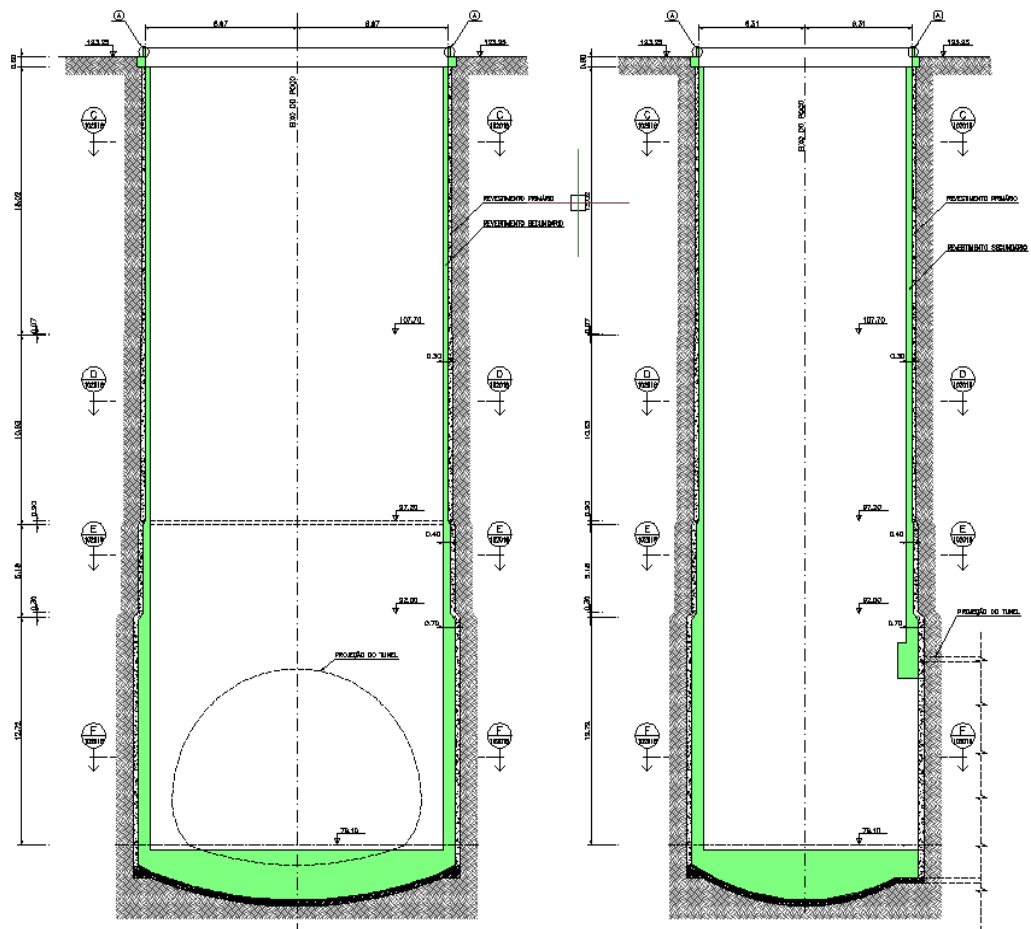


Figura 6.33 - Cortes pelo maior e menor diâmetro do poço de ventilação (adaptado CIC, 2009).

6.4 Execução do projeto em escavação e revestimento primário

6.4.1 Estação

Antes dos trabalhos propriamente ditos para execução dos poços, foi necessário realizar um conjunto de trabalhos preparatórios, tais como o desvio de infra-estruturas (gás, esgotos, cabos de média e baixa tensão e telecomunicações) e alteração dos percursos do trânsito rodoviário local.

Com a conclusão destes trabalhos, na estação tiveram lugar duas atividades em simultâneo, que no caso do poço de ventilação não se executaram: a execução das estacas de diâmetro 1500 mm, e comprimento de 20,0 m (pilares 1 a 6) e 25,0 m (pilares 7 e 8) que conferem ao revestimento primário a estabilidade estrutural conjuntamente com as vigas de travamento e iniciou-se ao mesmo tempo os taludes de modo a criar as plataformas necessárias para a execução dos vários poços que constituem o corpo da estação (figura 6.34 e 6.35a).

Ao todo foram executadas 8 estacas que ditam as intersecções entre poços. Estas estacas incorporam elementos (esferovite de alta densidade) de modo a deixar negativos para a futura ligação às paredes curvas dos poços (figura 6.35b).



Figura 6.34 - Planta com a implantação das estacas e as suas referências (adaptado CJC, 2009).



a)



b)

Figura 6.35 – a) furação para as estacas pilares; b) Colocação de armadura na estaca pilar no furo.

Em seguida iniciaram-se as vigas transversais de travamento entre as estacas, de modo a formarem pórticos (figura 6.36a).

No topo dos poços definiu-se a construção de uma viga de bordadura, elemento destinado a oferecer maior resistência a esforços eventualmente impostos à superfície, devido a circulação de máquinas, camiões e operação de auto gruas. Esta viga começou a ser realizada em consonância com as vigas de travamento anteriormente descritas (figura 6.36b).



a)



b)

Figura 6.36 – a) Montagem da armadura das vigas de travamento entre estacas pilar; b) Vigas de bordadura no topo de cada poço.

Na medida em que se foram fechando o conjunto de vigas de travamento e de bordadura formando o topo de cada poço, estes começaram a ser escavados por meios mecânicos, segundo os critérios definidos em projeto (ver figura 6.37). Porém estes critérios tiveram de ser adequados em obra de modo a salvaguardar o planeamento e prazos de execução. Inicialmente estava prevista a escavação em praça completa e nivelada, porém na prática os poços foram escavados individualmente até um desnível máximo entre eles definidos pelo ATO em dois níveis de escavação. Esta geometria em pirâmide, possibilitou assim libertar os emboquilhamentos dos túneis para início dos trabalhos, mantendo a rampa de acesso para retirada do escombro com *dumpers*.

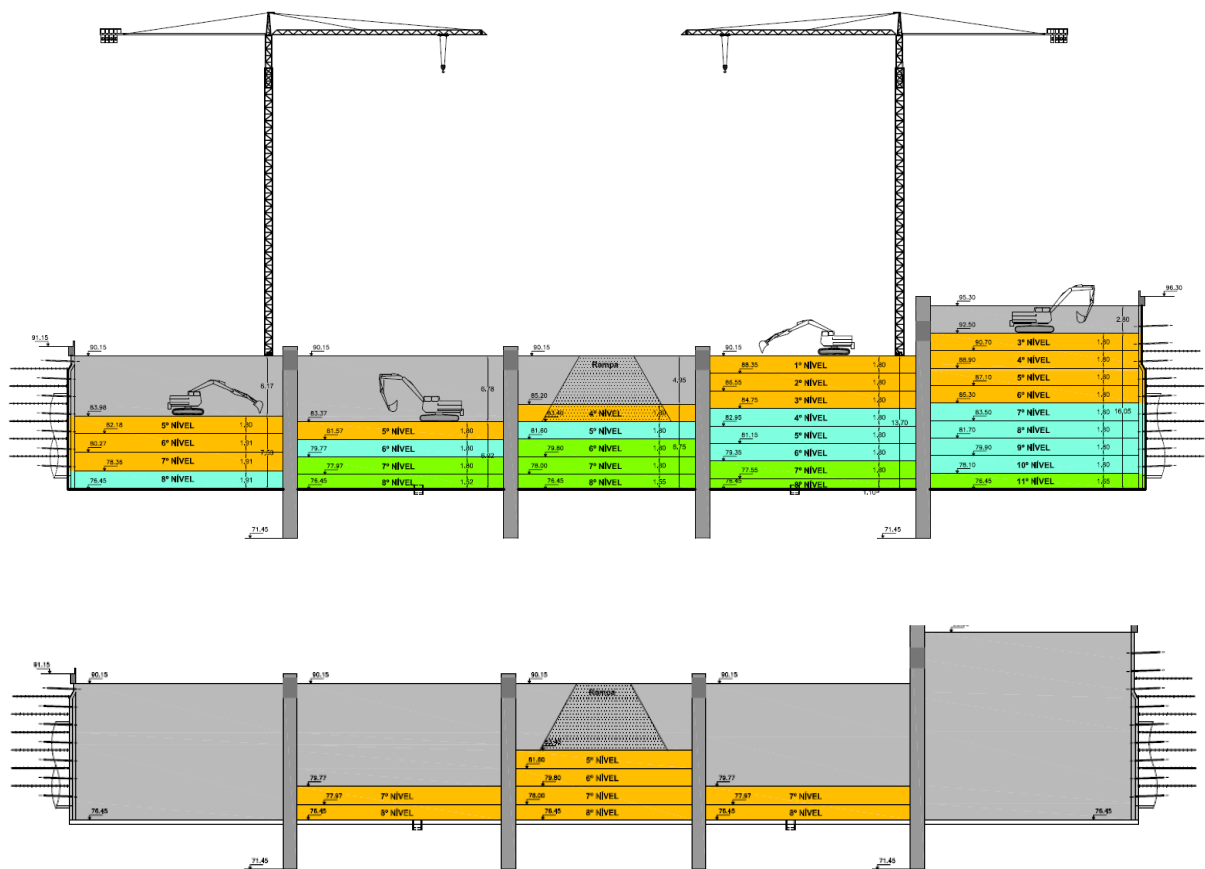


Figura 6.37 - Esquemas da geometria adotada relativamente aos níveis de escavação, em duas fases diferentes da escavação (NE ACE, 2009).

Com esta disposição conseguiu-se adiar ao máximo o uso de caçamba na remoção de terras. Com este sistema alcançou-se nos poços extremos a cota final de escavação, tendo ficado apenas por executar as zonas indicadas a amarelo, conforme indica figura 6.37. A partir deste ponto foi retirada a rampa e passou-se a utilizar duas gruas torre, cada uma utilizando uma caçamba de seis metros cúbicos (figura 6.38).



Figura 6.38 - Plano geral dos poços 3 a 5. a) Com pormenor da rampa utilizada pelo dumper; b) sem rampa, utilizando caçamba para remoção do material.

O revestimento primário dos poços (figura 6.39) foi executado em malha electrosoldada em duas camadas e betão projectado (30 cm espessura), reforçada na zona de encastre das estacas pilares, em painéis com 1,8m de altura e 6,0 m de comprimento e opostos no poço, conforme figura 6.40. Estas dimensões foram seguidas numa 1ª fase, onde o terreno escavado apresentava aterro e solos residuais. Numa 2ª fase, com os resultados da instrumentação e da verificação visual “*in situ*” dos terrenos escavados, com terrenos mais competentes, desde basaltos com diferentes níveis de fraturação até basalto compacto, permitiu ao ATO autorizar a abertura de painéis com 2,20 m de altura e comprimento de 8,0m, passando a 10,0m numa fase posterior.

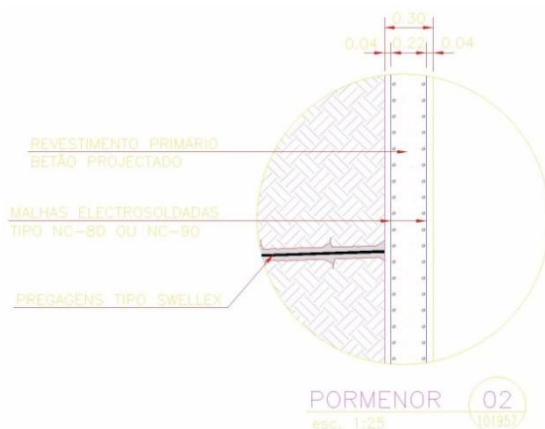


Figura 6.39 - Pormenor do revestimento primário (adaptado TF, 2011).

A figura 6.40a, apresenta o pormenor para aplicação do revestimento primário, que seguiu a seguinte sequência construtiva, de acordo com o projeto de execução:

- Após escavação, aplicação imediata da 1ª camada de betão projetado com 4 cm espessura;
- Instalação da 1ª malha eletrosoldada;
- Aplicação sucessiva de camadas de 5 cm em betão projetado até atingir a espessura de 26 cm;
- Instalação da 2ª malha eletrosoldada;
- Aplicação de 4 cm de espessura de betão projetado, completando a espessura prevista do revestimento primário.

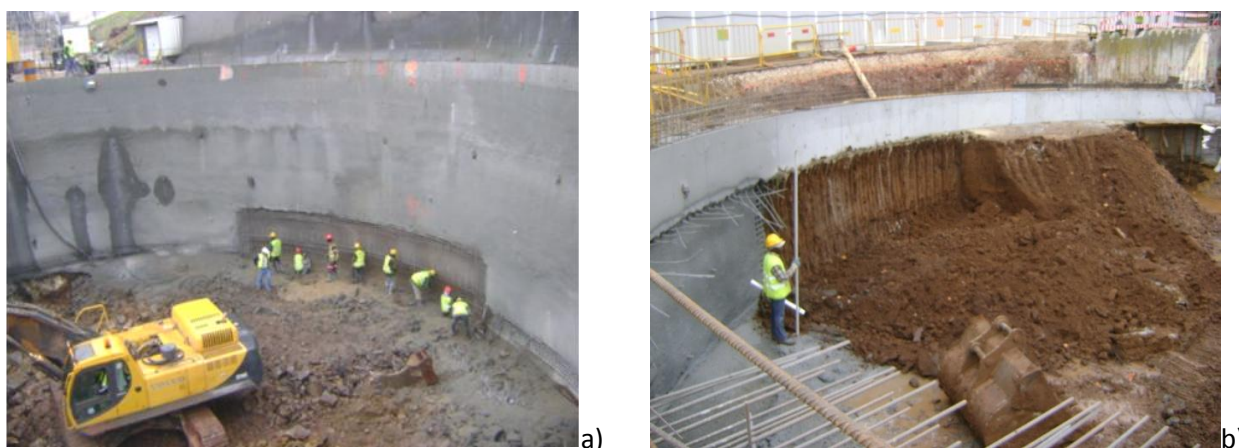


Figura 6.40 - a) Aplicação da malha sol após 1ª camada de 4 cm de betão projetado. b) Abertura de painéis intercalados para execução de revestimento primário.

Em cada nível de execução do revestimento primário, foi necessário proceder à execução dos geodrenos (malha 4,0 x 1,8 m, com 3,0 m de comprimento e furação 89 mm) para baixar o nível freático que se encontrava bastante alto, de modo a retirar a água do tardo do revestimento, pois este não estava dimensionado para suportar a pressão hidrostática. Igualmente eram executadas pregagens tipo *swellex* (malha 5,0 x 1,8 m, com 6,0 metros de comprimento e diâmetro 38 mm) de acordo com o previsto no projeto. Quanto às pregagens, nem sempre foi possível executá-las pois os maciços rochosos nem sempre possuíam competências para que fosse possível a sua aplicação (figura 6.40b).

A furação das pregagens de atrito do tipo *swellex* era executada após a projeção da 2ª camada de betão, exceto quando existia a necessidade de pregagem de blocos específicos de rocha. Neste caso, poderiam ser executadas ainda antes da 1ª camada de betão projetado tendo em vista melhor identificação visual do local a furar. A furação era executada com recurso a equipamento de furação horizontal (figura 6.41a).

Ao atingir-se a cota de reforço do emboque do Túnel Norte, foi necessário garantir um maior espessamento da parede do revestimento primário. O primário propriamente dito foi encastrado mais fundo no terreno de modo a poder acomodar o reforço (ver figura 6.41b e 6.42).

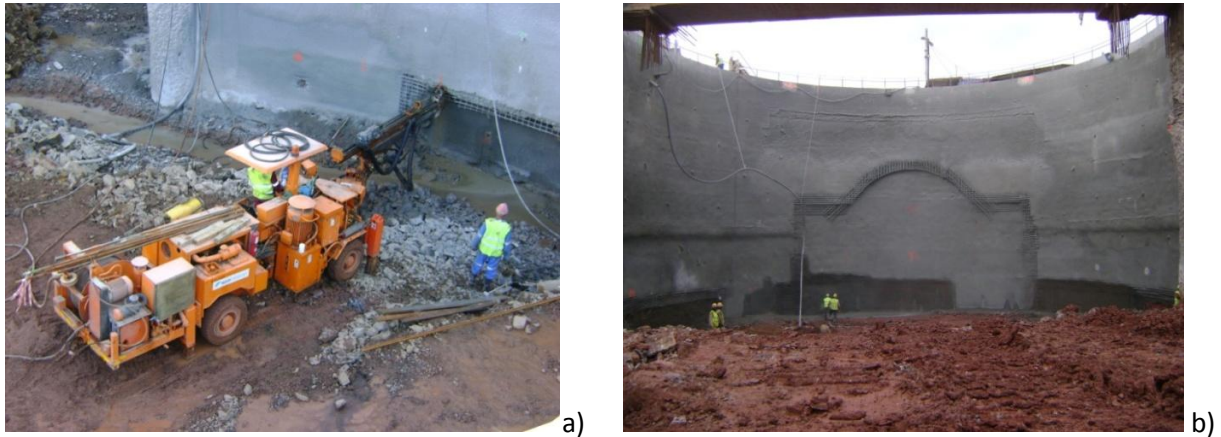


Figura 6.41 - a) Execução de pregagens tipo swellex e execução de geodrenos; b) Emboquilhamento do túnel norte – Poço 1.

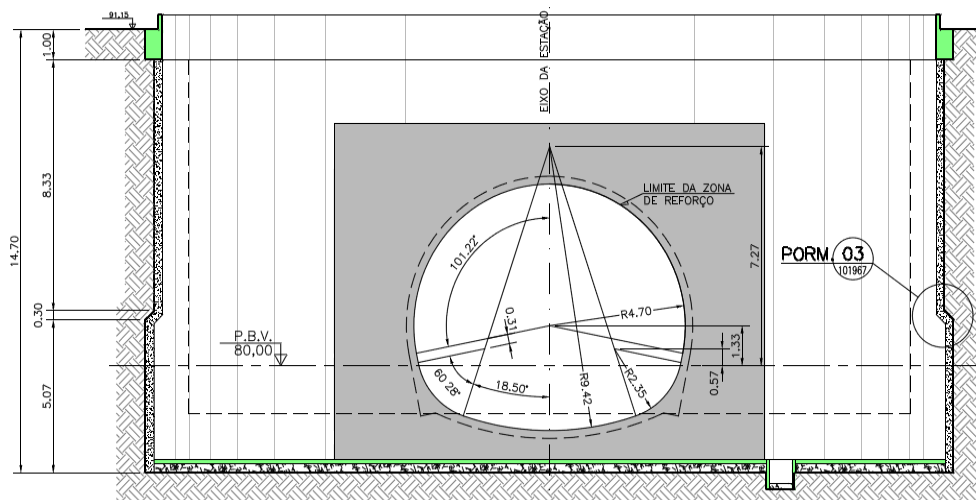


Figura 6.42 – Alçado do reforço do emboquilhamento do túnel norte (Adaptado CJC, 2008).

Após o nivelamento de cada um dos poços, estes foram sujeitos a aplicação de brita, envolta em geotêxtil e aplicação de betão de limpeza por cima do geotêxtil, de modo a criar uma camada drenante que serviria os poços provisórios de bombagem. A laje de soleira tem 1,5 m de altura, uma vez que foi dimensionada para funcionar como ensoleiramento geral de forma a minimizar possíveis deformações diferenciais que possam vir a ocorrer, para além disto a laje de soleira foi dimensionada para funcionar como piscina invertida uma vez que os poços de bombagem provisórios serão selados quando se encontrar concluída toda a estrutura interna. Estes foram

colocados de modo a aliviar as pressões que eventualmente se poderiam instalar, visto ainda não suportar as cargas de projeto (figura 6.43a).

O poço de bombagem definitivo executado no poço três recebe apenas águas provenientes das paredes dos túneis e estação, não servindo assim para rebaixar o nível freático.

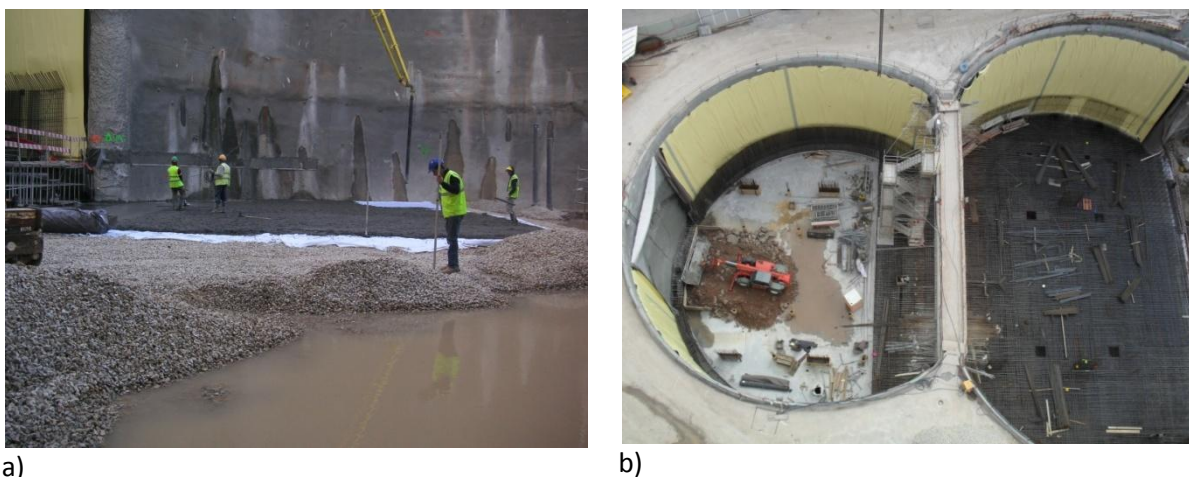


Figura 6.43 – a) Execução de pregagens tipo swellex e execução de geodrenos; b) Plano aéreo da laje betonada do poço 1 e impermeabilização do poço 1 e 2.

De seguida é executada a impermeabilização com a colocação da 1ª camada do sistema de impermeabilização – geotêxtil não tecido de polipropileno 500g/m², fixo por meio de pregos de disparo. Depois segue a colocação da 2ª camada do sistema de impermeabilização – Membrana de PVC flexível sem armadura de 2,0mm de espessura, a soldar entre si por termo-soldadura (figura 6.43b).

Após a execução de reforço, deu-se início os trabalhos no emboquilhamento do túnel sul e norte. Após a execução do reforço, já anteriormente referido, executou-se o tratamento no contorno da abóbada com 29 enfilagens metálicas 76mm e 12m de comprimento, 2 drenos de 50mm e na face de escavação 9 pregagens de fibra de vidro Y35 com 12 m de comprimento (figura 6.44 a 6.46). O tratamento em ambos os túneis é em todo semelhante, porém, no túnel norte devido às condições do maciço rochoso apresentarem-se de pior qualidade foram usadas 4 fiadas de pregagens frontais em fibra de vidro (figura 6.44).

O maciço rochoso nesta zona apresenta-se composto por várias litologias na base com tufos vulcânicos de cor avermelhada, depois basalto muito alterado e, tangente à calote, basalto decomposto e solos de cobertura.

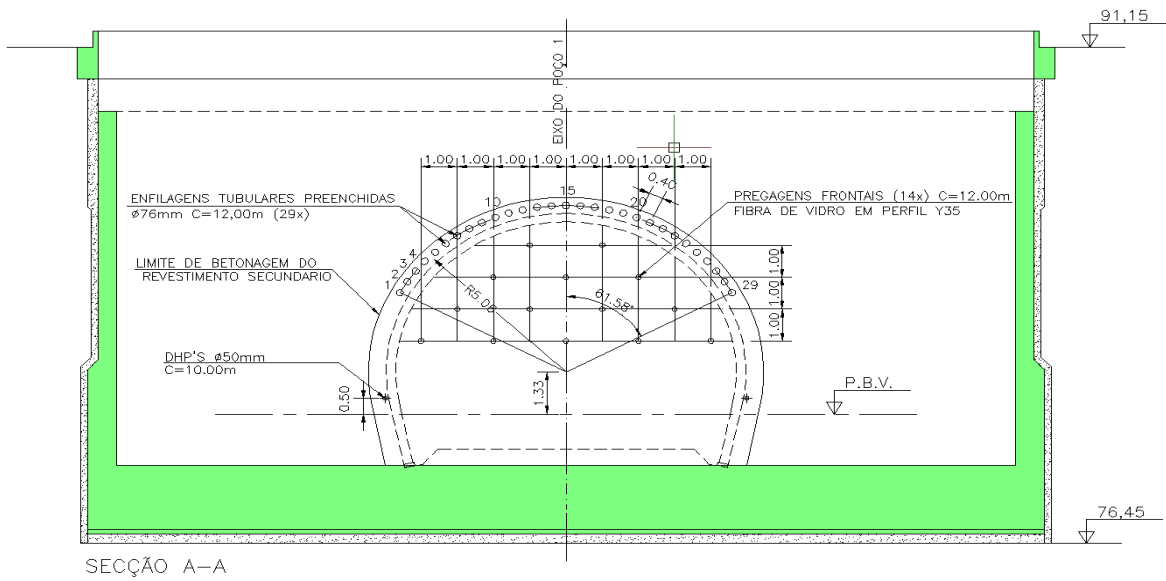


Figura 6.44 - Esquema de tratamento do emboquilhamento norte (Adaptado CJC, 2008).

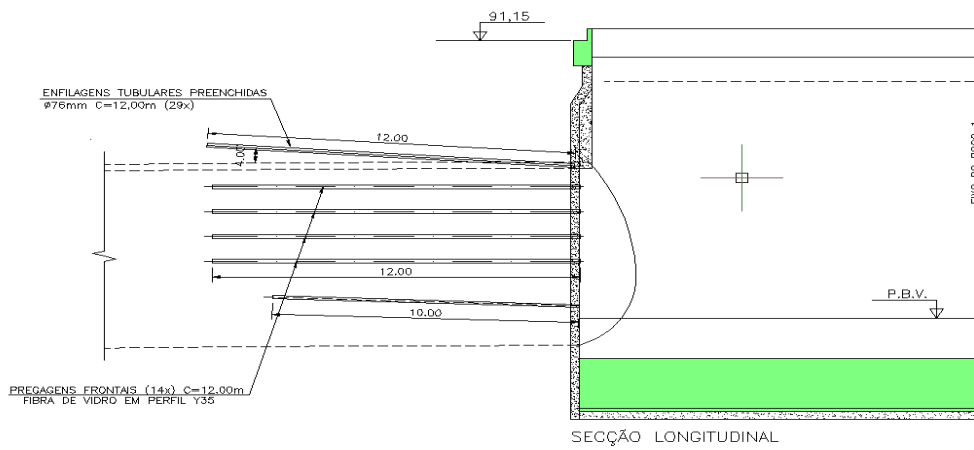


Figura 6.45 - Perfil longitudinal do emboquilhamento do túnel norte (Adaptado CJC, 2008).



Figura 6.46 - Tratamento do emboquilhamento do túnel sul, com equipamento de perfuração de 2 braços.

As figuras 6.47 e 6.48 apresentam respetivamente uma vista do interior do poço e vista aérea do corpo da estação da Reboleira.



Figura 6.47 - Vista geral do interior do poço da estação próximo da cota de projeto.



Figura 6.48 - Vista aérea da estação com a escavação terminada à cota de projeto.

6.4.2 Poço de ventilação

O poço de ventilação, de secção elíptica, está ligado ao túnel sul por intermédio da galeria de ventilação e do túnel de conexão (ver figura 6.24).

É constituído por uma viga de bordadura no anel superior do poço, a qual garantiu que o arco de solos escavados e revestimento provisório funcionasse em pleno e com aba de segurança com guarda corpos no topo, em tudo semelhante aos poços da estação (figura 6.49a).

A metodologia executiva da escavação do poço foi por níveis, de altura máxima de 2,0 m, largura de aproximadamente 6,0 m e com banquetas. A escavação processou-se em avanços na vertical de 1,0 m nos primeiros 10 m, passando depois para 2,0 m aquando da melhoria da qualidade do maciço rochoso.

No maciço rochoso foram também aplicadas pregagens e drenos, no sentido de melhorar a resistência no limite da escavação e revestimento primário, quer pela redução da pressão de água nas fraturas (figura 6.50a).

A Escavação foi feita com recurso a giratória e as terras foram retiradas através de caçambas içadas por uma grua torre instalada nas imediações do Poço (figura 6.49b).



Figura 6.49 – a) Viga de bordadura do poço de ventilação; b) Execução de escavação por meios mecânicos.

Para o revestimento primário dos painéis escavados foi aplicado betão projetado, numa primeira camada de 4 cm, com recurso a equipamento de projeção. Após executada a primeira projeção, de seguida, o primeiro pano de malha electrosoldada. A malha foi colocada tão próxima quanto possível à face já projetada, através do uso de bitolas de fixação, e com sobreposição entre panos de malha consecutivos, com betão projetado inicialmente com 20 cm de espessura e em profundidade 30 cm, em tudo idêntico ao revestimento primário dos poços da estação (figura 6.50b). A grande diferença foi o espaço reduzido de trabalho que limitou o avanço dos trabalhos e a profundidade da escavação.

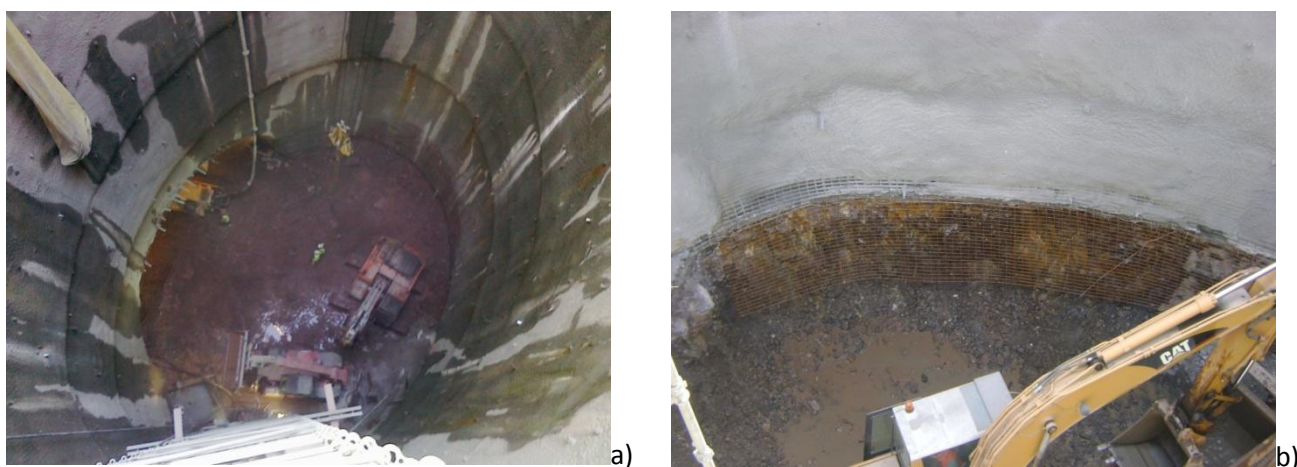


Figura 6.50 – a) Drenos da parede do poço em pleno funcionamento; b) Revestimento primário na parede do poço de ventilação.

A furação das pregagens de atrito do tipo swellex (malha de 3,00m x 2,00m e comprimento de 4,00m) foi executada após conclusão da projeção de betão, ou blocos específicos de rocha (figura 6.51). Neste caso, foram executadas ainda antes da 1ª camada de betão projetado tendo em vista melhor identificação visual do local a furar.

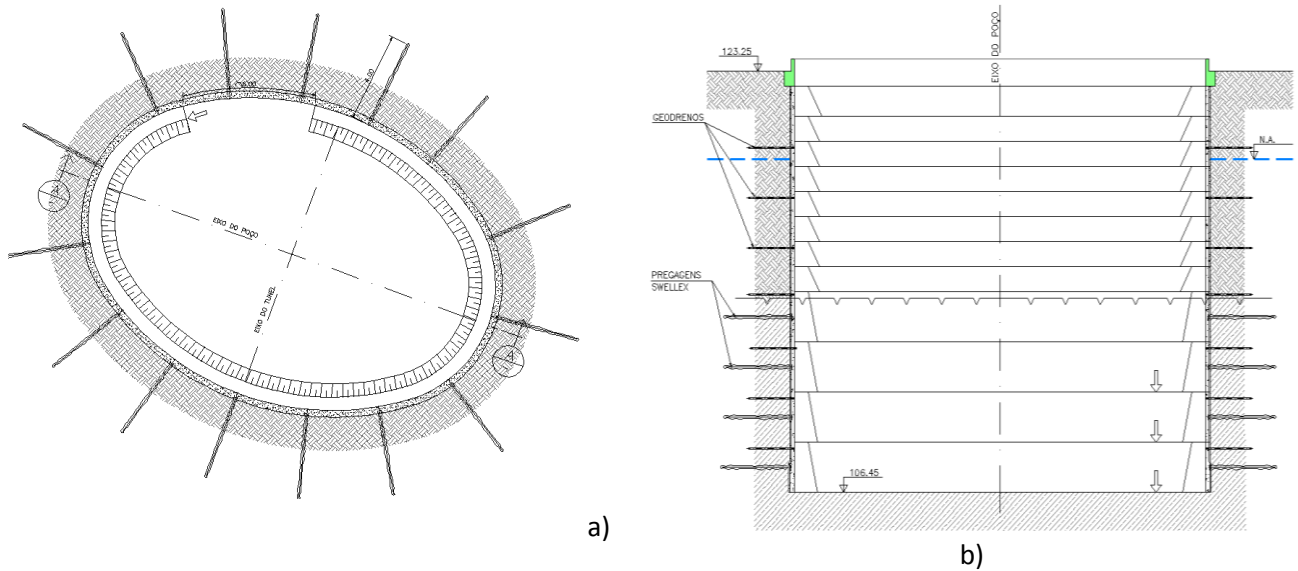


Figura 6.51 - a) Planta do poço com o esquema de pregagens tipo swellex; b) Perfil da secção AA do Poço de Ventilação, com os níveis de escavação definidos (adaptado CJC, 2009).

Os trabalhos continuaram, tomando atenção aos dois alargamentos da secção, até à cota de emboquilhamento da galeria de ventilação em que foi necessário começar a executar o tratamento. Este teve de ser faseado de acordo com a execução dos níveis.



a)



b)

Figura 6.52 – a) Tratamento do emboquilhamento do túnel de ventilação; b) Cortina de enfilagens e pregagens do túnel de ventilação.

Atingida a cota de trabalho do posto de ventilação, os trabalhos no poço pararam até se iniciar o rebaixamento. Desta forma foi necessário prolongar o reforço do emboquilhamento na zona inferior em meia secção. Este reforço provisório foi depois demolido após o contorno do reforço da secção ficar completa (figura 6.53).

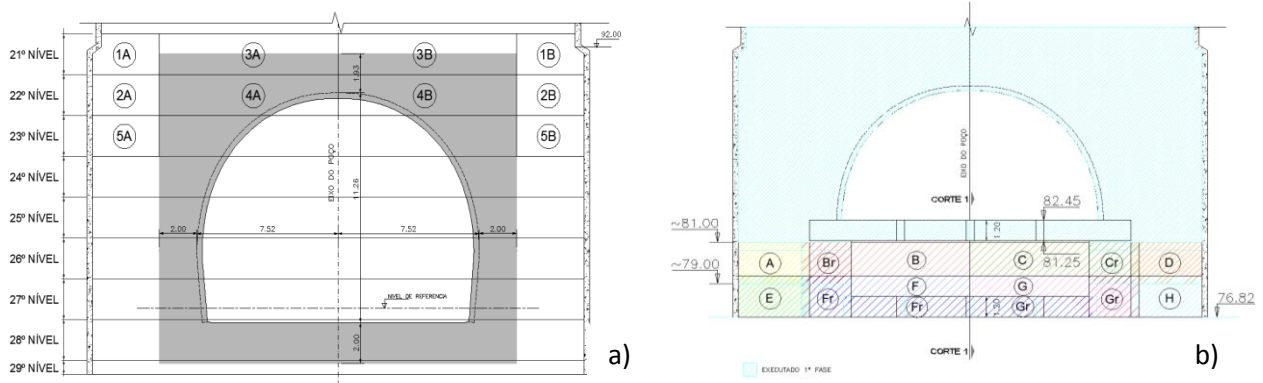


Figura 6.53 – a) 1ª fase de reforço na zona do emboquilhamento do túnel de ventilação; b) 2ª fase de reforço na zona do emboquilhamento do túnel de ventilação. (adaptado NE ACE, 2010).

Os trabalhos de escavação foram retomados e concluiu-se a escavação e revestimento primário com a aplicação na laje de soleira de camada drenante em brita e betão de limpeza. A forma côncava da laje de soleira foi dimensionada para minimizar possíveis deformações diferenciais que possam vir a ocorrer, para além disto, receber as águas provenientes do tardoz da parede do poço e encaminha-las para o poço de bombagem.

Nas figuras 6.54 e 6.55 são apresentadas as vistas aéreas do poço de ventilação.



Figura 6.54 - Execução da laje de soleira e impermeabilização do poço de ventilação.



Figura 6.55 - Vista aérea do poço de ventilação.

7. Estudio de Caso

7.1 Enquadramento geológico

7.1.1 Cartografia Geológica

A obra desenvolveu-se, com exceção dos níveis superiores dos poços, no denominado “Complexo Vulcânico de Lisboa” da idade Neocretácica (figura 7.56).

O “Complexo Vulcânico de Lisboa” ou CVL como atualmente é mais conhecido, durante muitos anos foi designado, por Manto Basáltico, de acordo com Choffat (1924), ou Manto Basáltico de Lisboa como a maioria dos autores mais recentes utiliza. Qualquer das designações referidas é incorreta face à localização geográfica dos centros eruptivos, sendo a designação de Complexo Vulcânico da Malveira e arredores a que melhor se adequa (Serralheiro, 1978).

O CVL na sua fase atual de conservação é essencialmente caracterizado em termos litótipos por basaltos vários e rochas piroclásticas (escórias, tufos e brechas vulcânicas).

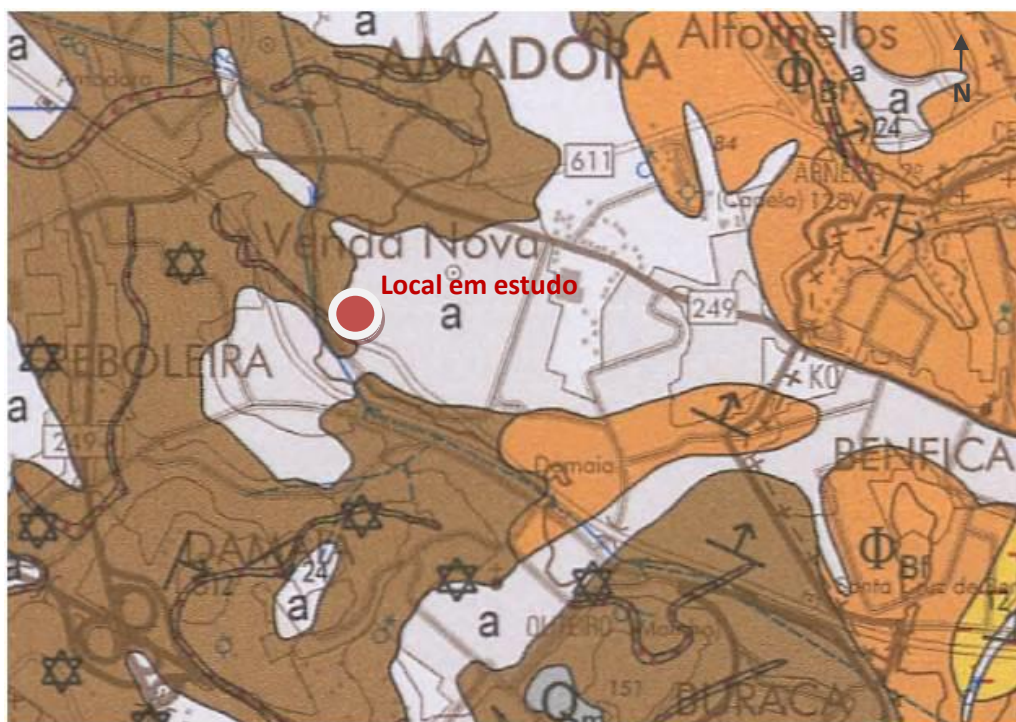


Figura 7.56 – Enquadramento geológico regional (Fonte: extrato da carta geológica de Portugal, folha 34-D).

7.1.2 Unidades geológicas – litótipos

A combinação dos eventos cíclicos de vulcanismo resultou na estratificação e repetição de diferentes horizontes litológicos, que podem ser subdivididos em:

A) Basaltos

O maciço basáltico que, provavelmente, devido aos aspectos ligados à sua gênese, apresenta horizontes diferenciados, pode ocorrer na sequência estratigráfica, apresentada, da base para o topo, ou, localmente, haver uma predominância de um ou dois termos litológicos. Pode ser subdividido em três horizontes distintos, ou seja:

- Derrames basálticos delgados;
- Basalto Compacto;
- Basalto Vesículo-amigdaloidal / vacuolar.

A matriz rochosa é constituída por basalto e apresenta-se desde moderadamente alterada a basalto são. A fraturação predominante nos derrames basálticos é sub-horizontal e no basalto compacto por descontinuidades oblíquas persistentes associadas às sub-verticais do basalto vesiculo-amigdaloidal / vacuolar.

B) Brechas Vulcânicas

Materiais piroclásticos são formados por blocos de basaltos envolvidos por uma matriz mais fina. Essa matriz envolve blocos de rochas básicas de mineralogia variada, de características finas, mas com predominância ora siltítica, ora argilosa ou carbonatada. Esta predominância granulométrica da matriz permite a seguinte subdivisão:

- Brechas Vulcânicas Desagregadas;
- Brechas Vulcânicas Compactas.

C) Tufos Vulcânicos

Trata-se de um material constituído por uma matriz fina de textura silto-argilosa, contendo clastos milimétricos a centimétricos de basaltos extremamente alterados, e mais restritamente de basaltos duros. A coloração é predominantemente avermelhada e amarelada.

Apresentam características semelhantes de um solo silto-argiloso de consistência média a rija.

D) Solos Residuais e Aterros

Recobrimo a sequência de escoadas basálticas e rochas piroclásticas, ocorre subordinadamente um horizonte de solo residual que alcança a espessura máxima de 5 metros, formado por argilas castanhas, por vezes muito escuras, restos orgânicos, e esparsos blocos e seixos de basalto decomposto.

Aterros ocorrem também como uma forma de capeamento de até 5 metros sobre os solos residuais, ou mesmo sobre o sub-estrato rochoso. Geralmente são compostos por areias silto-argilosas, por vezes carbonáticas, com fragmentos de cerâmica, brita, tijolos, basalto e restos vegetais de cor castanha escura a acinzentada.

7.1.3 Caracterização Geotécnica

7.1.3.1 Poços da Estação

A escavação desenvolveu-se maioritariamente em rocha basáltica. Sendo de referir apenas a interseção de uma bancada de tufo vulcânico e a presença de material de aterro e aluvionar/coluvionar no extremo norte (Poço 1).

Apresenta-se na figura 7.57, os perfis geológicos considerados na análise, efetuadas com base numa campanha de sondagens mecânicas.

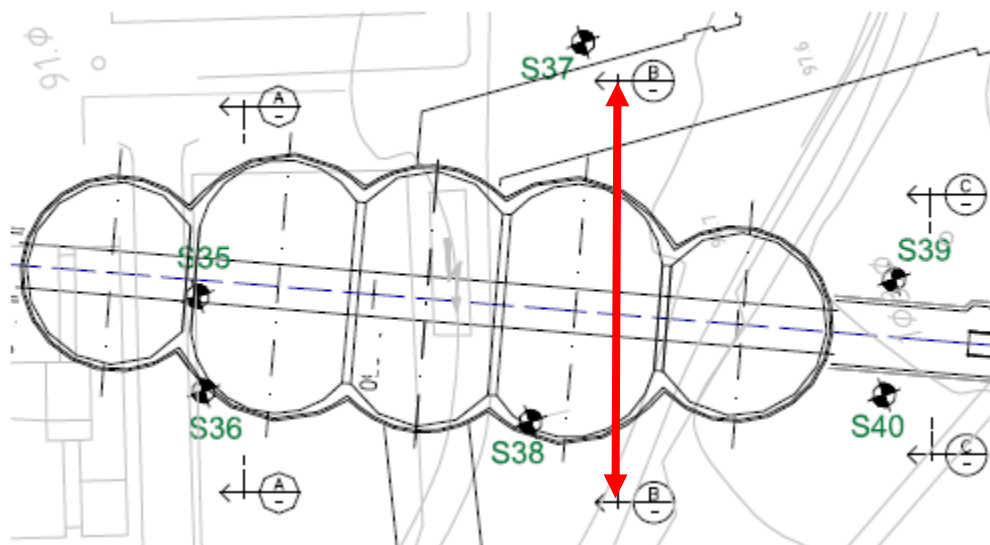


Figura 7.57 - Planta de localização das sondagens executadas na estação.

A título de exemplo é apresentado na figura 7.58, o corte geológico B-B, baseado nas sondagens efetuadas com a designação S37 e S38.

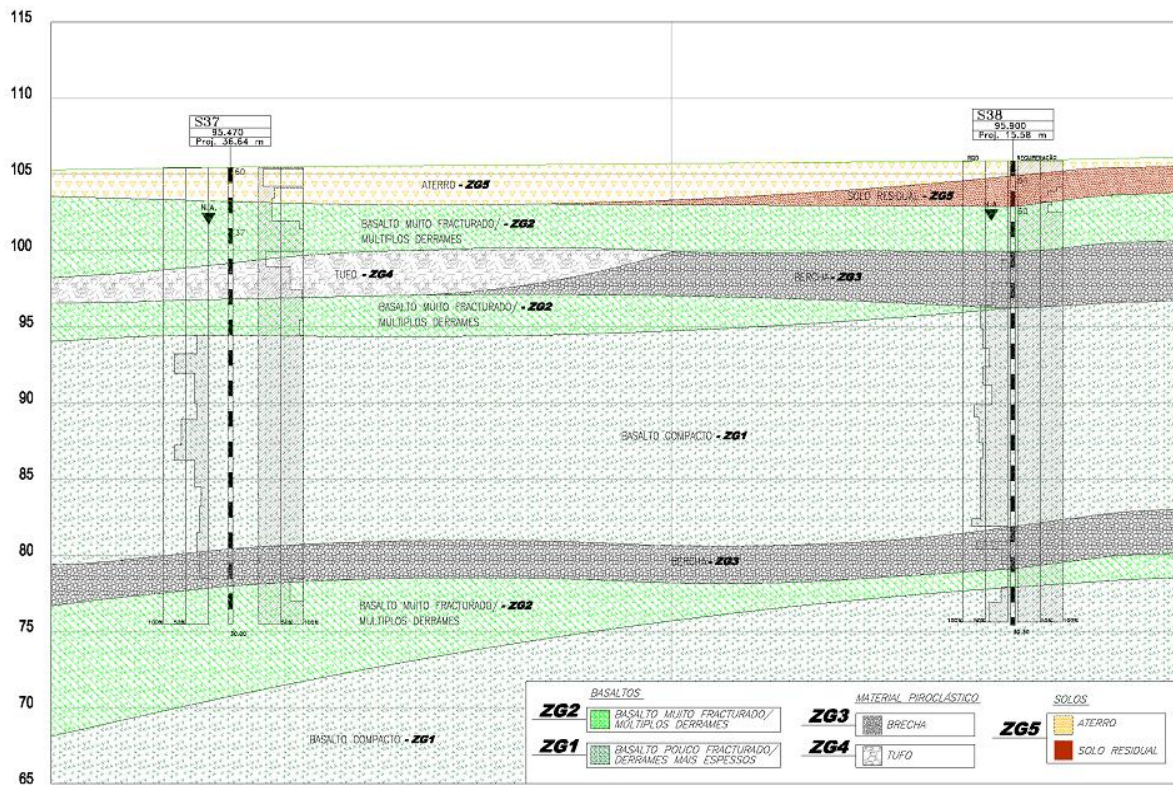


Figura 7.58 - Perfil geológico-geotécnico B-B, baseada nas sondagens S37 e S38 (adaptado NE ACE, 2008).

7.1.3.2 Poço de Ventilação

Com cerca de 50 metros de profundidade a escavação desenvolveu-se predominantemente em rocha basáltica com boa qualidade (W_{1-2} , F_{1-2}), à exceção dos primeiros 10 metros e da zona de ligação ao posto de ventilação onde a escavação intersectou níveis piroclásticos.

Apresenta-se na figura 7.59, o perfil geológico onde o poço de ventilação está inserido.



Figura 7.59 - Perfil geológico-geotécnico do poço de ventilação.

7.1.4 Parâmetros geomecânicos

Com base na distribuição das unidades geológicas, litótipos, feições estruturais e nos parâmetros geomecânicos obtidos nas 10 sondagens rotativas (das quais 6 sondagens de interesse para os poços em estudo), foram identificadas as classes geomecânicas sintetizadas no quadro 7.18, para avaliação do comportamento do maciço face às escavações dos poços:

Quadro 7.18 – Parâmetros considerados para cada zonamento geotécnico da estação.

	ZG1	ZG2	ZG3	ZG4	ZG5
	Basalto pouco fraturado	Basalto muito fraturado	Brecha	Tufo	Aterro/Solo Residual
Módulo de Deformabilidade (E) MPa	15000	5000	2500	160	80
Coefficiente de Poisson (v)	0,25	0,26	0,26	0,27	0,27
Coesão (c) kPa	3500	1400	105	7	3,5

	ZG1 Basalto pouco fraturado	ZG2 Basalto muito fraturado	ZG3 Brecha	ZG4 Tufo	ZG5 Aterro/Solo Residual
Angulo de Atrito (φ') ⁰	21	17,5	24,5	17,5	21
Dilatância (ψ) ⁰	0	0	0	0	0
Densidade (γ) kN/m ³	30	28	24	18	18
Coefficiente Impulso em repouso (K_0)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70

Resumidamente, o zonamento geotécnico é constituído por:

ZG5

Constituída pelos depósitos recentes (solos superficiais e aterros). Para estes depósitos, podem ser estimadas características de maciço terroso.

De uma forma genérica o comportamento dos maciços terrosos dá-se em função das características texturais das unidades.

ZG4

Compreende os tufo vulcânicos que, por serem constituídos por uma matriz fina, ressaltam as estruturas existentes. É marcada pelo intenso fraturamento sub-horizontal, decorrente do processo genético de formação do maciço vulcânico, e do alívio de carga litostática promovida pela erosão; e pelo alto grau de meteorização, representado pela abundante quantidade de argilas. Esta combinação constitui um forte condicionante à desarticulação de blocos, quer por essas estruturas apresentarem um preenchimento por argilas expansivas, quer por alteração de suas paredes.

ZG3

É definida pelos estratos de brechas compactas. Nesta classe, o intenso fraturamento sub-horizontal pode ocorrer aberto, em decorrência do processo de alívio da carga litostática pelos mecanismos de modelagem do relevo, constituindo-se um forte condicionante à desarticulação de blocos, na zona de influência da abóbada. Esta, em combinação com juntas subverticais e oblíquas, de persistência razoável, preenchidas por calcite, é o principal mecanismo de desarticulação.

ZG2

Caracterizada pelos basaltos vacuolares e pelos múltiplos derrames delgados, constitui-se de rochas alteradas a sãs. O sistema de fraturamento sub-vertical e oblíquo é o mais importante, mas normalmente encontra-se preenchido por calcite, chegando a ser da ordem da espessura de veio. Contudo são as fraturas sub-horizontais de alívio e as interfaces de escoadas constituem o principal mecanismo de desarticulação dos blocos. As feições estruturais sub-horizontais são muito densas e apresentam alta persistência. Esta unidade é, geralmente, representativa, quando a camada de derrame tem expressão (métrica ou maior).

ZG1

Caracterizada pelo basalto compacto, constitui-se de rocha pouco alterada a sã. O sistema de fraturamento sub-vertical é mais esparsos e sempre preenchido por calcite. As feições estruturais sub-horizontais são igualmente mais esparsas e apresentam pequena persistência. Esta unidade é, geralmente, representativa, quando a camada de derrame tem expressão métrica.

7.2 Determinação dos esforços solicitantes

7.2.1 Estação Reboleira

Como já referido anteriormente a Estação da Reboleira explora o fator geométrico em forma (circular ou elíptica) em benefício do seu funcionamento estrutural, minimizando escoramentos e tirantes ou ancoragens para a estabilização de seus suportes temporários. O conjunto de 5 círculos/elipses interconectados, que constituem a estação são auxiliados por elementos estruturais de travamentos transversais, recebem os impulsos de solo que os equilibra na sua forma geométrica, resultando essencialmente em esforços de compressão o que resulta numa estrutura leve, sem a necessidade de elementos estabilizantes adicionais que não sejam as suas paredes laterais, não necessitando de muita armadura e as espessuras serão as necessárias para absorver os impulsos de solo. Durante a fase provisória (revestimento de primeira fase) não foram previstos impulsos hidrostáticos sobre o suporte, pois as águas foram drenadas ou os seus impulsos aliviados por um conjunto de drenos.

Esta forma é a que melhor tira proveito do material empregado na sua execução.

Sendo um processo executivo muito similar ao NATM, os princípios da sua execução são os mesmos, ou seja, reduzir ao mínimo a degradação do maciço no contorno escavado e aplicação do suporte no tempo certo e com a rigidez adequada. É válido também o efeito tridimensional da

face, devido ao efeito de fundo; as cargas nesta região são mínimas e serão crescentes, sendo absorvidas pelo revestimento à medida que o poço se aprofunda, até atingir o estado plano de tensões e deformações.

Assim, o passo de avanço subsequente só deverá ser iniciado quando o passo precedente estiver inteiramente concluído. Esta é a situação ideal para o funcionamento do NATM, inclusive de túnel, com revestimento fechado junto à face e execução em secção plena. Por este motivo conseguem-se através de poços em NATM grandes áreas livres, com um mínimo de suporte, sem necessidade de suportes temporários do tipo escoramentos e/ou atirantamentos.

7.2.1.1 Condições de estabilidade dos poços da estação

Uma vez que os poços atravessam depósitos sucessivos de basalto, com profundidades variáveis, entre 15,20m e 20,35m, com escavações em materiais diferenciados, desde solos até rocha sã, o revestimento primário foi constituído por: betão projetado, malhas electrosoldada e sempre que o maciço permitisse a execução de pregagens swellex.

7.2.1.2 Análise numérica tridimensional – simulação da escavação

Para análise numérica tridimensional do poço, foi utilizado para a simulação da escavação do maciço o programa baseado no método dos elementos finito denominado TOCHNOG. Trata-se de um programa desenvolvido originalmente por Dennis Roddeman na Universidade de Twente. O programa permite a simulação de episódios construtivos, possibilitando introduzir nos cálculos a sequência executiva prevista em projeto.

Para estas análises, utilizou-se uma malha tridimensional capaz de simular as principais características construtivas dos poços. Esta análise tridimensional tem a finalidade de determinar os esforços que solicitam o revestimento dos poços. (ver figura 7.60).

Para as análises tensão-deformação foram realizadas utilizando o modelo elasto-plástico perfeito com critério de rotura de Mohr-Coulomb, com lei de fluxo plástico não associado, considerando toda a sequência construtiva preconizado em projeto. É considerada uma condição drenada do maciço durante a escavação.

O Sistema Internacional de Unidades (SI) utilizado foi:

Força: kN;

Tensão: kPa;

Comprimento: m;

Peso Específico: kN/m³;

Aceleração: m/s², etc.

Os modelos apresentados ilustram a geometria utilizada na análise numérica, onde é possível observar a estratigrafia do maciço representado por diferentes cores e a malha de elementos finitos obtida.

Na análise numérica apresentada na figura 7.60 tiveram em consideração as seções geológicas obtidas nas sondagens efetuadas na figura 7.58.

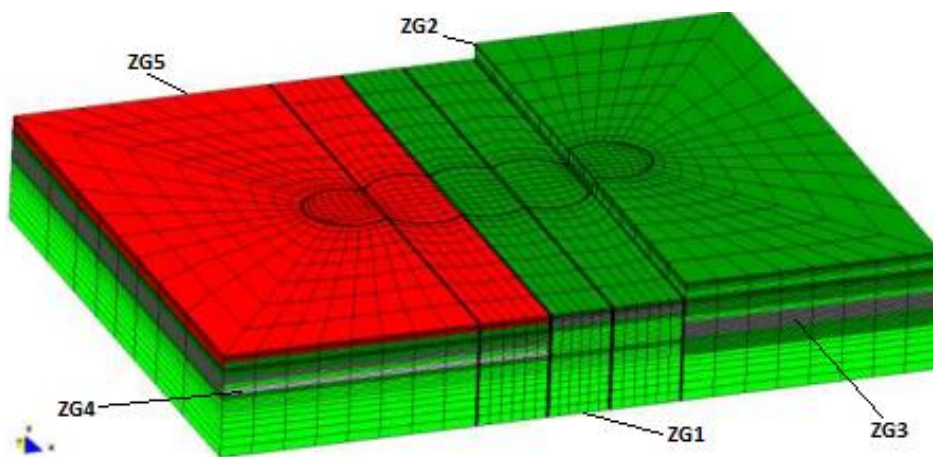


Figura 7.60 - Geologia utilizada no modelo tridimensional (Adaptado CJC, 2009).

A malha de elementos finitos obtida, teve em consideração os seguintes elementos:

- Experiência do projetista;
- Densidade adequada (tamanho e quantidade dos elementos);
- As etapas de escavação;

7.2.1.3 Resultados

Os resultados obtidos com a modelagem numérica tridimensional pelo programa TOCHNOG, são em função do avanço da escavação do maciço, sendo eles:

- Desenvolvimento das tensões verticais no maciço;
- Desenvolvimento das tensões horizontais no maciço;
- Desenvolvimento das deformações plásticas no maciço.

Assim se obtiveram os seguintes resultados relativos aos diferentes avanços. Nas figuras 7.61 a 7.63 são apresentados dois exemplos para os avanços à cota 91,15 e 81,45m.

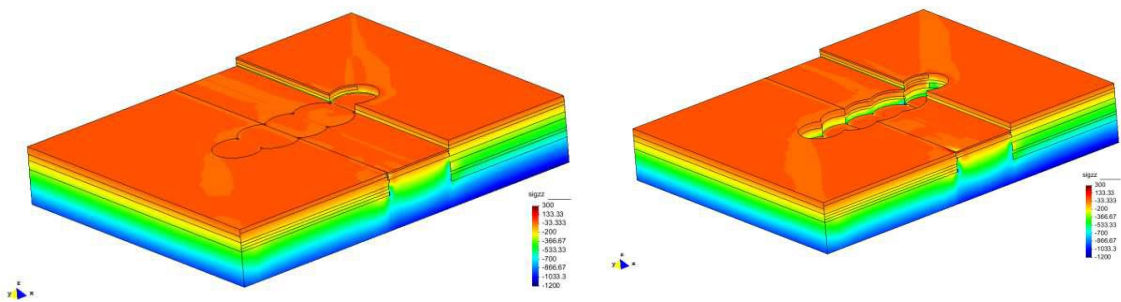


Figura 7.61 - Campo de tensões verticais na cota 91,15m e 81,45m (kPa).

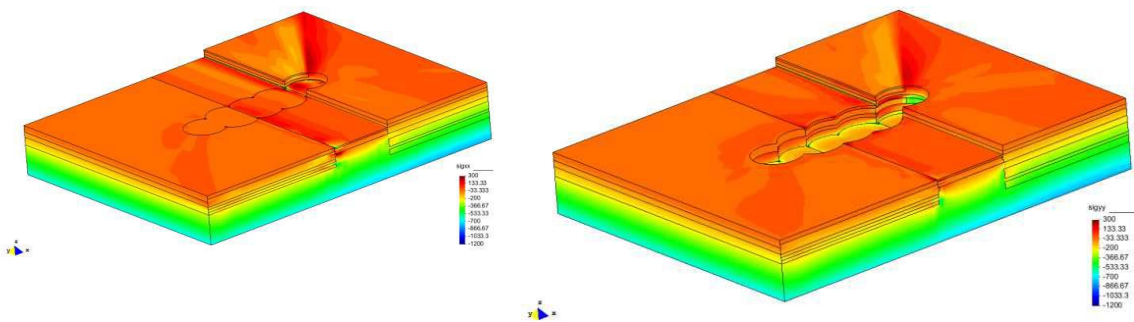


Figura 7.62 - Campo de tensões horizontais na cota 91,15m e 81,45m (kPa).

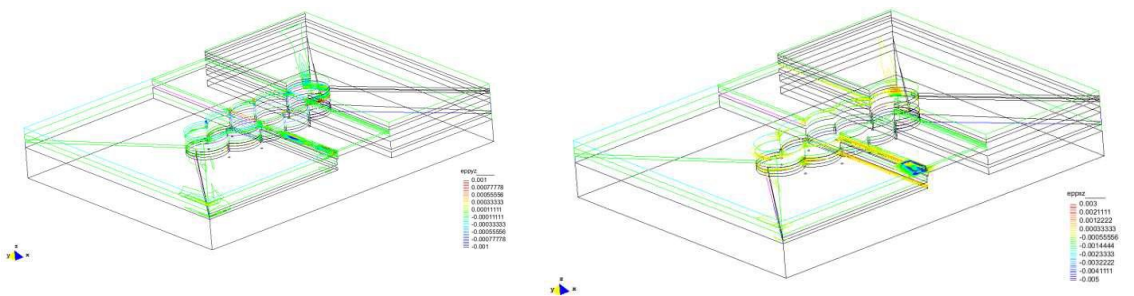


Figura 7.63 - Campo de deformações plásticas na cota 91,15m e 81,45m (kPa).

Os impulsos do maciço atuantes na estrutura de revestimento dos poços da estação, que serviram para os cálculos das estruturas de betão armado, foram determinados a partir da modelagem numérica tridimensional, conforme figuras abaixo apresentadas.

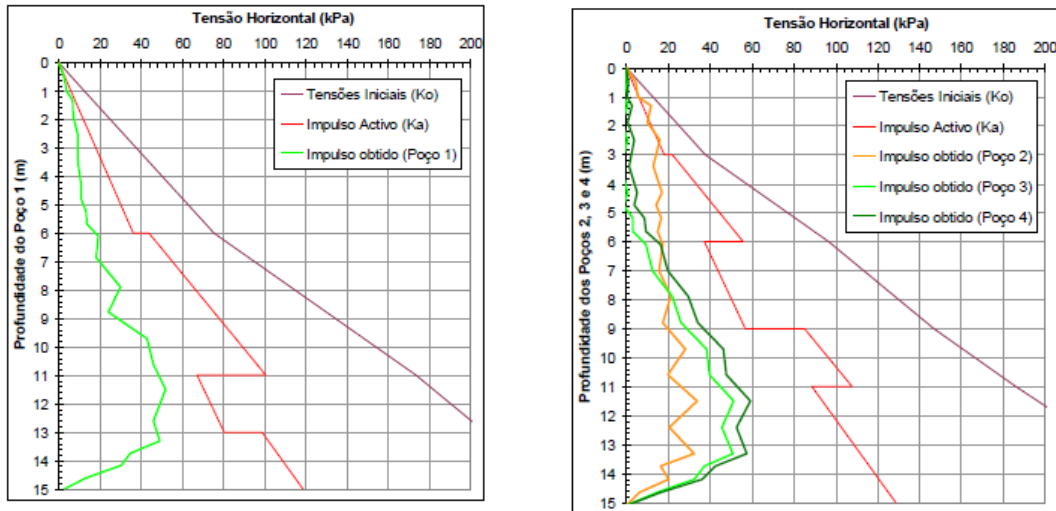


Gráfico 7.3 - Impulso do maciço atuante – eq.) No poço 1; dir.) No poço 2, 3 e 4 (CJC, 2009)

O gráfico 7.4 representam os impulsos adotados como carregamento para o revestimento dos Poços da Estação. Estes impulsos foram simplificados a partir da figura anterior, tendo sido tomados os maiores valores existentes. Como já mencionado estes resultados servirão para análise numérica da estrutura de betão da Estação.

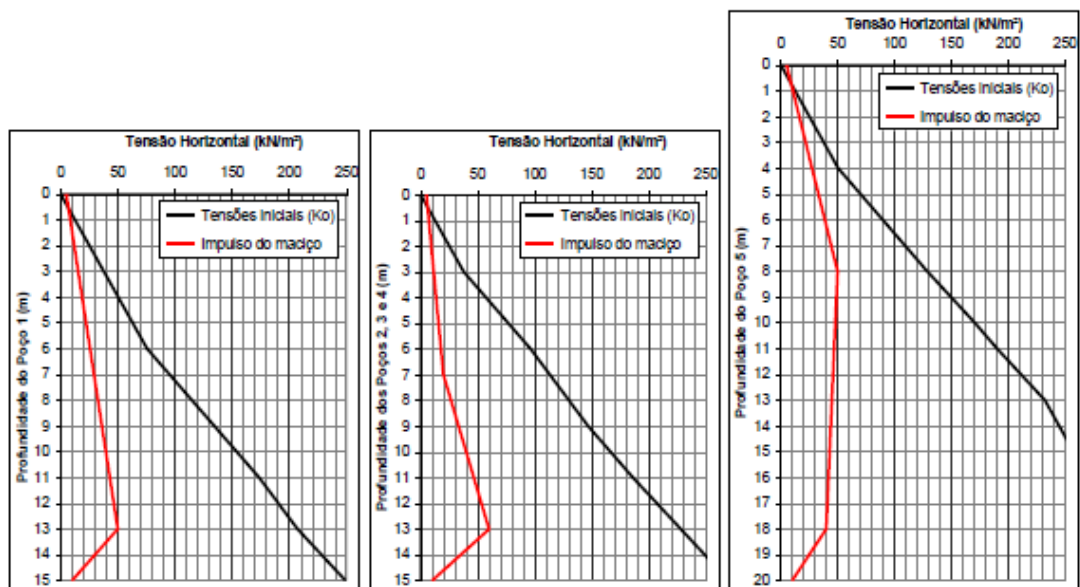


Gráfico 7.4 - Impulso adotado como carregamento para o revestimento dos poços (adaptada CJC, 2009).

7.2.1.4 Análise numérica tridimensional – Simulação do revestimento primário

As análises numéricas tridimensionais também foram realizadas com o programa STRAP (Structural Analysis Program). Trata-se de um programa tridimensional elástico não evolutivo que utiliza o método dos elementos finitos. Simulou-se o revestimento dos poços com elementos de área (placa), as vigas de travamento e de bordadura com elementos lineares (de viga) e o maciço com molas de Winkler. Evison (1988) realizou ampla pesquisa em modelos de apoio elástico, que será abordado no ponto 7.2.2.4.

As análises tridimensionais têm a finalidade de determinar os esforços que solicitam o revestimento do poço. Tem a finalidade também de determinar os deslocamentos na estrutura.

Apresenta-se, a seguir, a dimensão da malha de elementos finitos utilizada no programa STRAP.

Sistema de unidades utilizado

Adotou-se o Sistema Internacional de unidades (SI):

Força: kN;

Tensão: kPa;

Comprimento: m;

Massa Específica: t/m³;

Aceleração: m/s², etc.

Ações

As ações consideradas no dimensionamento das peças estruturais foram as seguintes:

Peso próprio do betão armado (25,0 kN/m³);

Impulso de solo (ver gráfico 7.3).

Foram considerados, para o Estado Limite Último (ELU) as combinações de ações.

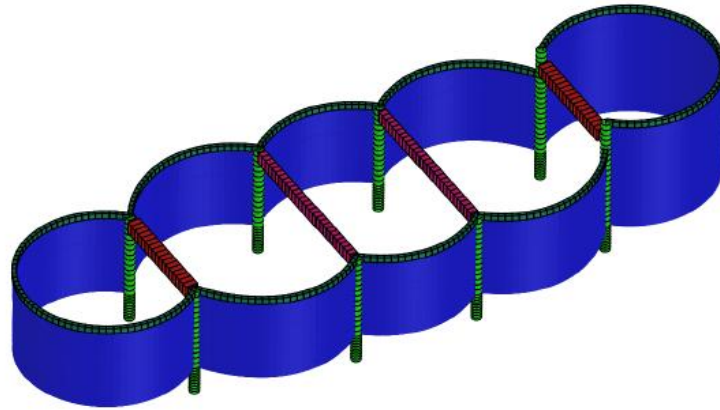


Figura 7.64 - Modelo numérico tridimensional considerado nos poços 1 a 5 (adaptado CJC, 2009).

As figuras 7.64 e 7.65 ilustram a malha de elementos finitos utilizada para a modelagem numérica tridimensional da Estação da Reboleira.

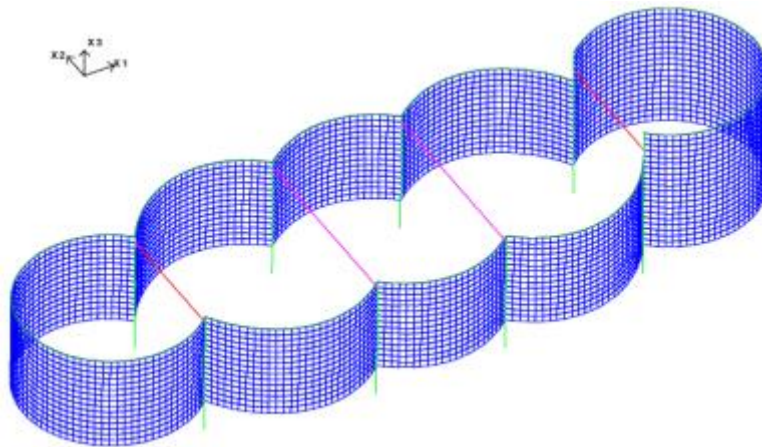


Figura 7.65 - Malha de elementos finitos utilizada (adaptado CJC, 2009).

7.2.1.5 Resultados obtidos no revestimento Primário

Foram realizadas as seguintes análises:

- Força na direção horizontal e vertical (kN);
- Momento fletor na direção horizontal e vertical (kNm);
- Deformações perpendiculares à parede do poço;

A seguir é ilustrada pelas figuras 7.66 e 7.67 a malha em 3D, a título de exemplo referente às deformações previstas:

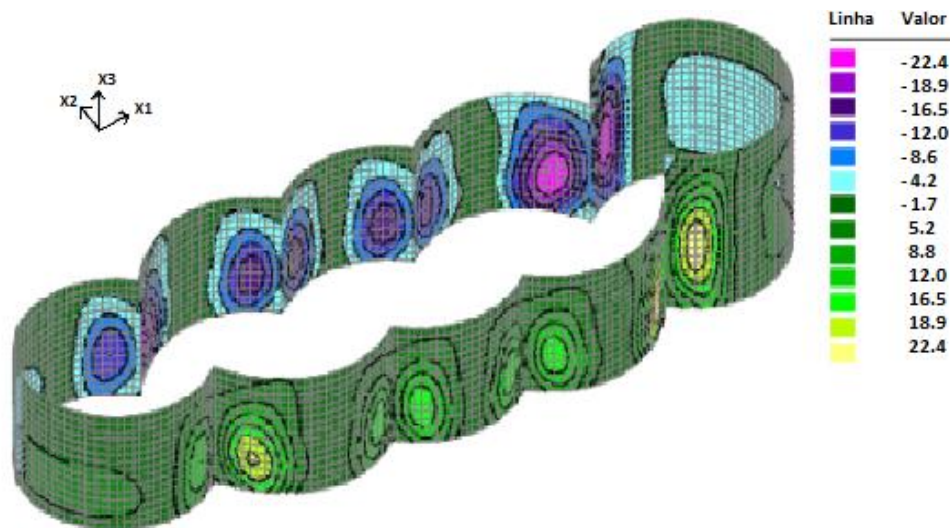


Figura 7.66 - Deformações perpendiculares à parede dos poços (adaptado CJC, 2009).

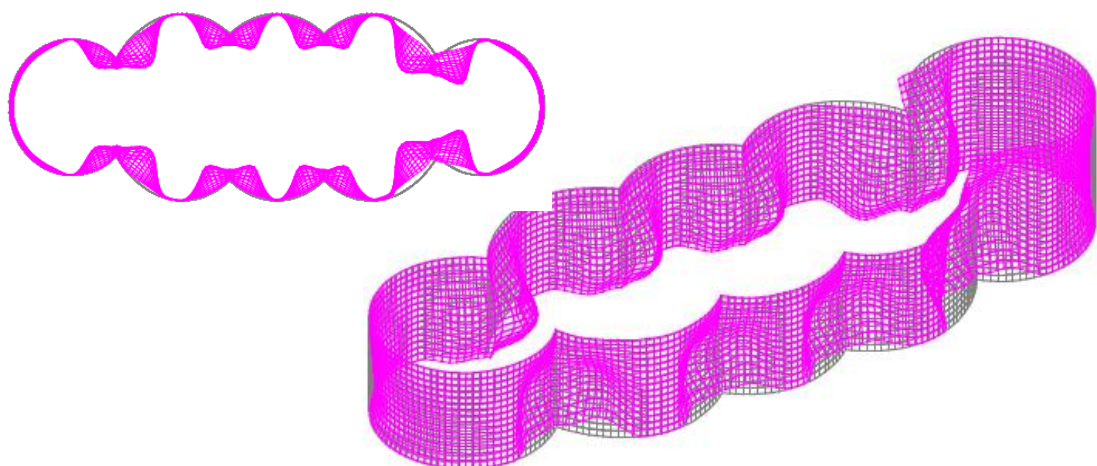


Figura 7.67 - Aspeto da malha deformada – Vista em planta e perspectiva (adaptado CJC, 2009).

7.2.2 Poço de ventilação

7.2.2.1 Análise numérica axissimétrica

Foi realizada análise numérica axissimétrica com o programa FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Nesse programa bidimensional de diferenças finitas a relação tensão/deformação pode ser linear ou não-linear e a superfície de rutura pode ser definida segundo vários modelos constitutivos. Caso o campo de tensões seja tal que ocorra a plastificação do material, o programa está em condições de produzir deformações permanentes. O cálculo é evolutivo permitindo grandes alterações na geometria e parâmetros do problema.

A análise axissimétrica (que representa simetria em relação a um eixo) permite que se simule todos os passos de avanço da escavação do poço. A análise pressupõe um eixo axial e possibilita a obtenção dos desenvolvimentos das tensões e deformações no maciço circundante ao poço.

Sistema de unidades utilizado

O Sistema Internacional de Unidades (SI) foi o utilizado:

Força: kN;

Tensão: kPa;

Comprimento: m;

Peso Específico: kN/m³;

Aceleração: m/s², etc.

7.2.2.2 Modelo e malha utilizada

O modelo constitutivo adotado foi o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulumb para a apresentação do comportamento do maciço. O revestimento do poço foi representado em regime linear elástico perfeito.

A malha adotada obedeceu às recomendações propostas pela ITASCA (FLAC) e à literatura sobre o assunto, além da vasta experiência do projetista nesse tipo de análise (CJC, 2009).

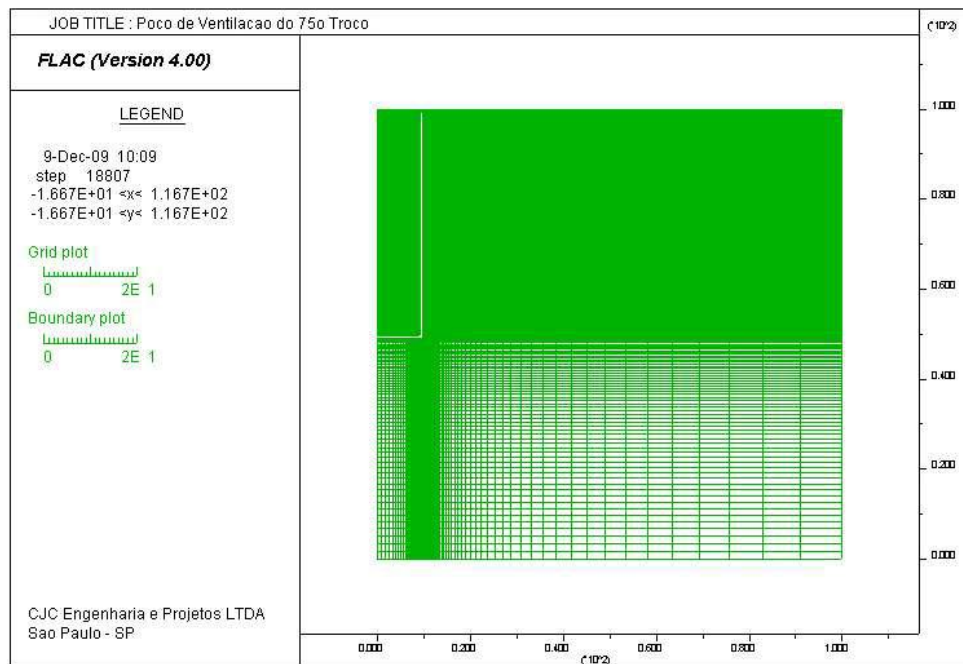


Figura 7.68 - Malha de diferenças finitas no poço de ventilação (CJC, 2009).

As tensões horizontais apresentadas na figura 7.62 não foram obtidas com equações simplificadas como, por exemplo, as propostas por Jaki (1944) e Frazer (1957) para empuxo em repouso, e as propostas por Rankine (1856) e Résal (1910) para empuxo ativo; em função disso, elas não estão exclusivamente relacionadas com os valores de ângulo de atrito interno e coesão. As tensões horizontais foram obtidas mediante análise numérica que leva em consideração uma série de fatores, como os parâmetros de deformabilidade (E , ν), os parâmetros de resistência (c , ϕ), o peso específico (γ) e a dilatância (ψ) dos diferentes materiais do maciço envolvente ao poço; as características geométricas do revestimento dos poços e a sequência executiva dos poços (CJC, 2009).

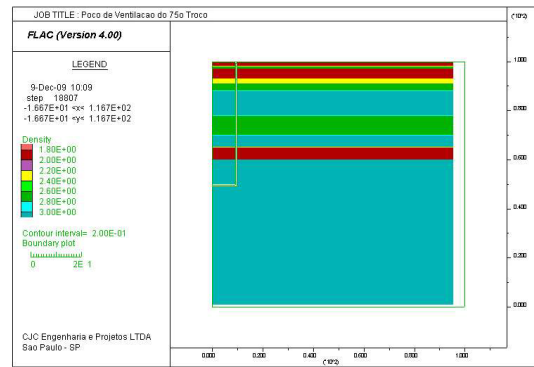
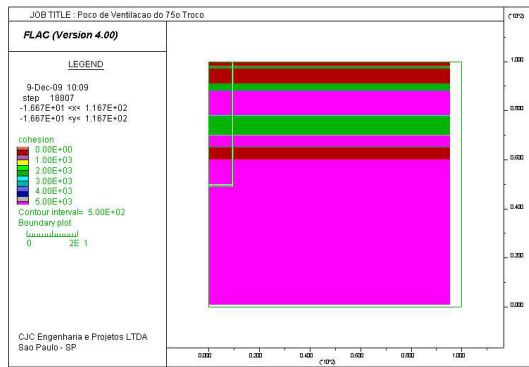
A tensão horizontal considerada foi resultado final de todas as fases de cálculo da análise numérica do poço (com o programa FLAC), que levou em consideração toda a sequência executiva do poço e todos os parâmetros do maciço onde o poço está inserido. Esta tensão foi aplicada como impulso de maciço (atuante no revestimento do poço) na análise tridimensional realizada com o programa STRAP.

Os parâmetros geomecânicos considerados na análise com o programa FLAC e que são:

Quadro 7.19 – Parâmetros geomecânicos.

Símbolo	Descrição	Unidade
C	Coesão	kPa
ϕ	Ângulo de atrito	$^{\circ}$
γ	Peso específico do solo	kN/m ³
K	Módulo de deformação volumétrica	kPa
G	Módulo de deformação cisalhamento	kPa

Na figura 7.69 são apresentados dois exemplos dos principais parâmetros considerados na análise:



a)

b)

Figura 7.69 – Dois dos parâmetros considerados na análise: a) Coesão; b) Peso Especifico. (adaptado CJC, 2009).

7.2.2.3 Resultados

Os resultados obtidos com a modelagem bidimensional pelo programa FLAC, são em função do avanço da escavação do maciço, sendo eles:

- Desenvolvimento das tensões verticais no maciço;
- Desenvolvimento das tensões horizontais no maciço;
- Desenvolvimento das deformações plásticas no maciço.

São apresentados alguns exemplos gráficos (figura 7.70 a 7.72) que se obtiveram na análise axissimétrica para diferentes avanços (5 m e 40 m) e respectivas tensões e deformações:

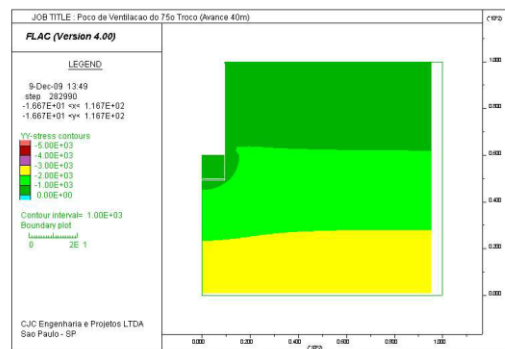
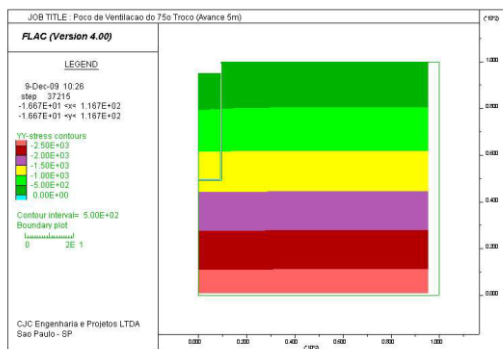


Figura 7.70 - Desenvolvimento das tensões verticais. Avanço de 5m e de 40m (adaptado CJC, 2009).

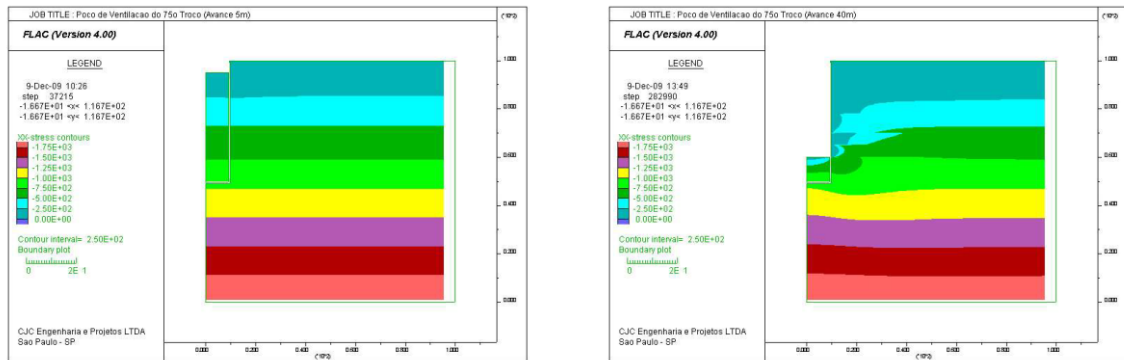


Figura 7.71 - Desenvolvimento das tensões horizontais. Avanço de 5m e de 40m (adaptado CJC, 2009).

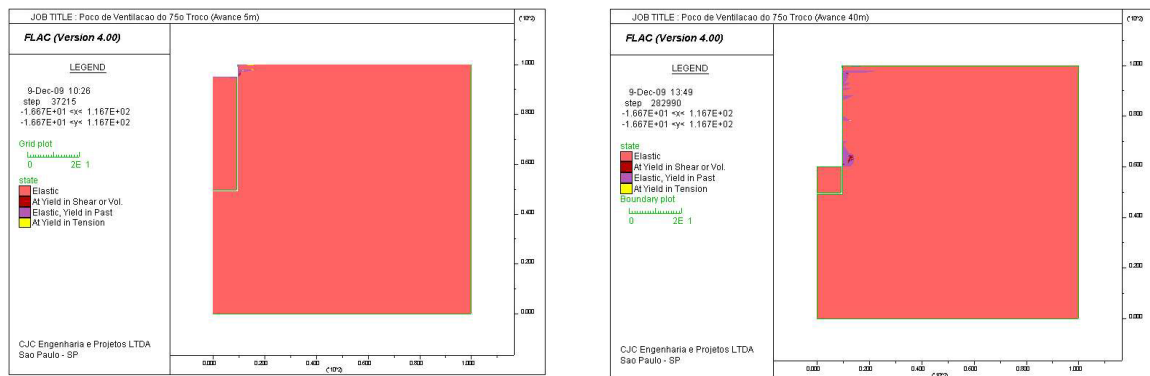


Figura 7.72 - Desenvolvimento das plastificações no maciço. Avanço de 5m e de 40m (adaptado CJC, 2009).

Tendo em conta o desenvolvimento dos parâmetros utilizados anteriormente e os respectivos resultados obtidos, permitiu obter uma percepção do comportamento esperado do maciço em obra, partindo do pressuposto do cumprimento dos critérios do projetista. Por outro lado, com base nestes resultados, fornecer elementos para a simulação do revestimento primário e a estimativa dos assentamentos.

7.2.2.4 Análise numérica tridimensional – simulação revestimento primário do PV

Foi utilizado o mesmo programa que nos poços da estação mencionado no ponto 7.2.1.4. Neste caso, simulou-se o revestimento do poço com elementos laminar e o maciço com molas de Winkler.

Conforme mencionado, realizou-se somente o estudo contemplando o poço circular fechado. A figura 7.73, ilustram o modelo considerado na análise. As diferentes cores indicam as diferentes espessuras do revestimento primário.

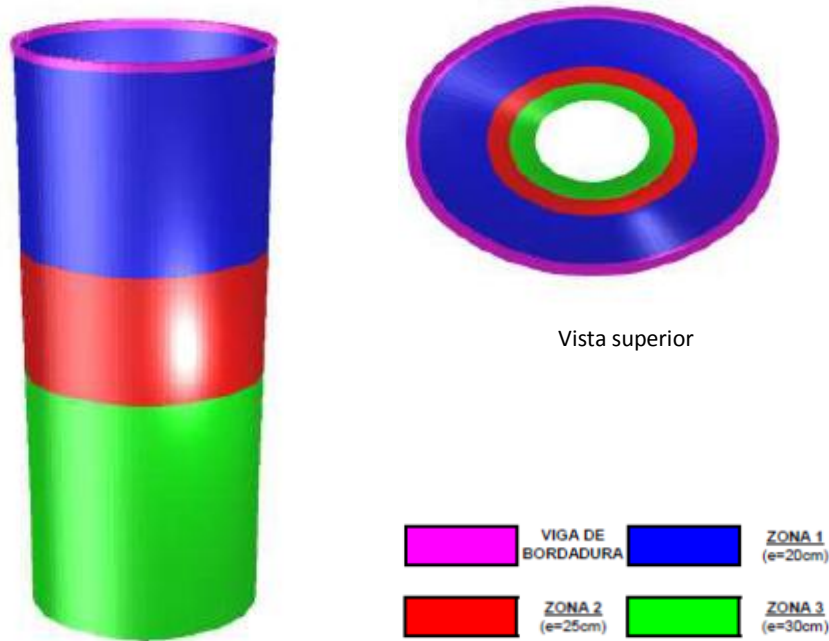


Figura 7.73 - Ilustração das diferentes espessuras do revestimento primário do PV (adaptado CJC, 2009).

Apresenta-se na figura 7.74, a dimensão da malha de elementos finitos utilizada no programa STRAP. Adotou-se o mesmo Sistema Internacional de unidades (SI), de igual modo que nos poços da estação.

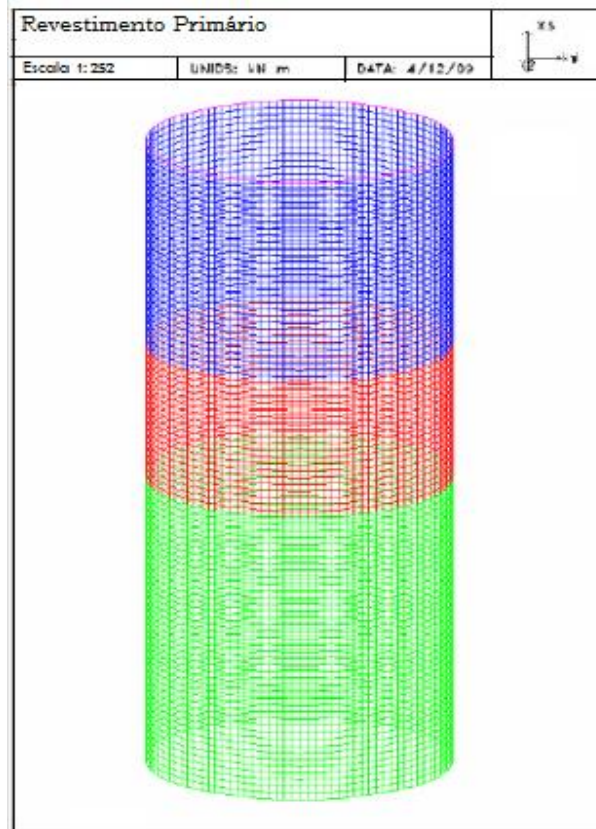


Figura 7.74 - Malha utilizada – revestimento primário - Vista 3D (CJC, 2009).

7.2.2.5 Resultados obtidos no revestimento Primário

Para análise do revestimento primário, foi tido em consideração os seguintes dados:

- O maciço foi considerado drenado durante a execução do poço, não existindo, portanto, o desenvolvimento da pressão hidrostática;
- Foram impostos cargas majoradas de 1,35 nos elementos que compõem a malha de elementos finitos no programa STRAP, de forma a simular a atuação do solo sobre o revestimento primário.
- O maciço foi representado através da utilização de molas Winkler. Evison (1988), realizou ampla pesquisa em modelos de apoio elástico e concluiu, para casos similares ao do poço em questão, o valor da rigidez radial dos apoios deve ser:

$$k = \frac{1}{1 + \nu} * \frac{E}{R}$$

Onde k é a rigidez elástica do apoio, ν é o coeficiente de Poisson, E_m é o módulo de elasticidade do maciço e r é o raio (neste caso, o raio do poço). As molas utilizadas na análise trabalham somente à compressão.

Foram realizadas as seguintes análises:

- Força na direção horizontal e vertical (kN);
- Momento na direção horizontal e vertical (kNm);
- Deformações perpendiculares à parede do poço;

A seguir é ilustrada através das figuras 7.75 e 7.76, a malha em 3D, referente às forças atuantes.

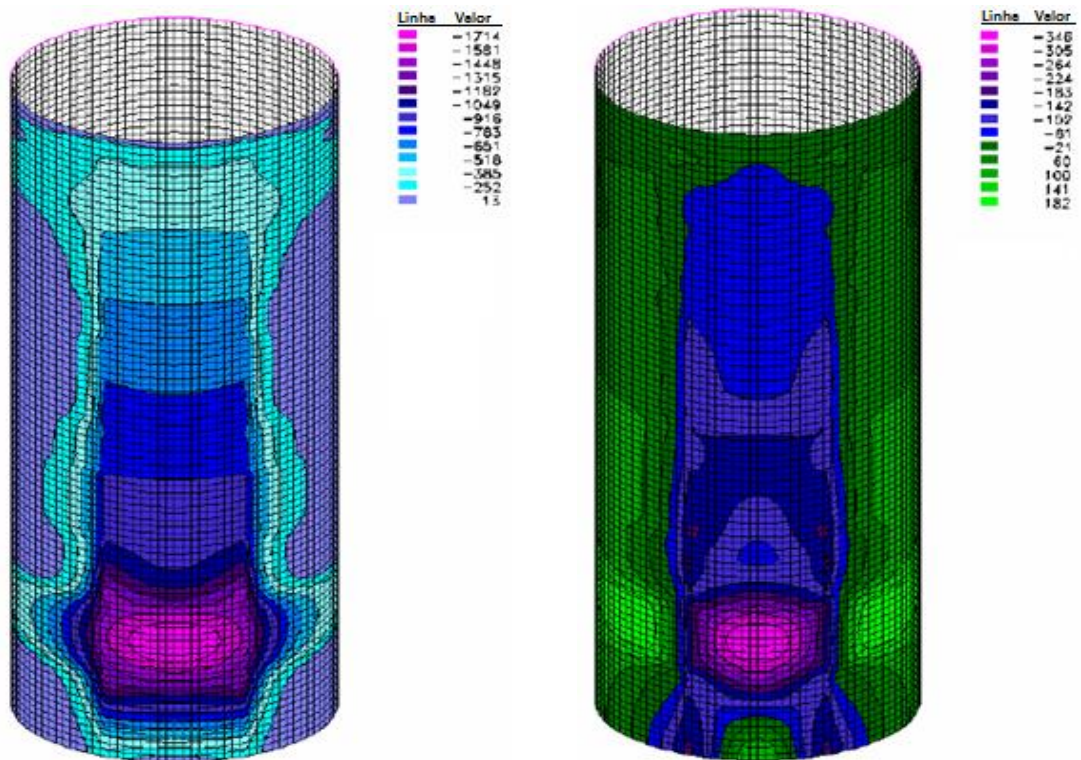


Figura 7.75 - Força na direção horizontal e vertical (kN) (CJC, 2009).

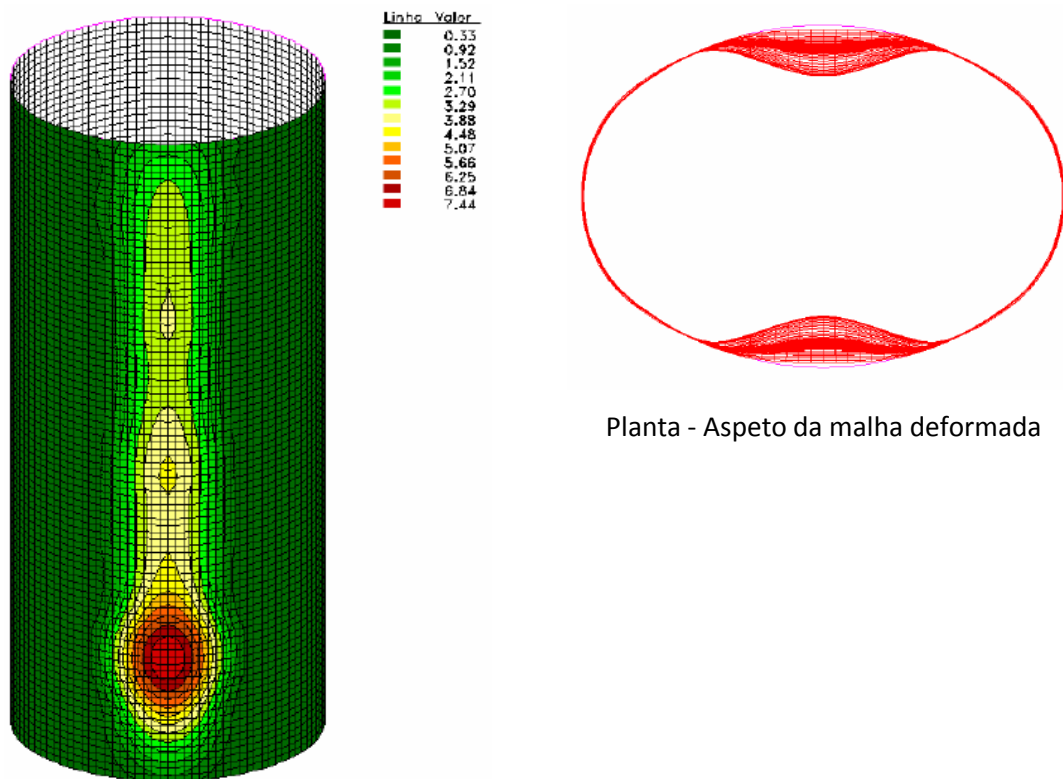


Figura 7.76 - Deformações perpendiculares á parede do poço (mm) (CJC, 2009).

7.3 Estimativas dos assentamentos na superfície

7.3.1 Considerações iniciais

Apresenta-se neste capítulo uma estimativa dos assentamentos ou recalques superficiais induzidos pelo processo de escavação do poço de ventilação.

É importante ressaltar que todas as estimativas de assentamentos superficiais devem ser vistas como de fato são, ou seja como estimativas. Estes valores são estimados por qualquer método disponível – numérico ou empírico, podem antecipar com precisão os valores a serem verificados na obra. Vários condicionantes dos recalques, como por exemplo as singularidades do maciço e os muitos fatores executivos não são contemplados em sua completa especificação com estas estimativas. A forma prevista da bacia de assentamento, por exemplo, deve ser valorizada, mas os valores em si devem ser recebidos com reservas. O trabalho do engenheiro projetista não pode ser dispensado na interpretação destas estimativas, e as estimativas não podem ter uma autonomia fora desta interpretação especializada.

7.3.2 Assentamento na superfície devido a escavação do poço

A avaliação da bacia de recalques nas proximidades do poço está baseada no método proposto por Bowles. O método avalia o volume de terra deslocado (V_{PAREDE}) junto da parede através da integração numérica da deformação da parede do poço. Este volume de deslocamento horizontal é considerado igual ao volume de assentamento/recalque na superfície (V_{RECALQUE}). Admite-se que a área de influência dos recalques induzidos pela escavação do poço é igual a profundidade do poço (H), Conforme figura 7.77:

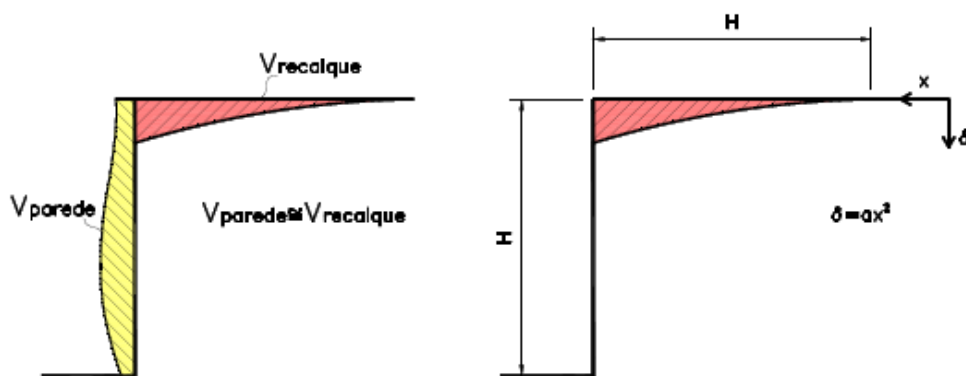


Figura 7.77 - Considerações dos volumes equivalentes (CJC, 2009).

O Volume V_{PAREDE} médio do poço que constitui a parede é de aproximadamente $0,14\text{m}^2$ (em 1 metro). Por tanto, tem-se que:

$V_{\text{RECALQUE}} = V_{\text{PAREDE}} = 0,14\text{m}^2$ (em 1 metro).

Onde,

a = Constante;

x = Distância da parede do poço;

H = Profundidade de escavação $\approx 46\text{m}$.

Sendo possível, desta forma, determinar o valor da constante a ,

$$V_{\text{Recalque}} = \int_0^H a \cdot x^2 dx = \frac{ax^3}{3} \Big|_0^H \rightarrow a = \frac{3 \cdot V_{\text{Recalque}}}{H^3} = \frac{3 \cdot 0,60}{46^3} = 4,31 \cdot 10^{-3}$$

Dessa forma, a bacia de recalques nas proximidades da parede do poço é dada pela seguinte função:

$$p(x) = 4,31 \cdot 10^{-3} \cdot (x - 46)^2$$

Onde,

(x) = recalque (m);

x = Distância da parede do poço (m).

O maior recalque/assentamento é de aproximadamente 9 mm e ocorre junto à parede do poço, onde $x=0$.

$$p(0) = 4,31 \cdot 10^{-3} \cdot (0 - 46)^2 \cong 0,0091\text{m} = \mathbf{9\text{mm}}$$

Com estes valores de assentamentos não se espera qualquer tipo de dano aos edifícios situados na zona onde o poço está inserido (CJC, 2009).

7.4 Instrumentação da obra

7.4.1 Instrumentação aplicada

Antes de se ter dado início à escavação e execução do revestimento primário foi necessário proceder à instalação de um conjunto de instrumentos de modo a monitorizar os edifícios envolventes, o terreno em torno da escavação, assim como a própria contenção provisória. A instrumentação instalada consistiu em colocação de alvos topográficos nos edifícios e no revestimento primário; implementação de marcas de superfície em torno do perímetro da

estação tal como nas vigas de bordadura e de travamento; instalou-se também um conjunto de inclinómetros a fim de se monitorizar em profundidade as deformações no terreno envolvente; instalação de piezómetros de forma a verificar o nível freático à medida que a escavação ia avançando. Nas quatro vigas de travamento assim como nas estacas que compõem o pórtico situado entre o poço quatro e cinco foram instalados aquando da sua execução um conjunto de *strain-gauges* de modo a permitir monitorizar a evolução das tensões instaladas nestes elementos estruturais. A leitura destes instrumentos era feita de forma periódica conforme definido pelo ATO e consoante os resultados destas a periodicidade com que eram lidos era encurtada ou alargada.

Apresenta-se em seguida um quadro resumo para cada um dos diferentes dispositivos utilizados para monitorizar o maciço e as edificações da envolvente na execução dos poços da estação e do poço de ventilação.

Convém frisar que nem toda a instrumentação proposta pelo projetista foi aplicada, da mesma forma que foi utilizada instrumentação não prevista em projeto. Somente será abordada a instrumentação aplicada em obra e intimamente relacionada com os poços em estudo e que consta das telas finais.

Quadro 7.20 - Dados relativos aos alvos instalados.

Alvos	
Objetivo	<p>Alvos topográficos: Permite monitorizar deslocamentos sofridos nas três direções. Consiste num alvo feito de um material refletor que devolve o sinal enviado pela estação total. Consegue-se assim monitorizar os deslocamentos da estrutura onde estes estão colocados, através de ângulos e distâncias.</p> <p>Alvos prismáticos: São utilizados para monitorizar deslocamentos nas três direções com maior rigor que os alvos topográficos.</p>
Aplicação	<p>Alvos topográficos: Nos edifícios envolventes da escavação.</p> <p>Alvos prismáticos: Este tipo de alvo foi aplicado na monitorização do sustimento primário, e nas estacas à medida que a escavação avançava. As leituras eram realizadas em termos de convergências entre alvos, obtendo-se um gráfico com a evolução da convergência entre dois alvos.</p>
Leitura	Medição de deslocamentos nas 3 direções.
Símbolo	Letra "A"

Alvos		
Quantidade	Estação: 5 Alvos no Edifício da EMEF; 13 Alvos talude 5 adjacente ao poço 5; 6 Alvos no talude 4 adjacente ao poço 4.	Poço de Ventilação: 6 Alvos no edifício da Rua José Mergulhão nº 3 e 5; 8 Alvos no edifício da Rua José Mergulhão nº 12.
Observações	Foram instalados 2 alvos no mesmo alinhamento vertical, espaçados de aproximadamente 5,00m.	

A figura 7.78 apresenta equipamentos e material variado na leitura de alvos e a figura 7.79 um exemplo de alvos instalados em edifício.



Figura 7.78 - Equipamento e material utilizado.

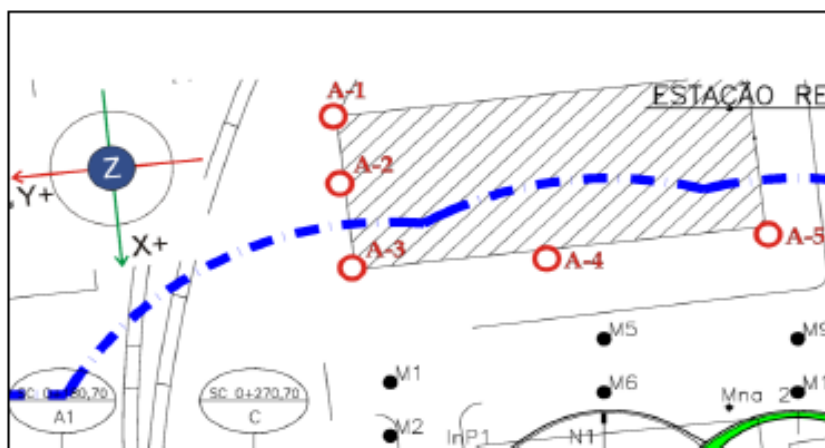


Figura 7.79 - Exemplo de esquema de implantação de alvos em edifícios (EMEF) da estação (EPOS, 2009).

No seguinte quadro 7.21, são apresentados as réguas de nivelamento instaladas nos edifícios próximos dos poços da estação e poço de ventilação.

Quadro 7.21 - Dados relativos às réguas de nivelamento instalados nos edifícios.

Régua de Nivelamento	
Objetivo	São utilizadas para medir apenas a deformação vertical em edifícios.
Aplicação	Estas réguas foram aplicadas nos edifícios na área de influência das escavações.
Leitura	Leitura de assentamentos/empolamentos da estrutura onde está aplicado.
Símbolo	Letra "R"
Quantidade	<p>Estação:</p> <p>2 Régua – Edifício EMEF; 5 réguas no aqueduto das águas livres.</p> <p>Poço de Ventilação:</p> <p>3 Régua no edifício da Rua José Mergulhão nº 3 e 5; 4 Régua no edifício da Rua José Mergulhão nº 12;</p>
Observações	É um instrumento não um aparelho de leitura, e para a sua leitura são utilizados níveis óticos.

A seguinte figura 7.80, representa um exemplo de réguas de nivelamento aplicadas na proximidade da escavação.

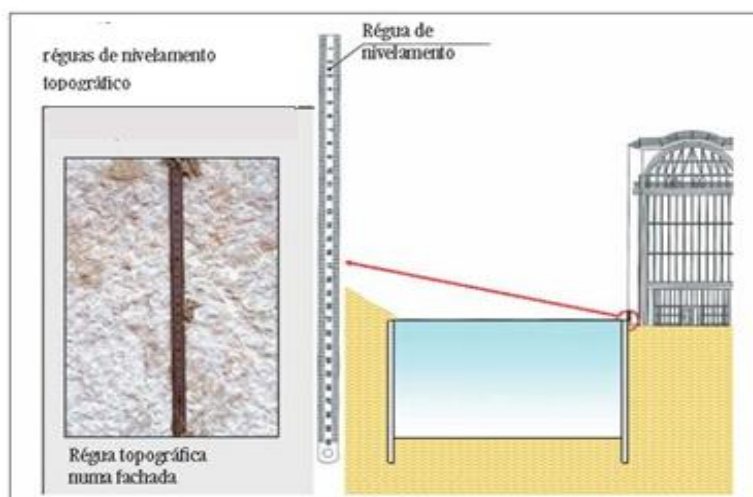


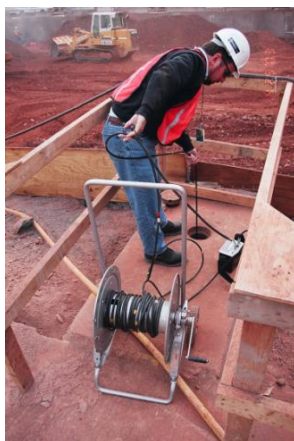
Figura 7.80 - Exemplo de aplicação de réguas de nivelamento. (adaptado de [construironline.dashofer](http://construironline.dashofer.com), 2012).

No seguinte quadro 7.22, são apresentados as marcas de superfície instaladas nos poços da estação e poço de ventilação.

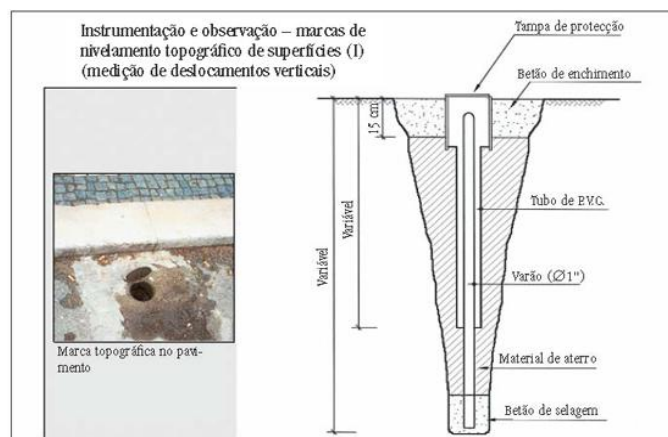
Quadro 7.22 - Dados relativos às marcas de superfície instalados.

Marca de Superfície			
Objetivo	Estes aparelhos permitem a medição dos deslocamentos verticais de terrenos ou estruturas. As marcas de superfície, também designadas por marcas de nivelamento. Como marcas de nivelamento considera-se as marcas topográficas e os pinos por fixação em estruturas. As primeiras são geralmente instaladas diretamente no terreno enquanto os pinos são normalmente instalados em superfícies de betão.		
Aplicação	De modo a monitorizar o terreno em torno da escavação foi instalado um conjunto de marcas de superfície, para além disso instalou-se também um conjunto de pinos em todo o perímetro da viga de bordadura e ao eixo de cada uma das vigas de travamento.		
Leitura	Medidas dos assentamentos / Empolamentos do maciço.		
Símbolo	Letra "M"		
Quantidade	<table border="1"> <tr> <td>Estação: 20 Unidades (M) na periferia dos poços. 30 Unidades (Mv) na viga de bordadura (1). 4 Unidades na viga de travamento. 8 Unidades na grua G1 e G2.</td> <td>Poço de Ventilação: 8 Unidades.</td> </tr> </table>	Estação: 20 Unidades (M) na periferia dos poços. 30 Unidades (Mv) na viga de bordadura (1). 4 Unidades na viga de travamento. 8 Unidades na grua G1 e G2.	Poço de Ventilação: 8 Unidades.
Estação: 20 Unidades (M) na periferia dos poços. 30 Unidades (Mv) na viga de bordadura (1). 4 Unidades na viga de travamento. 8 Unidades na grua G1 e G2.	Poço de Ventilação: 8 Unidades.		
Observações	Para iniciar o percurso de nivelamento, é feita a partir da marca de referência, designada por "Bench Mark". (1) Não prevista em projeto. Estas Marcas Mv, pelo seu custo e por serem colocados num elemento estrutural, optou-se por substituir de uma forma expedita e prática por porcas de "mama" de cabeça redonda que serviam de pontos de leitura topográfica de nivelamento. De salientar que permitia obter a mesma leitura informação que as marcas de superfície.		

Na seguinte figura 7.81, apresenta um exemplo de marca de superfície e respetiva leitura em obra.



(seismic surveys, 2012)



(Adaptado de construironline.dashofer, 2012)

Figura 7.81 - Exemplo de aplicação e leitura das marcas de superfície.

No seguinte quadro 7.23, são apresentados os piezômetros instaladas nos poços da estação.

Quadro 7.23 - Dados relativos aos piezômetros instalados.

Piezómetro	
Objetivo	Os piezómetros são instrumentos que permitem monitorizar o nível de água, como tal foram aplicados para avaliar o nível de água no tardo do revestimento primário, de modo a verificar a eficácia dos geodrenos realizados, dado que o sustimento primário não está dimensionado para pressões hidrostáticas elevadas.
Aplicação	Monitorizar a eficácia do plano de rebaixamento do nível freático (malha de geodrenos)
Leitura	Medida do nível da água
Símbolo	Letra "Mna" – Medidor nível água
Quantidade	<p>Estação:</p> <p>Foram instalados quatro em torno dos poços (1 a 5):</p> <p>Mna 1 – Entre o poço 1 e 2 – lado nascente;</p> <p>Mna 2 – No poço 3 – lado poente.</p> <p>Mna 3 – Entre o poço 3 e 4 – lado nascente;</p> <p>Mna 4 – Entre o poço 4 e 5 – lado nascente.</p> <p>Poço de Ventilação:</p> <p>Prevista em projeto, mas não foram aplicadas em obra.</p>
Observações	Os medidores de nível de água foram instalados até 30,0 m de profundidade.

A seguinte figura 7.82 apresenta diferentes tipos de piezómetros na leitura de medição de grandeza relativa á água.

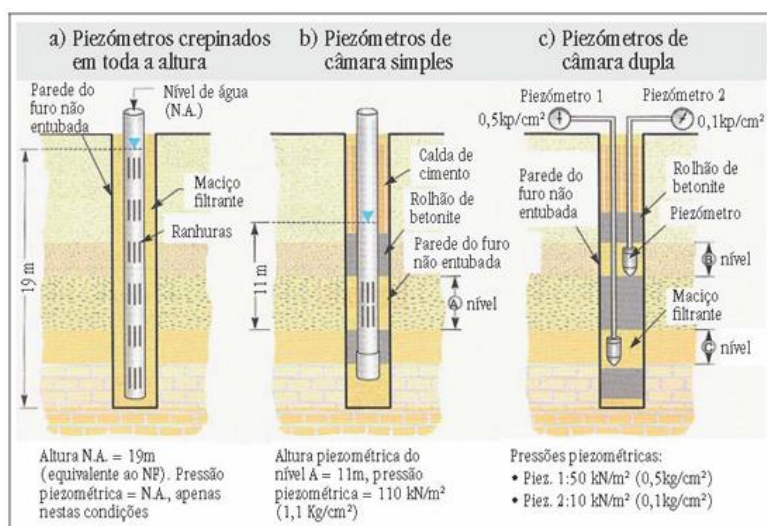


Figura 7.82 - Exemplos de tipos de piezómetros (adaptado de construiroonline.dashofer, 2012).

No seguinte quadro 7.24, são apresentados os inclinómetros instaladas nos poços da estação.

Quadro 7.24 -Dados relativos aos inclinómetros instalados.

Inclinómetro	
Objetivo	Este aparelho permite obter medições das inclinações em relação à vertical do terreno, de modo a observar o comportamento durante a execução do processo construtivo.
Aplicação	Monitorizar as estruturas de contenção de modo a verificar se as deformações estão dentro dos limites definidos e se os edifícios adjacentes são afetados pelos movimentos do terreno.
Leitura	Medidas dos assentamentos / empolamentos do maciço, isto é deslocamentos verticais dentro do maciço.
Símbolo	Letra "In"
Quantidade	<p>Estação:</p> <p>Foram aplicados três inclinómetros junto ao pilar –estaca:</p> <p>InP1 (entre o poço 1 e 2) – lado poente;</p> <p>InP2 (entre o poço 2 e 3) – Lado nascente;</p> <p>InP3 (entre o poço 4 e 5) – Lado poente.</p> <p>Poço de Ventilação:</p> <p>Prevista em projeto, mas não foram aplicadas em obra.</p>
Observações	Foram instalados até 8,0 metros abaixo do nível de escavações dos poços.

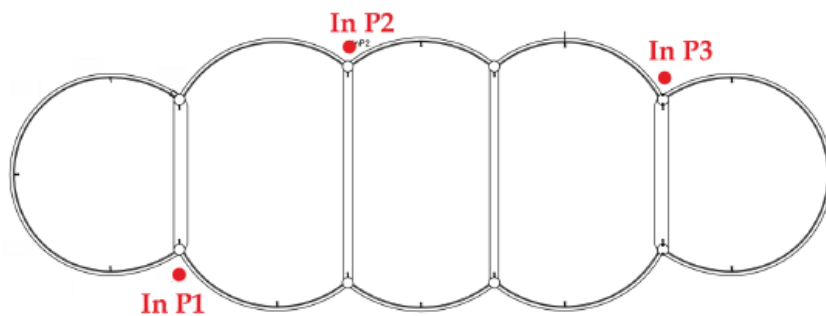
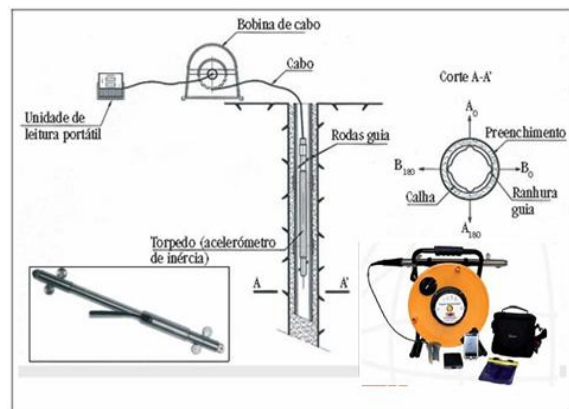


Figura 7.83 - Esquema de implantação dos inclinómetros da estação.



Leitura do inclinómetro (entre o poço 1 e 2)



(Adaptado de construironline.dashofer, 2012)

Figura 7.84 - Exemplo de inclinómetro e a sua leitura.

No seguinte quadro 7.25, são apresentados os *strain gauges* instaladas nos poços da estação.

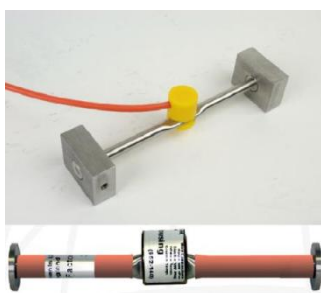
Quadro 7.25 - Dados relativos aos *strain-gauges* instalados.

Strain-gauges	
Objetivo	Este instrumento permite a medição da tensão dos elementos estruturais de aço e/ou betão armado, como estacas, pontes, entre outros.
Aplicação	Neste caso foi aplicado no aço dos elementos estruturais das vigas de travamento e estacas-pilar. Neste último, foi instalado de modo a perceber a reação de cada um dos pórticos à medida que a escavação progredia.
Leitura	Medição de tensões
Símbolo	Letra "SG"
Quantidade	<p>Estação: Conjunto de quatro strain-gauges em cada um dos cantos da secção a meio vão nas quatro vigas de travamento (VG1 a VG4) – conjunto de quatro strain gauges, nas duas estacas-pilar (P7 e P8) que compõem o pórtico que divide o poço quatro e cinco</p> <p>Poço de Ventilação: Não aplicável</p>
Observações	Modelo VW OVK4000; Tipo Vibrating Wire GEOKON (corda vibrante)

Na figura 7.85 apresentam-se exemplos de *strain gauges* a aplicar em elementos estruturais.



Strain-gauges (Slope indicator, 2012) e (soilinvestigation, 2012)



Extensómetros do tipo "strain-gauge".

Figura 7.85 – Exemplos de strain gauges.

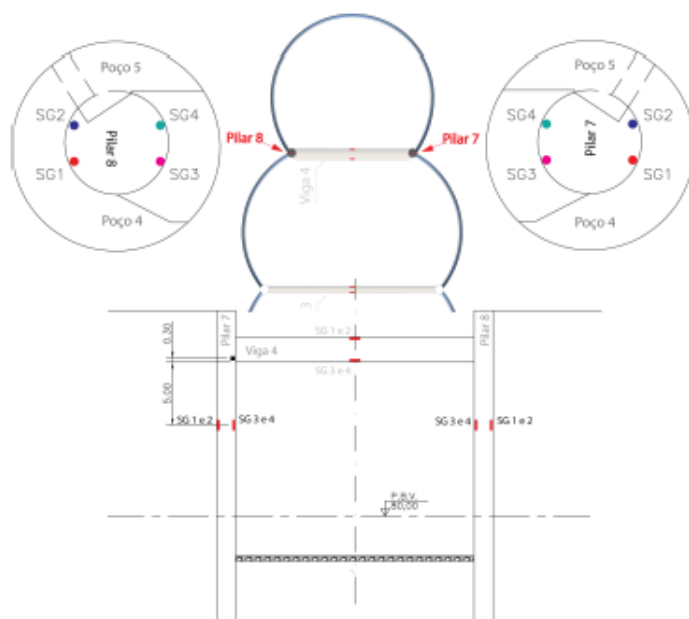


Figura 7.86 – Esquema de implantação dos *strain gauges* no pilar 7 e 8 da estação (TF, 2011).

No quadro 7.26, são apresentados as convergências instaladas nos poços da estação e poço de ventilação.

Quadro 7.26 -Dados relativos às convergências instaladas.

Convergências/Nivelamento	
Objetivo	Controlar o estado de deformação, ou seja, medir a variação da distância entre dois pontos. Estas medições efetuaram-se através da leitura direta da corda.
Aplicação	Utilizado para verificar o comportamento na parede de revestimento primário dos poços.
Leitura	Medição de deformações no revestimento.
Símbolo	Letra "C" e/ou "N"
Quantidade	<p>Estação:</p> <p>7 Conjuntos colocados nos poços 1 a 4, à cota (90.65; 85.00; 79.00);</p> <p>2 Conjuntos colocados no poço 5, à cota (95.80; 90.65; 85.00; 79.00);</p> <p>1 Conjunto colocado entre o poço 1 e 5 (longitudinal)</p> <p>Poço de Ventilação:</p> <p>4 Conjuntos colocados no poço à cota (121.70; 107.37; 93.04; 78.69).</p>
Observações	Neste caso entende-se por conjunto, constituído por 1 ou mais cordas que permitem efetuar a leitura. Por exemplo na figura 7.32 na planta do poço 1, estão representados 2 conjuntos (1 conjunto constituído pelas cordas a cor azul, vermelho e verde, e outro conjunto constituído pela corda amarela).

Na figura 7.87 apresenta o esquema de implantação das convergências do poço 1 nas diferentes cotas da escavação.

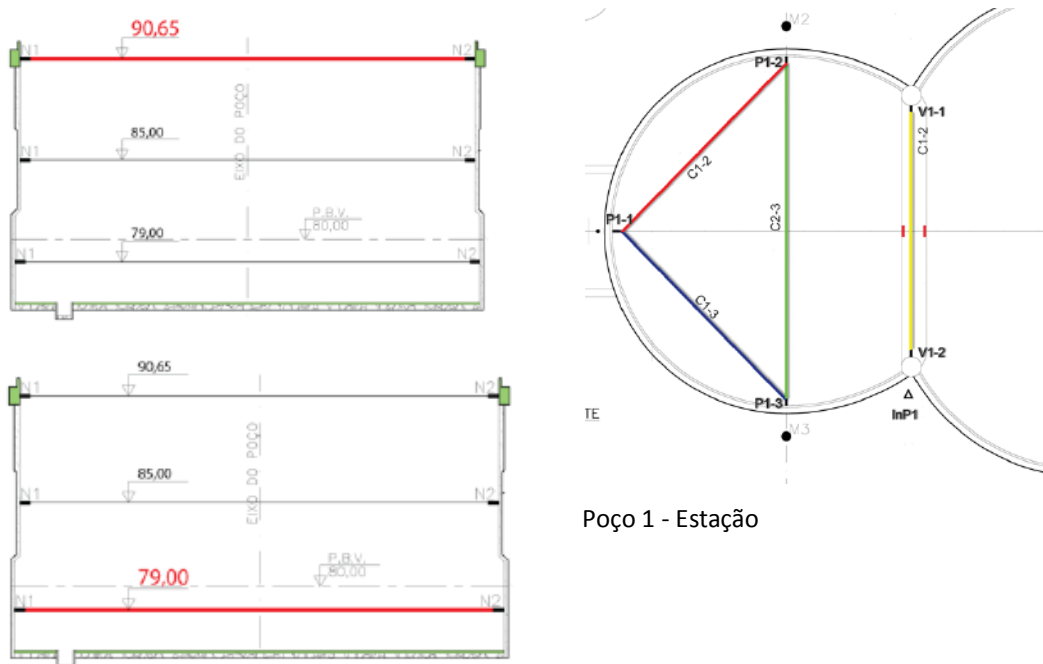


Figura 7.87 - Esquema de implantação das seções de convergência no poço 1, 2, 3 e 4 (adaptado EPOS, 2010).

Na figura 7.88 apresenta o esquema de implantação das convergências no poço de ventilação nas diferentes cotas da escavação.

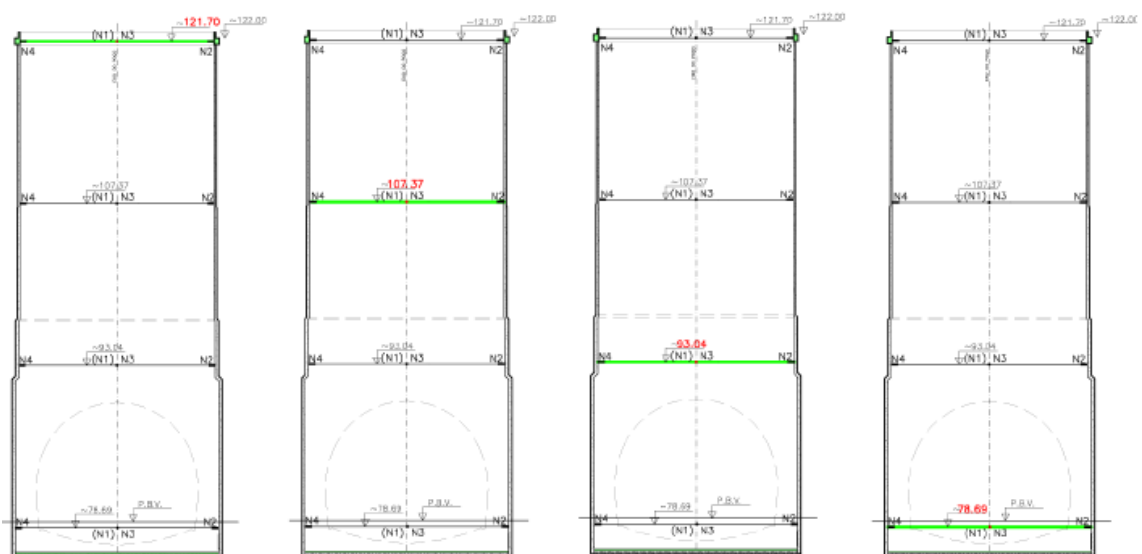


Figura 7.88 - Esquema de implantação das seções de convergência no poço de ventilação (adaptado EPOS, 2010).

No quadro 7.27, apresentamos um resumo da quantidade de instrumentação instalada dos poços em estudo.

Quadro 7.27 - Resumo da instrumentação aplicada na estação e no poço de ventilação.

INSTRUMENTOS APLICADOS	ESTAÇÃO (Quantidade)	POÇO VENTILAÇÃO (Quantidade)
Marcas superfície (M)	20 Unid. (M1 a M20) 30 Unid. viga de bordadura 8 Unid. nas guias G1 e G2 4 Unid. vigas de travamento	8 Unidades (M1 a M8)
Alvos	3 Unid. (Edif. EMEF) 19 Unid. (taludes 4 e 5)	14 Unidades em edifícios
Réguas	2 Unid. (Edif. EMEF) 5 Unid. (Aqueduto)	7 Unidades em edifícios
Convergências/Nivelamento (N)	30 Unid. (Poço 1 a 5)	16 Unidades
Inclinómetro (In)	3 Unid. (InP1 a InP3)	NA
Piezómetro (Mna)	4 Unid. (Mna1 a Mna4)	NA
Strain gauges (SG)	4 Unid. (vigas travamento) 4 Unid. (P7 e P8)	NA

As leituras obtidas com a instrumentação possibilitaram ao ATO, fundamentado nos estudos de dimensionamento das estruturas de suporte e das previsões dos deslocamentos, avaliar o desempenho da construção e a segurança da obra.

Com o progresso da obra as hipóteses de projeto foram aferidas e as previsões ajustadas ao real comportamento do maciço face às escavações e medidas de ajuste foram devidamente tidas em consideração.

7.4.2 Instrumentação da Estação Reboleira

O projeto previu a instrumentação do maciço e das estruturas visando observar a adequação da metodologia construtiva e do sistema de suporte dos poços que compõem o corpo da Estação Reboleira. Como já referido, a instrumentação sofreu algumas alterações relativamente ao projeto.

A instrumentação adotada para a corpo da estação, compreendeu os seguintes instrumentos:

- Marcos superficiais;
- Inclínômetros;
- Pinos de convergência e nivelamento da estrutura dos poços;
- *Strain gauges*;
- Piezômetros;

A Instrumentação dos Edifícios, Estruturas e Utilidades:

Para a instrumentação dos edifícios e estruturas que possam sofrer influência das escavações, foram previstos alvos fixos para observação topográfica tridimensional.

Para os edifícios que possibilitaram somente a instalação de alvos fixos nos alçados, sem possibilidade de instrumentar os fundos, foi prevista a instalação de clinômetros, o que não veio a acontecer. Para os edifícios em fase de obra, foram instalados réguas.

Eventualmente poderiam ter sido utilizados fissurômetros a instalar em edifícios, o que não se verificou pertinente na obra em estudo.

Em ambas situações, edifícios, estruturas e utilidades, em função da real situação encontrada, a instrumentação necessitou de ser complementada em obra pelo ATO, seguindo o parecer do projeto.

Apresentam-se nas próximas páginas ilustrações da instrumentação da Estação Reboleira (Figura 7.89 e 7.90).

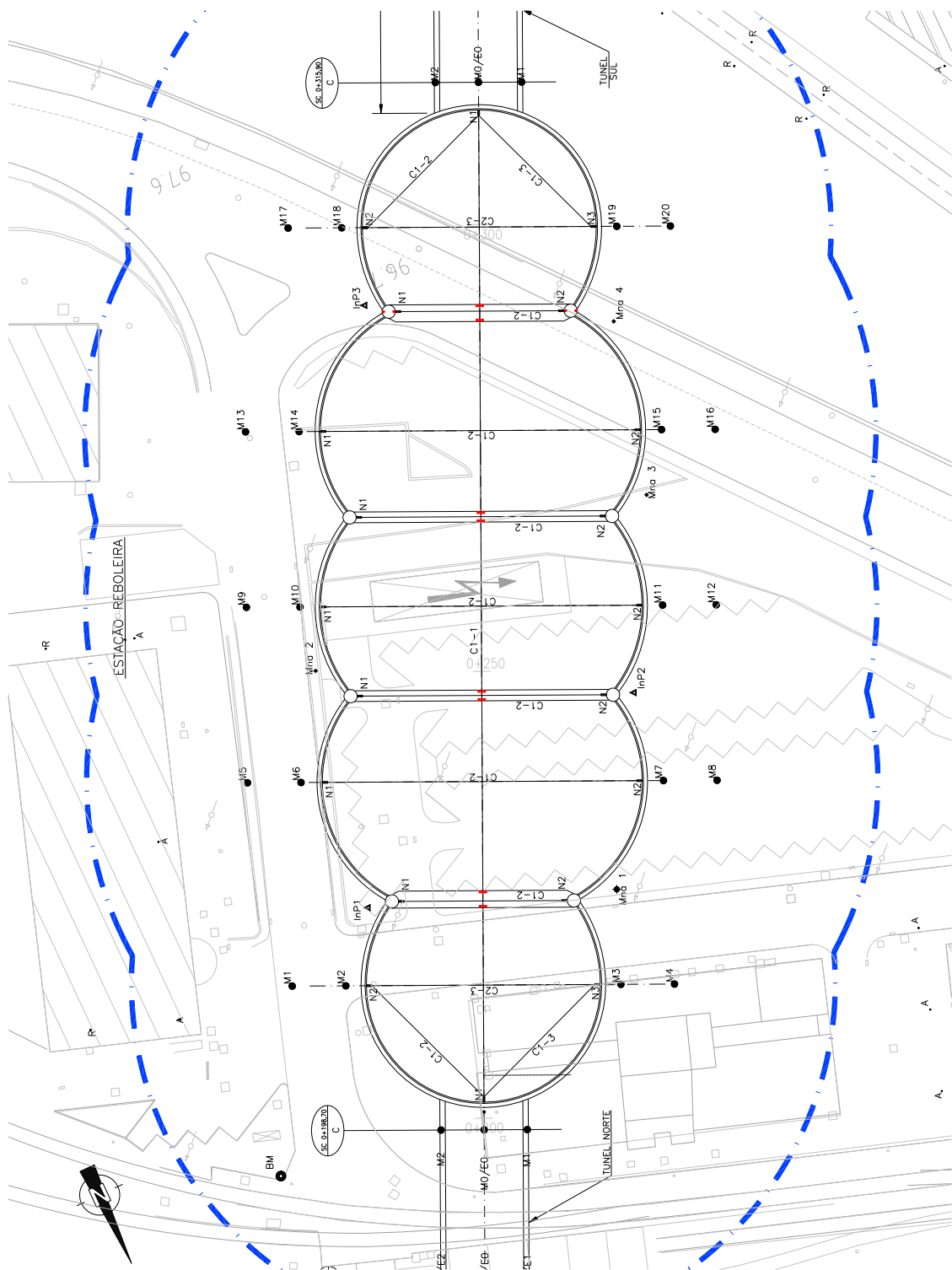


Figura 7.89 - Instrumentação da Estação da Reboleira – Planta (CJC 2009).

Nota: na presente planta não está incluído as marcas de superfície da viga de bordadura (Mv), visto não estar previsto em projeto e pelas razões apresentadas no quadro *Marcas de Superfície*.

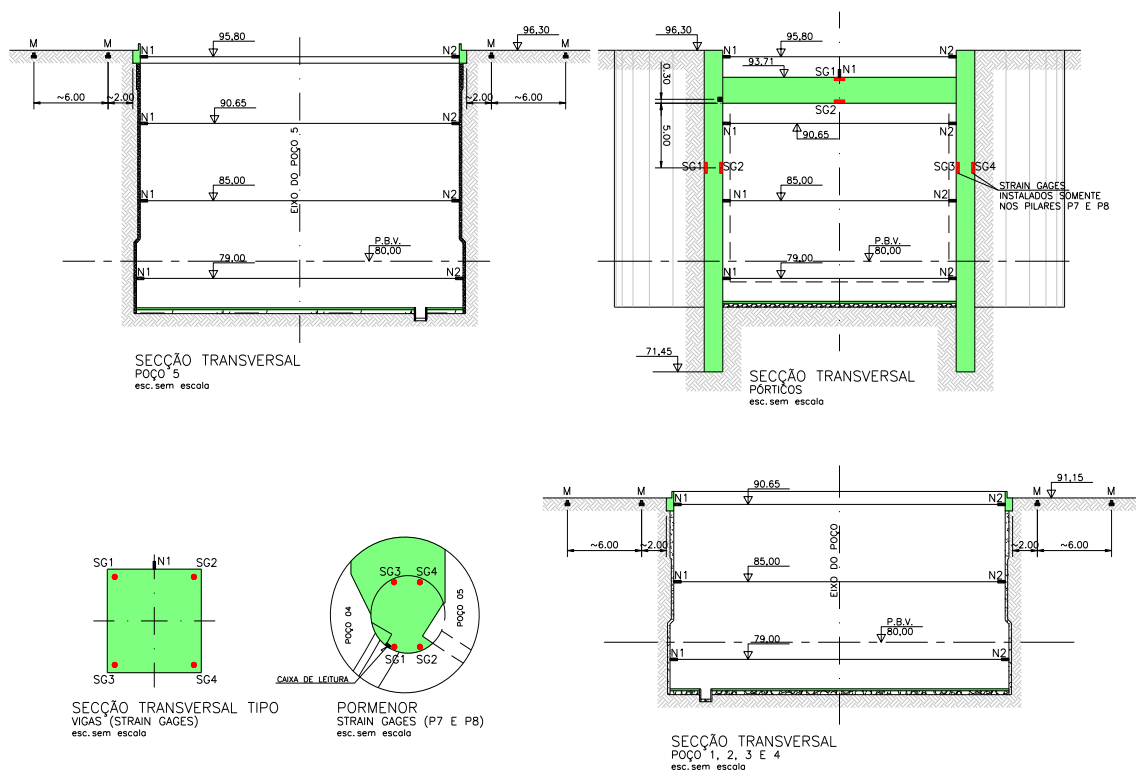


Figura 7.90 - Instrumentação da Estação da Reboleira – perfil (CJC, 2009).

7.4.3 Instrumentação do poço de ventilação

Neste ponto são apresentadas as instrumentações que foram adotadas no poço de ventilação. O projeto previu a instrumentação do maciço e das estruturas buscando observar a adequação da metodologia construtiva, dos sistemas de suporte e o fator de segurança adjacente às escavações. Os instrumentos geotécnicos adotados no poço de ventilação, foram os de uso corrente no acompanhamento da instrumentação de suporte e escavação do poço. Tais instrumentos possibilitam uma rápida avaliação de desempenho da escavação.

A instrumentação em projeto compreendeu os seguintes instrumentos:

- Inclínômetros (não aplicado em obra);
- Pinos de convergência e nivelção da estrutura do poço;

- Piezômetros (não aplicado em obra);
- Marcos superficiais.

Para a instrumentação dos edifícios e estruturas que pudessem sofrer influência das escavações, foram previstos réguas e alvos fixos para observação topográfica (x, y, z).

A figura 7.91, apresenta a instrumentação do poço de ventilação em duas perspectivas.

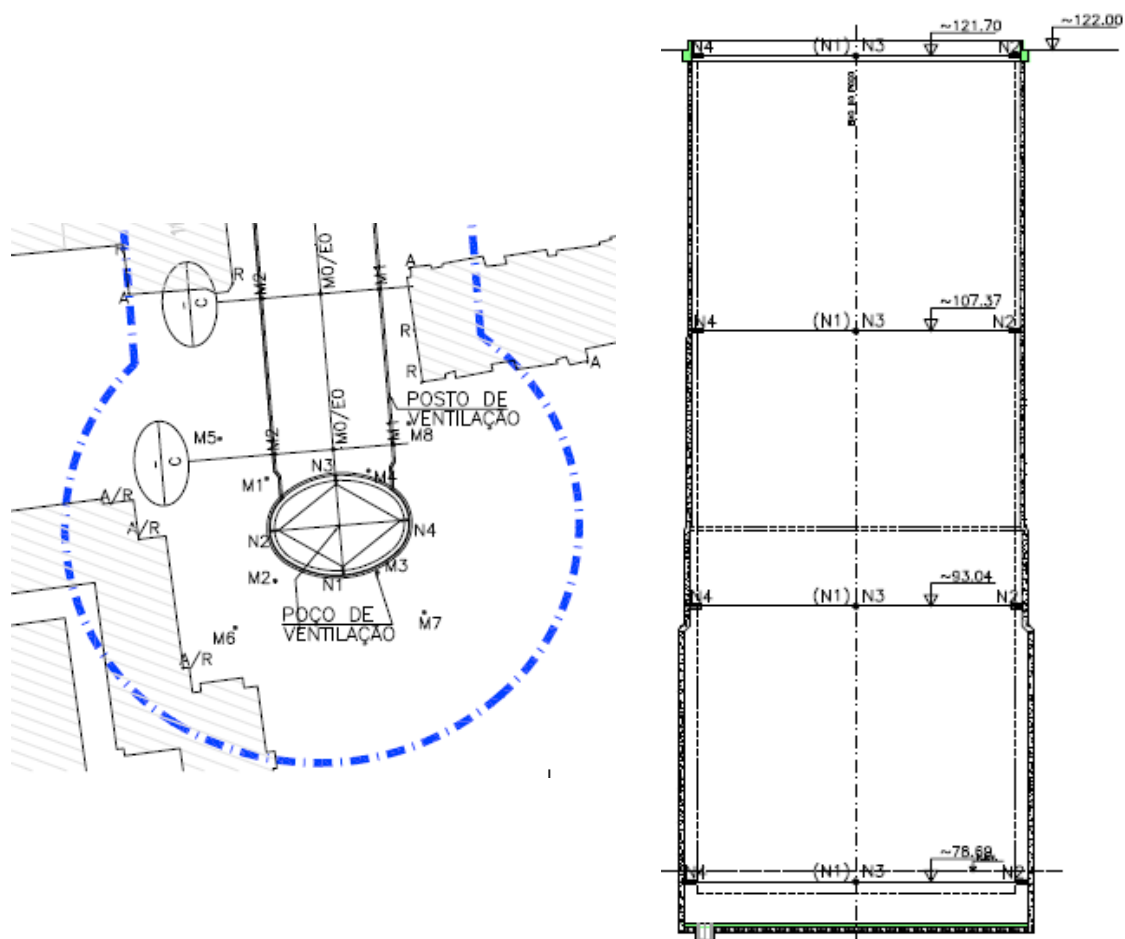


Figura 7.91 - Instrumentação do Poço de Ventilação – Planta e perfil.

7.4.4 Níveis de referência

7.4.4.1 Considerações iniciais

São apresentados neste capítulo os valores de referência para as deformações no maciço e na estrutura dos poços que compõem a Estação da Reboleira e do poço de ventilação. Os valores são baseados em análise numérica e em outros cálculos apresentados anteriormente.

Nota-se que os valores de deformações obtidos nas análises numéricas podem e possivelmente não conseguem reproduzir exatamente os assentamentos verificados “*in situ*” em algumas das seções instrumentadas. Estas diferenças devem-se não somente às simplificações que são necessárias para reproduzir as inumeráveis variáveis que estão envolvidas no problema, mas também as hipóteses simplificadoras que consideram as características iniciais do maciço (parâmetros como módulo de deformabilidade (E), ângulo de atrito Φ , coesão c' , densidade γ , etc.) dentro de um modelo matemático do maciço com um comportamento ideal, ou seja, que estarão, dentro do possível, consideradas.

Portanto, os cálculos efetuados não levam em conta as eventuais degradações do maciço por causas naturais ou por defeitos na aplicação da metodologia de execução na obra.

Os aspectos anteriores não diminuem a confiabilidade das considerações anteriormente descritas, portanto as estimativas atribuídas aos resultados da análise numérica constituem-se em valores numéricos de referência, para condições ideais de escavação e suporte, os quais permitem uma interpretação aproximada do comportamento apresentado no maciço da obra.

Se as deformações encontradas em obra fossem maiores que os valores de referência, não se poderia considerar risco iminente. Considerou-se que o projetista estava em condições de efetuar modificações ou alterar a aplicação de procedimentos auxiliares de segurança com a utilização de injeções para tratamento do maciço, incremento do sistema de drenagem, entre outras. Tais procedimentos são cabíveis sempre que o maciço escavado não apresente o comportamento idealizado, buscando deste modo estabilizar as deformações, minimizar os recalques e garantir a segurança da obra. Estas medidas estão desenvolvidas no ponto 7.5.4.

Como critério o projetista adotou os seguintes níveis de referência:

Nível de Referência I

O Nível de Referência I é o nível referente aos valores estimados pelos cálculos. São esses os níveis de deformação esperados para a obra. Se esses níveis forem atingidos, imediatamente a frequência de leitura deve ser dobrada. Ao projetista deve ser comunicado pelos responsáveis pela obra e pela empresa responsável pela instrumentação. Não houve necessidade de adoção de medidas adicionais de segurança.

Nível de Referência II

O Nível de Referência II é o nível referente a um acréscimo de 20% sobre os valores estimados pelos cálculos. Se esses níveis forem atingidos, o projetista deve manifestar um parecer oficial sobre o fato. O parecer é enviado para todas as partes envolvidas na obra (projetista, ATO's, produção, fiscalização/dono de obra, etc).

7.4.4.2 Valores de referência

Estação da Reboleira

Apresentam-se no quadro 7.28, os níveis de referência estimados de assentamentos para os marcos superficiais da Estação Reboleira:

Quadro 7.28 - Valores de referência de assentamentos nos marcos de superfície dos poços 1 a 5 (adaptado CJC, 2009).

		Nível de Referência I (mm)	Nível de Referência II (mm)
Assentamentos nos marcos de superfície	M1	12	14
	M2	20	24
	M3	20	24
	M4	12	14
	M5	15	18
	M6	22	26
	M7	22	26
	M8	15	18
	M9	15	18
	M10	22	26
	M11	22	26
	M12	15	18
	M13	15	18
	M14	22	26
	M15	22	26
	M16	15	18
	M17	12	14
	M18	20	24
	M19	20	24
	M20	12	14

Apresentam-se a seguir no quadro 7.29, os níveis de referência estimados de convergências para as cordas dos pinos dos poços que compõem a Estação da Reboleira:

Quadro 7.29 - Valores de referência das convergências dos poços 1 a 5 (CJC, 2009).

Convergências – Poços 1 a 5		Nível de referência I (mm)				Nível de referência II (mm)			
		Nível	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível
		95.80	90.65	85.00	79.00	95.80	90.65	85.00	79.00
ΔC 1-11	5	5	6	7	6	7	8	9	
ΔC 2-12	9	18	12	13	11	22	14	16	
ΔC 3-13	5	10	6	7	6	12	8	9	
ΔC 4-14	10	20	13	14	12	24	16	17	
ΔC 5-15	6	12	8	9	7	14	9	10	
ΔC 6-16	10	20	13	14	12	24	16	17	
ΔC 7-17	6	12	8	9	7	14	9	10	
ΔC 8-18	10	20	13	14	12	24	16	17	
ΔC 9-19	5	10	6	7	6	12	8	9	
ΔC 10-20	9	18	12	13	11	22	14	16	

Poço de ventilação

Assim os valores de referência para os assentamentos no poço de ventilação de acordo com o quadro 7.30 são:

Quadro 7.30 - Valores de referência para recalques (assentamentos) e convergência/divergência (adaptado CJC, 2009).

		Nível de Referência I (mm)	Nível de Referência II (mm)
Recalques nos marcos de superfície	M1	9	11
	M2	9	11
	M3	9	11
	M4	9	11
	M5	7	9
	M6	7	9
	M7	7	9

	M8	7		9	
		Nível de Referência I (mm)		Nível de Referência II (mm)	
Convergência / divergência nas	Cota/Nível	N1 – N3	N2 – N4	N1 – N3	N2 – N4
	Nível 121,70m	18	26	22	31
	Nível 107,37m	18	26	22	31
	Nível 93,04m	18	26	22	31
	Nível 78,69m	19	27	23	32

7.5 Resultados da monitorização

7.5.1 Frequência de leituras em obra

A frequência das leituras foram de acordo com o estabelecido em projeto, e ajustadas em fase de obra, sempre que necessário e autorizado pelo projetista. O critério geral para as leituras da instrumentação das edificações, maciço e poços durante a execução foram as seguintes:

- Leitura 2 vezes por semana: inclinómetros, piezómetros e medidores de nível da água;
- Leituras diárias: marcos e convergências. Após estabilização ainda em revestimento primário, leituras 3 vezes por semana;

Após execução do revestimento secundário, leituras 1 vez por semana até a estabilização do nível de água de toda a instrumentação. Para a execução da impermeabilização houve necessidade de remover toda a instrumentação instalada nas paredes dos poços.

Antes do início das leituras, foi efetuada a leitura de “zeragem” correspondente à referência inicial, sendo necessário três leituras para se obter uma “zeragem” sendo através deste valor que as alterações foram acompanhadas por comparação com a leitura inicial. Sempre que era necessário colocar novos instrumentos por exemplo nos alvos topográficos, a “zeragem” era efetuada nessa altura.

7.5.2 Estação

Na figura 7.92 apresenta-se a cartografia geológica final dos poços da estação, com a respetiva caracterização geotécnica, decorrente do registo de acompanhamento diário das frentes de trabalho pelo geólogo responsável. Os resultados da monitorização, como veremos mais adiante,

estarão intimamente correlacionados com o zonamento geológico-geotécnico aferido. A figura 7.92 é apresentada no ponto 10. Anexos - anexo III.

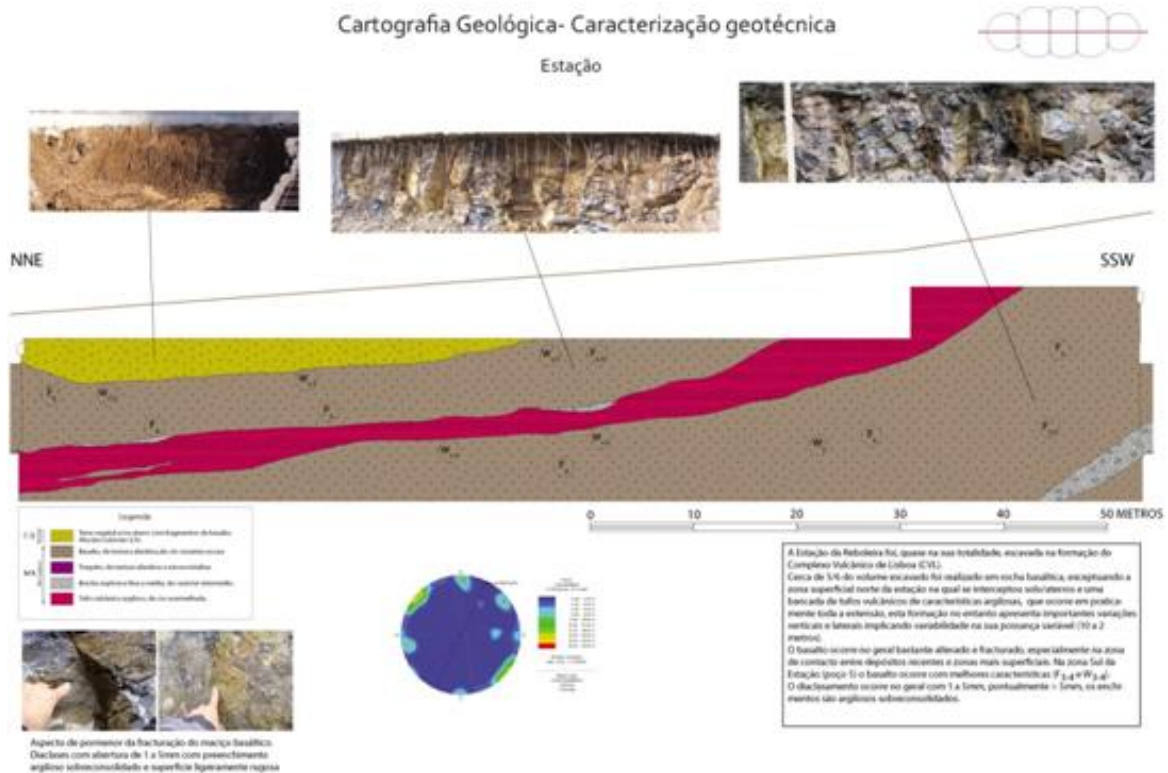


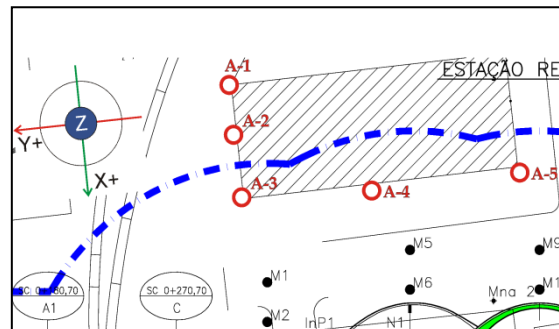
Figura 7.92 - Cartografia geológica-geotécnica – caracterização geotécnica da estação (EPOS, 2011).

7.5.2.1 Alvos e réguas em taludes e estruturas

Para além da observação de diversos alvos e réguas instalados nos edifícios localizados na proximidade da estação, foram ainda observados alguns taludes e estruturas provisórias, como por exemplo estrutura treliçada de suporte à conduta de gás.

No período em que decorreram os trabalhos de escavação da empreitada, não foram registados deslocamentos significativos no edifício da EMEF próximo dos poços.

Alvos em edifício EMEF – Alvo A-4 (x e z)



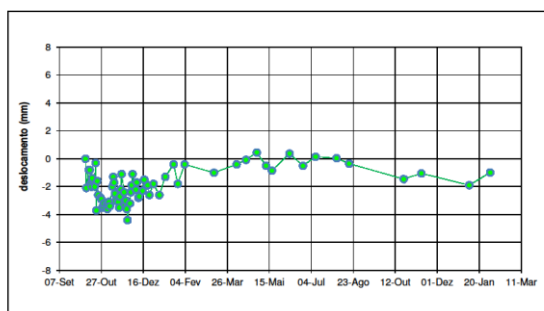


Gráfico de evolução (X – Longitudinal)

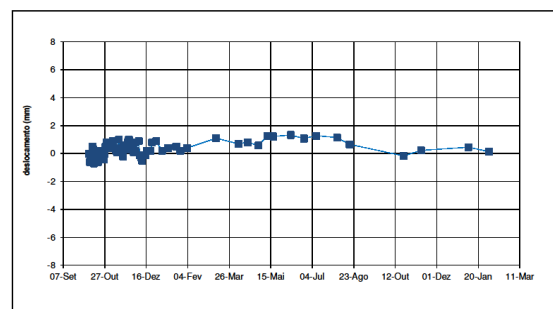


Gráfico de evolução (Z – Cota)

Gráfico 7.5 – Evolução das deformações do alvo A-4 (EPOS, 2011).

Pela observação do gráfico 7.5, verifica-se que os resultados de deformação obtidos para este edifício correspondem a oscilações de valores associados à precisão do equipamento de leitura, nunca ultrapassando os 4mm na direção da escavação.

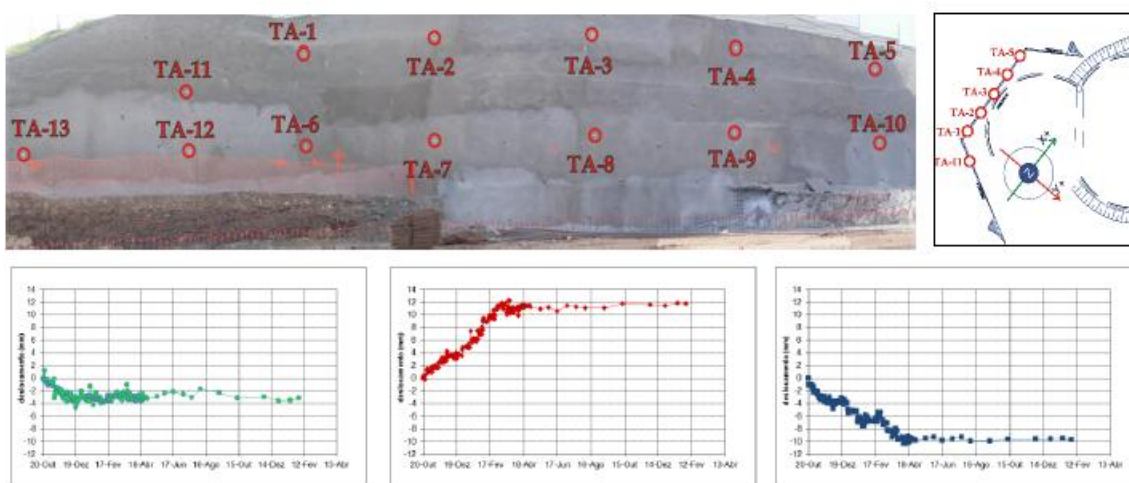


Gráfico 7.6 – Evolução das deformações do alvo TA-3 do talude 5 (EPOS, 2011).

Serve de exemplo o talude 5 adjacente ao poço 5 (gráfico 7.6), talude com maiores dimensões e talvez o mais sensível, dados os trabalhos de escavação do poço e a passagem do túnel sul sobre ele, que apresentou valores de deformação vertical na ordem de 10 mm e horizontal na ordem de 12 mm. Os valores de deformação vertical e horizontal apresentaram valores relativamente reduzidos e dentro dos limites expectáveis em projeto.

Alvos em talude 4 – Alvo TA-3 (x e z)

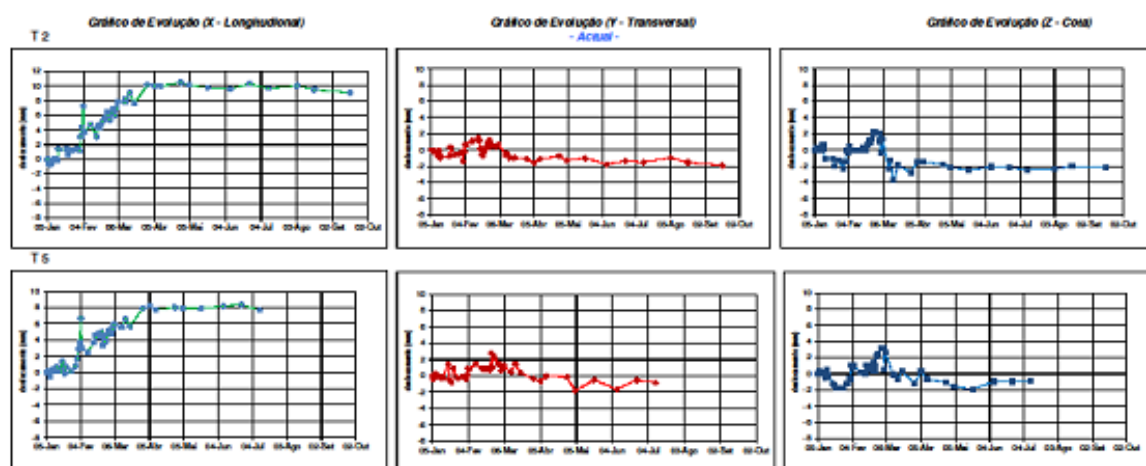
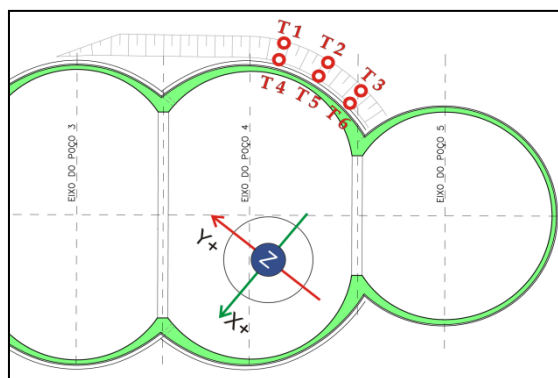


Gráfico 7.7 – Evolução das deformações dos alvos T1 e T4 (EPOS, 2011).

Sem deformações significativas, no entanto, as maiores deformações deram-se na direção do eixo X (direção da escavação), e que eram previsíveis. Como é possível observar no gráfico, as deformações evoluíram de forma constante durante a escavação, tendo estabilizado a partir do início do revestimento secundário.

7.5.2.2 Marcas de superfície

Durante o período da obra foram observadas 20 marcas localizadas na periferia da estação, 30 marcas instaladas na viga de bordadura, 4 marcas instaladas no maciço de fundação das duas gruas torre (no total de 8 marcas) e 4 nas vigas de travamento.

**Marcas de Superfície
(M1 a M4)**

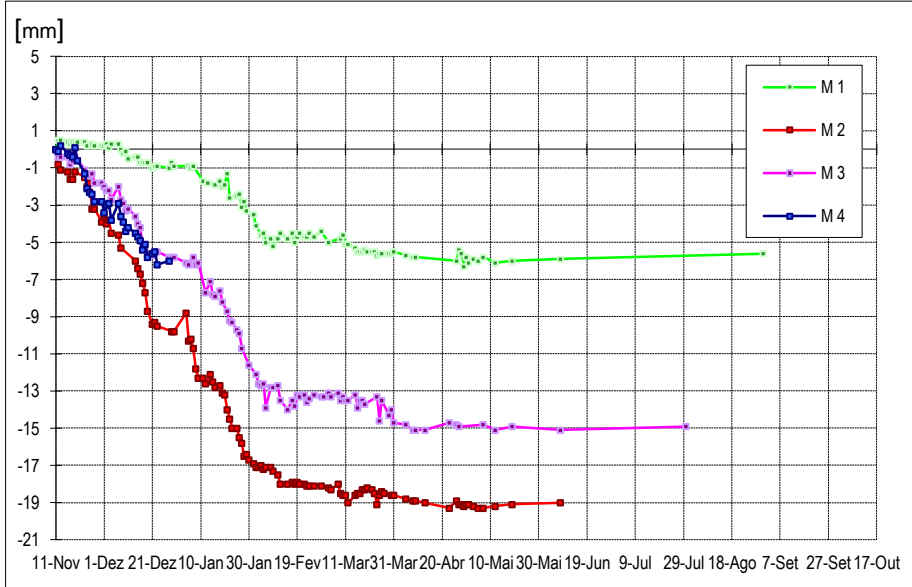
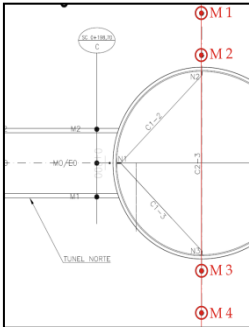


Gráfico 7.8 – Evolução das deformações nas marcas de superfície M1 a M4 – poço 1(EPOS, 2010).

A marca M4 danificou-se por circulação de veículos, não permitindo a respetiva leitura a partir de um determinado período. A leitura era somente realizada pela marca M3, a mais próxima da escavação.

**Marcas de Superfície
(Grua 1)**

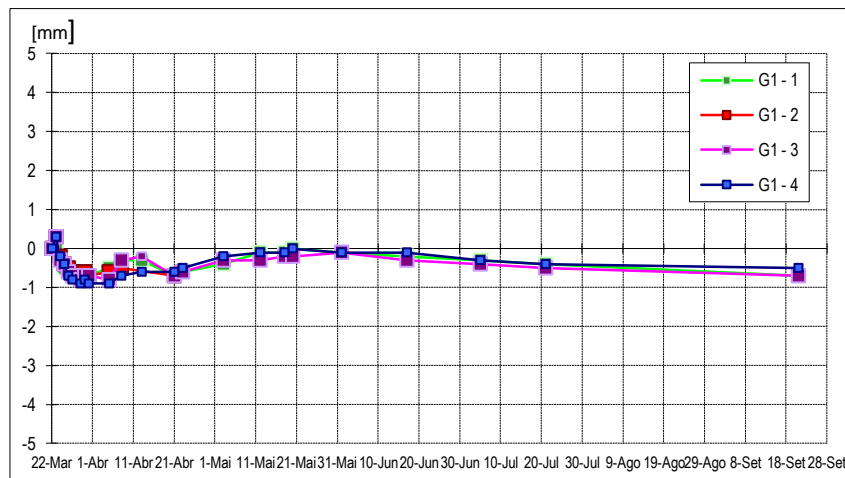


Gráfico 7.9 - Evolução das deformações das marcas de superfície da Grua 1 (EPOS, 2010).

Tendo em conta as características da grua 1 - Potain MD345B (lança de 50,0m; carga máxima de 16 ton., com alcance intermédio aos 20,6 m; carga na ponta de 5,6 ton., altura do gancho de 35,8 m), implantada junto ao poços 1 e 2, o projetista previu a execução de maciço de fundação constituído por um maciço em betão armado de espessura de 1,50 m com ligação a micro-estacas e até atingirem uma cota abaixo da cota de fundação da soleira dos poços.

Como é visível no gráfico 7.9, as deslocações foram no limite da ordem de 1mm, não trazendo qualquer restrições à execução da escavação e à movimentação de cargas máximas admissíveis da grua. O mesmo sucedeu com a grua 2, junto ao poço 5.

7.5.2.3 Inclínómetros

Os inclinómetros instalados nos poços da estação para verificar as deformações, apresentaram valores horizontais para InP-1 (ver gráfico 7.10) e InP-2 na ordem de 10mm. No caso do InP-3 as deformações foram mínimas, tendo ficado próximo da ordem de precisão do equipamento.

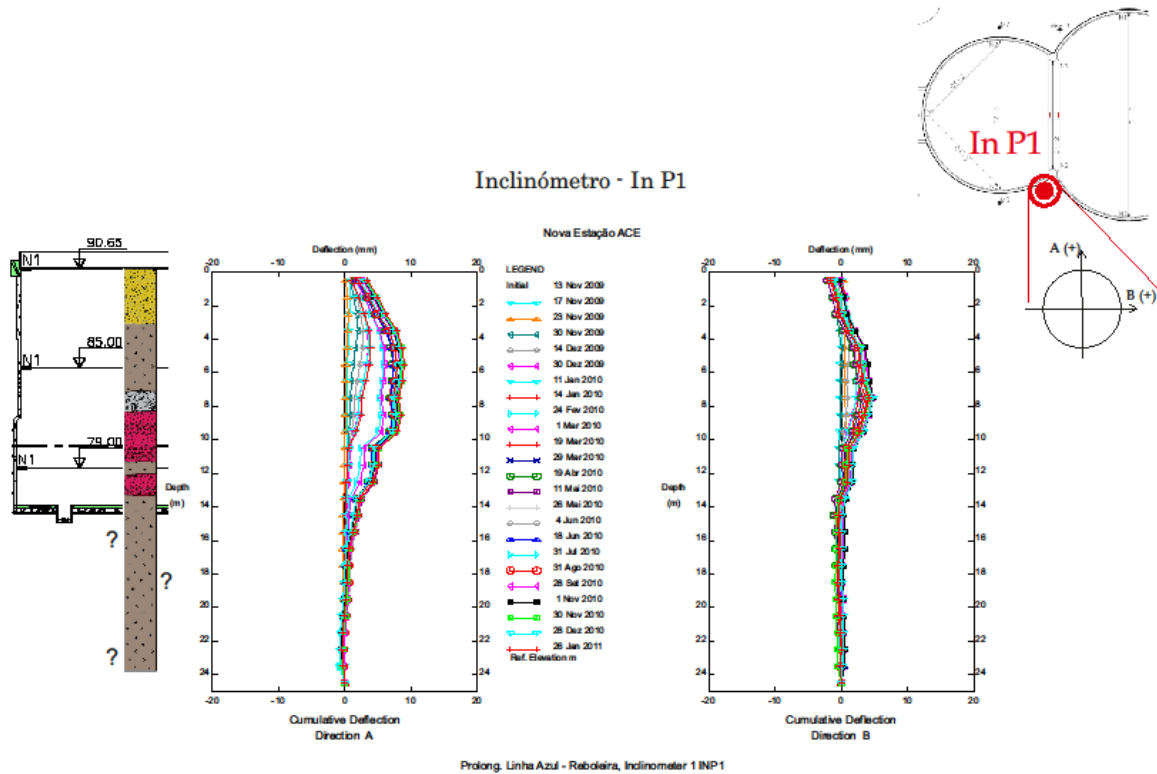


Gráfico 7.10 – Evolução dos deslocamentos do inclinómetro InP-1 (EPOS, 2010).

No gráfico 7.10, é apresentado o inclinómetro InP1, que foi o que apresentou maiores deformações, justificando a sua apresentação. Como é perceptível, existe uma “barriga” pronunciada, com maior visibilidade na direção A (direção à escavação). Esta deformação correlaciona-se com as características geológicas-geotécnicas do local. Presença de aterro/solo residual e escória basáltica. Esta deformação foi registada pelas marcas de superfície anteriormente referida.

7.5.2.4 Piezômetro

Foram instalados piezômetros de modo a registrar a influência da escavação na evolução do nível freático local. Desta forma permitiu aferir o dimensionamento da malha de drenagem e por outro lado assegurar a não existência de impulsos hidrostáticos, conforme previsto em projeto.

Da análise dos resultados obtidos constatou-se a existência do fenômeno de drenagem do maciço em função do avanço dos trabalhos de escavação.

Medidor de nível de água
(Mna 1)

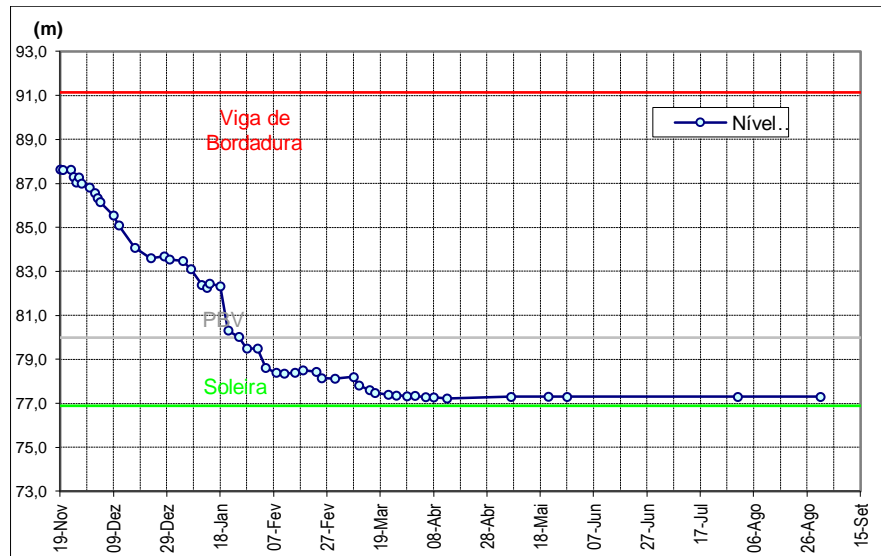
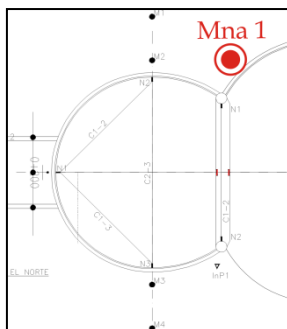


Gráfico 7.11 - Evolução do medidor de nível de água Mna-1 entre o poço 1 e 2 (EPOS, 2011).

Com o decorrer do tempo o nível de água estabilizou aos 77,5 m junto à soleira (linha verde do gráfico 7.11), mantendo-se constante até ao final da obra como se previa.

7.5.2.5 Convergências

Na estação foram colocados diversos níveis de alvos topográficos, em cotas pré-definidas em projeto (ver figura 7.87), durante a escavação do mesmo, para medição das convergências.

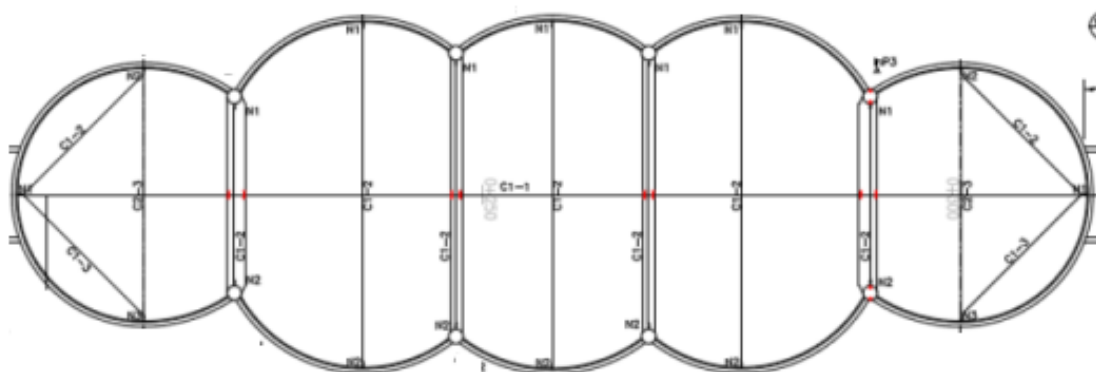


Figura 7.94 – Esquema de implantação das cordas de convergências nos poços 1 a 5 - Planta.

Medição de convergências (Poço 1)

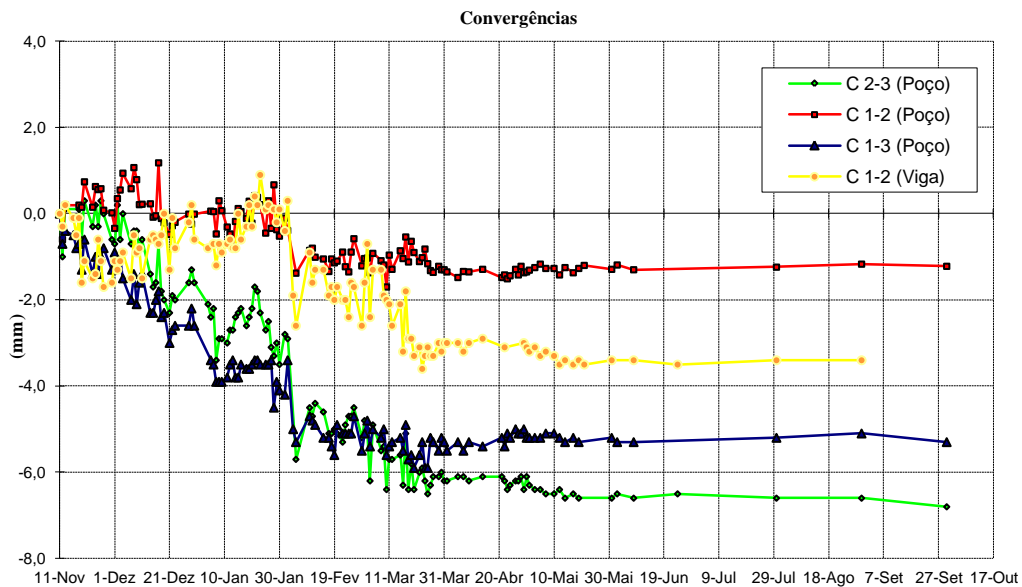
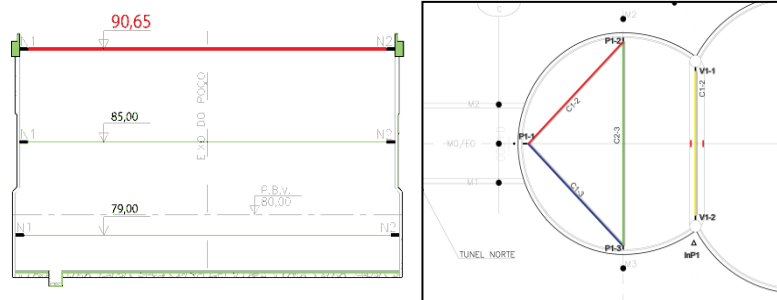


Gráfico 7.12 – Evolução da deformação das cordas à cota 90,65, no poço 1 (EPOS, 2011).

Os resultados obtidos evidenciaram deformações na ordem de 17 mm no poço 1 à cota 85,00, reduzindo-se gradualmente o valor para os poços adjacentes para cerca de 13 mm. No entanto, verificou-se uma exceção na corda entre estacas (7 e 8) do poço 5, à cota 85,00 cuja deformação foi cerca de 20mm.

Pela comparação entre os gráficos 7.12 e 7.13, verifica-se no poço 5 uma maior deformação, em termos teóricos perfeitamente previsível, pois este apresenta maior desenvolvimento vertical e na proximidade existirem 2 taludes, já anteriormente referidos.

Em caso de necessidade, as medidas a tomar para controlar as deformações estão descritas no ponto 7.5.4.

Medição de convergências (Poço 5)

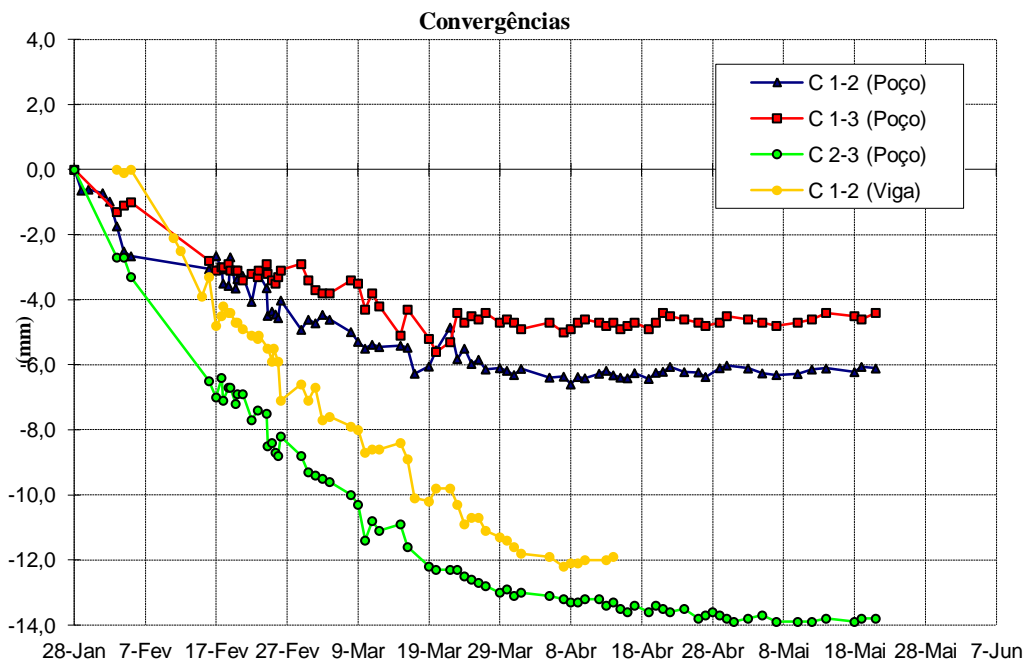
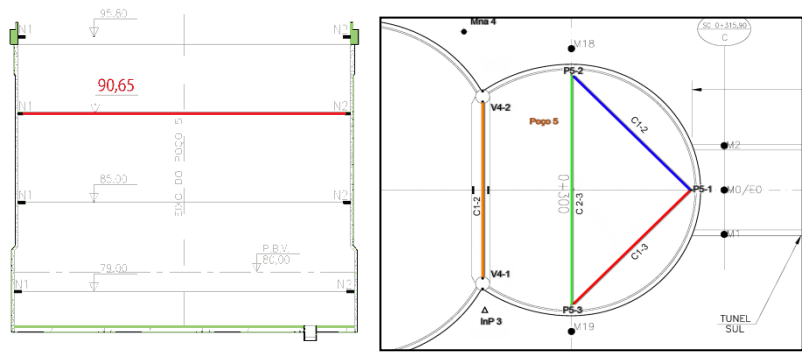


Gráfico 7.13 – Evolução da deformação das cordas à cota 90,65, no poço 5 (EPOS, 2011).

7.5.2.6 Strain-gauges

Esta instrumentação foi instalada em todas as vigas de travamento e nas estacas-pilar 7 e 8, sendo apresentado o gráfico respeitante ao poço 5, onde a altura do poço era superior em 5 metros em comparação aos restantes onde era, portanto, mais previsível que as tensões sobre os elementos estruturais tivessem maior impacto.

Medição dos Strain gauges
Viga 4

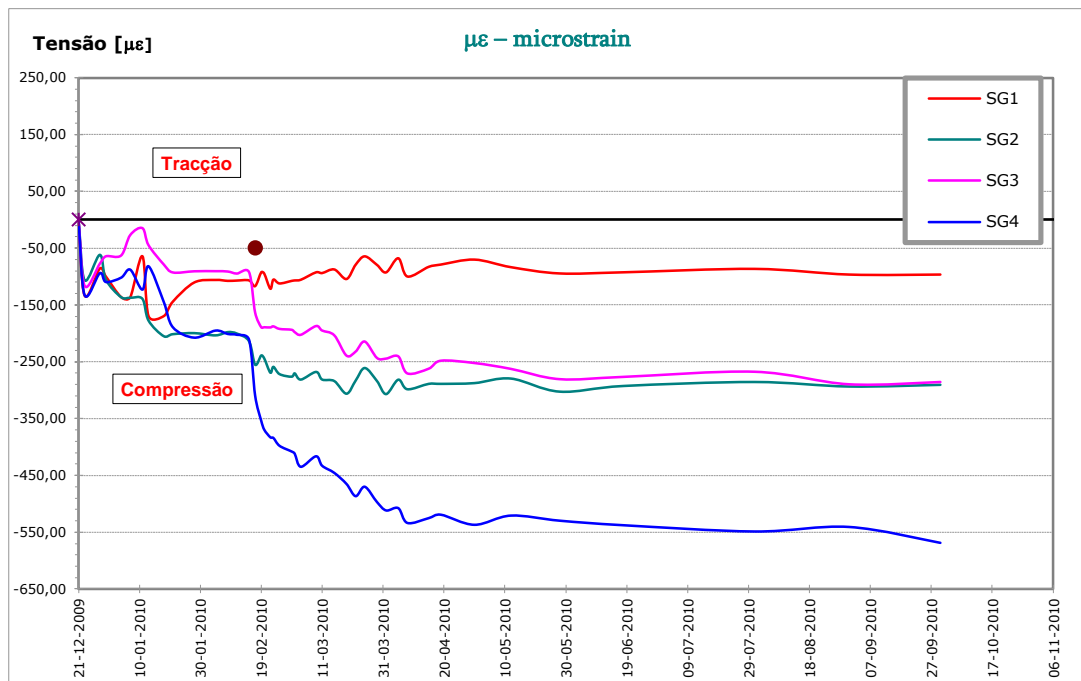
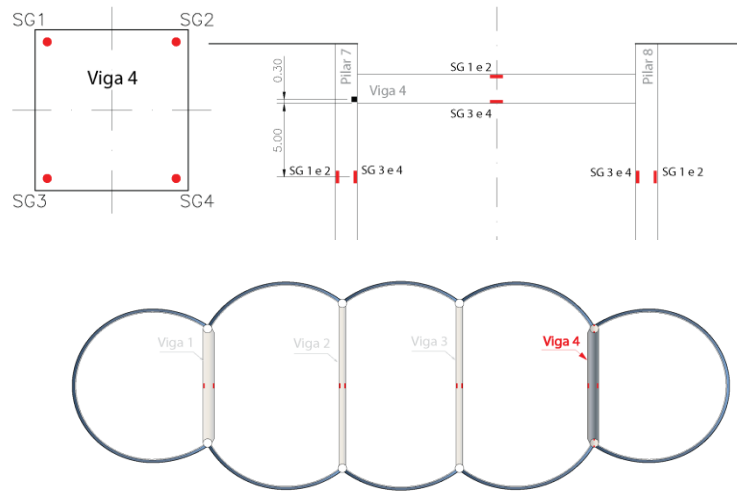


Gráfico 7.14 - Evolução das tensões dos *strain gauges* instalados na viga 4. (EPOS, 2010).

O gráfico 7.14, apresenta os 4 instrumentos colocados na viga, designada por VG4, no qual permitiu obter informações do comportamento estrutural da viga face aos impulsos do terreno sobre as estacas e estas sobre a viga de travamento. Com este conhecimento, permitirá ao projetista um maior conforto dimensional e experiência em futuras obras.

Medição dos Strain gauges Estacas-pilar P7 e P8

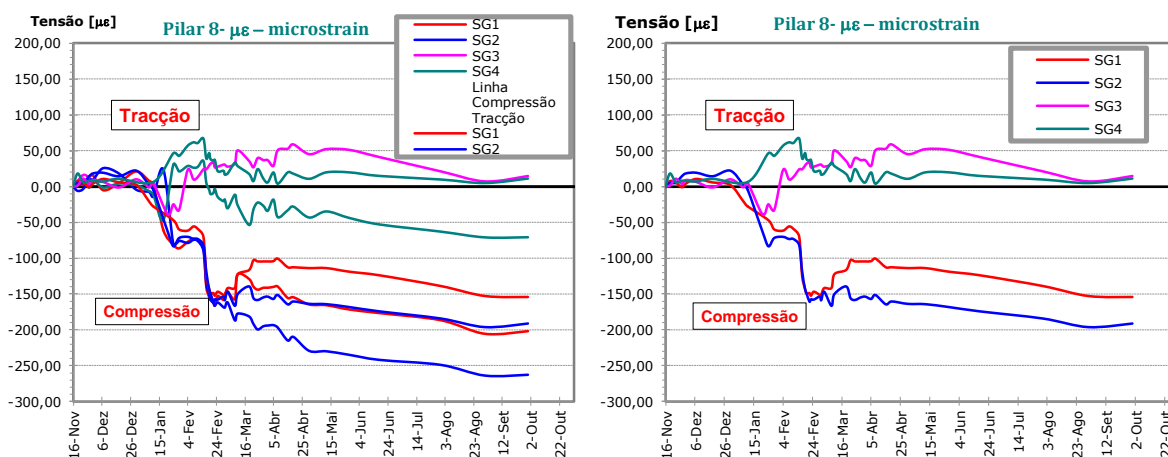
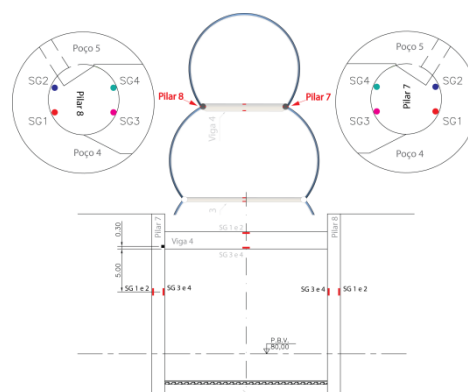


Gráfico 7.15 - Evolução das tensões dos *strain gauges* instalados na estaca-pilar 7 e 8. (EPOS, 2010).

A instalação deste tipo de instrumentação permitiu medir a tensão a que estes elementos estão submetidos. O comportamento observado enquadrou-se no expectável para a estrutura. No caso dos pilares 7 e 8 (ver gráfico 7.15) os fenómenos de compressão/tração entre sensores coincidiu com a evolução da corda C1-2 (viga 4), conforme mostra o gráfico 7.13. Nem sempre os resultados obtidos se correlacionaram com as deformações obtidas por topografia (convergências).

7.5.3 Poço de Ventilação

Na figura 7.95, apresenta-se a cartografia geológica final do poço de ventilação, com a respetiva caracterização geotécnica, decorrente do registo de acompanhamento diário das frentes de trabalho pelo geólogo responsável. Os resultados da monitorização, como veremos mais adiante, estarão intimamente correlacionados com o zonamento geológico-geotécnico aferido.

A figura 7.95 encontra-se detalhada e mais completa no ponto 10. Anexos, anexo III – cartografia final do PV.

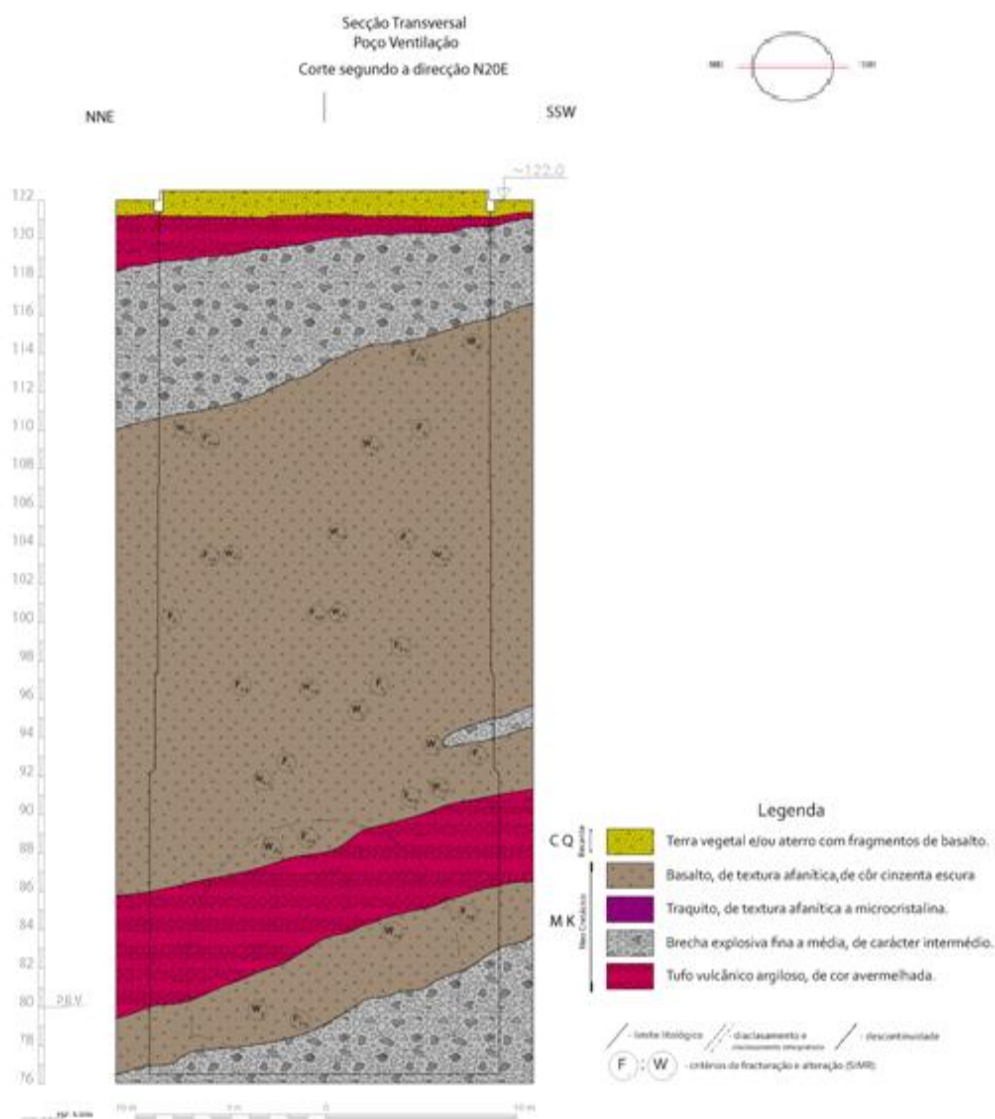


Figura 7.95 – Cartografia geológico-geotécnico – caracterização geotécnica no PV (EPOS, 2011).

7.5.3.1 Alvos e régua em estruturas

Foram considerados os edifícios que se encontravam dentro da bacia de subsidência, bem como próximos da mesma, por questões de segurança e de eventuais reclamações, como mostra a figura 7.96.

Medição dos alvos em edifícios

Rua José Mergulhão nº 12

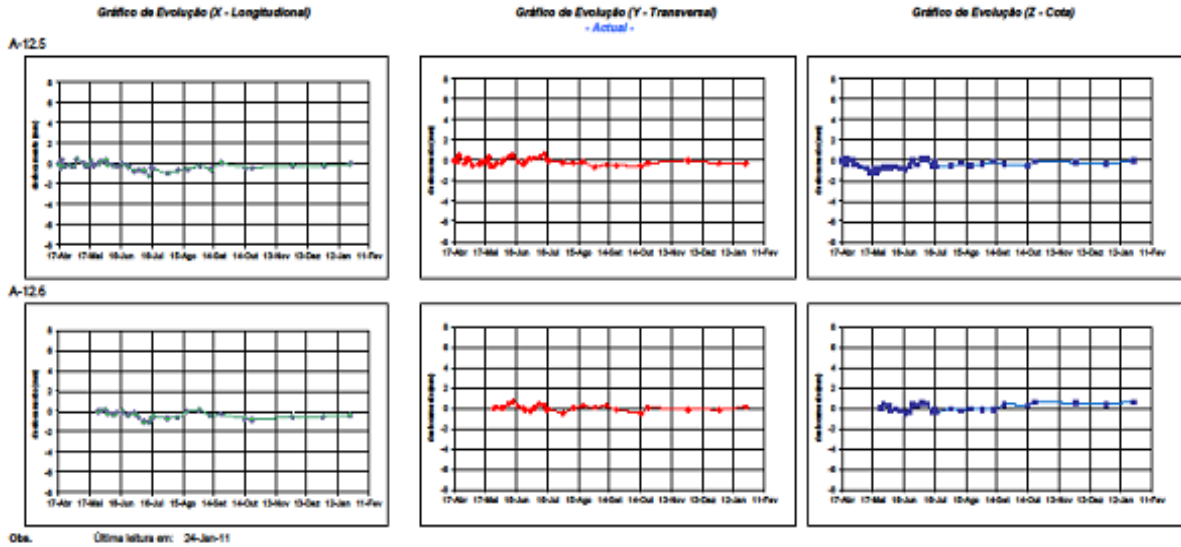
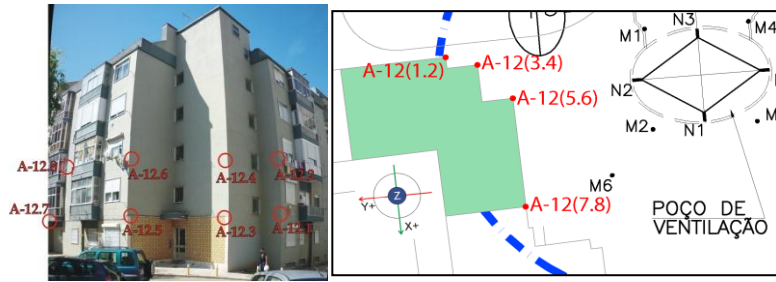


Gráfico 7.16 -Evolução dos alvos em edifício A-12.5 e A-12.6 (EPOS, 2011).

Medição dos alvos em edifícios

Rua José Mergulhão nº 5

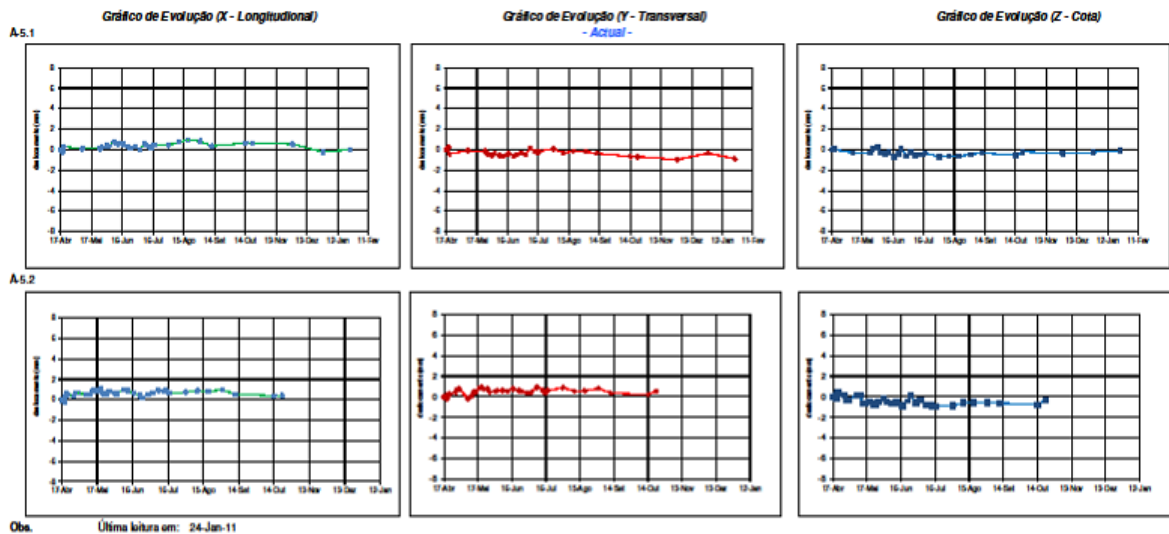
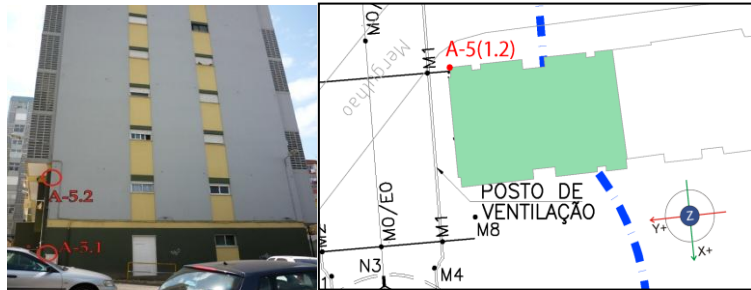


Gráfico 7.17 - Evolução dos alvos em edifício A-5.1 e A-5.2 (EPOS, 2011).

Medição dos alvos em edifícios

Rua José Mergulhão nº 3

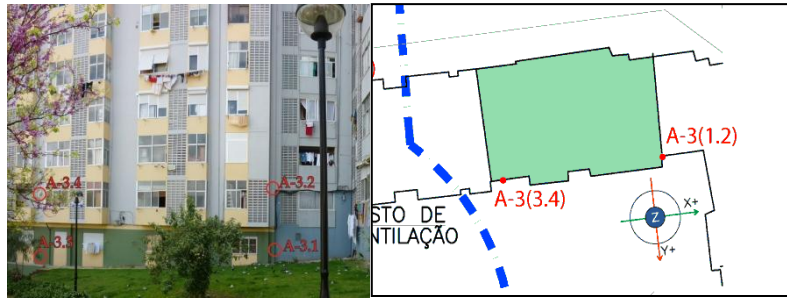
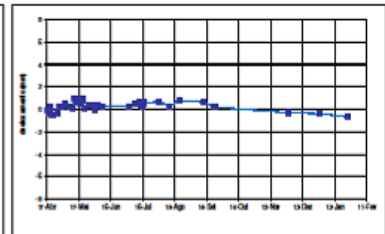
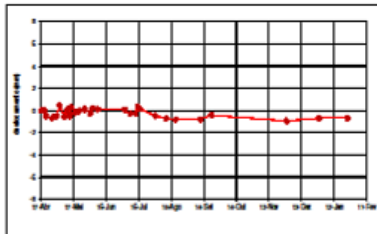
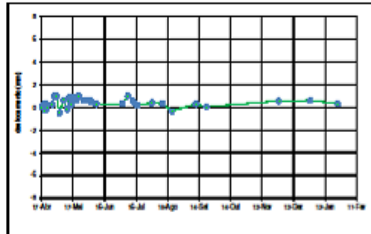


Gráfico de Evolução (X - Longitudinal)

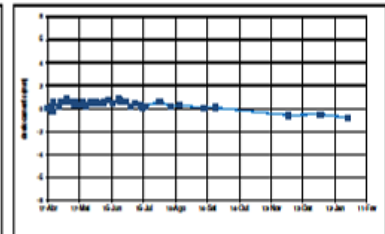
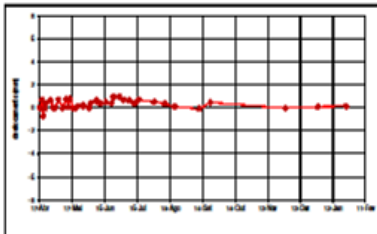
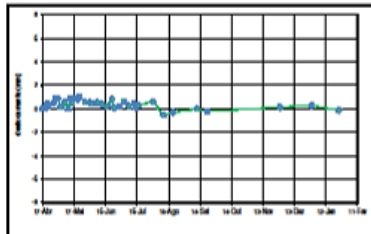
Gráfico de Evolução (Y - Transversal)
- Actual -

Gráfico de Evolução (Z - Cota)

A-3.3



A-3.4



Obs. Última leitura em: 24-Jan-11

Gráfico 7.18 – Evolução dos alvos em edifício A-3.3 e A-3.4 (EPOS, 2010/11).

Réguas

As réguas foram colocadas nos mesmos edifícios dos alvos para monitorizar as deformações suscetíveis de aparecer com a execução do poço, conforme se mostra no gráfico 7.19 e 7.20.

Medição das réguas em edifícios

Rua José Mergulhão nº 5

R5.1

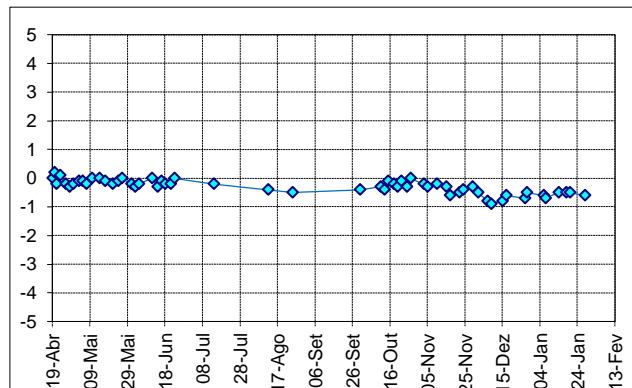
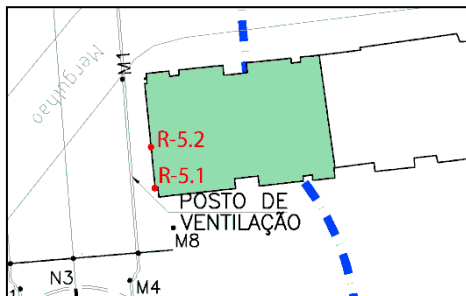


Gráfico 7.19 - Evolução das deslocações das réguas nos edifícios R 5.1 (EPOS 2010/11).

Medição das régua em edifícios

Rua José Mergulhão nº 12

R 12.2

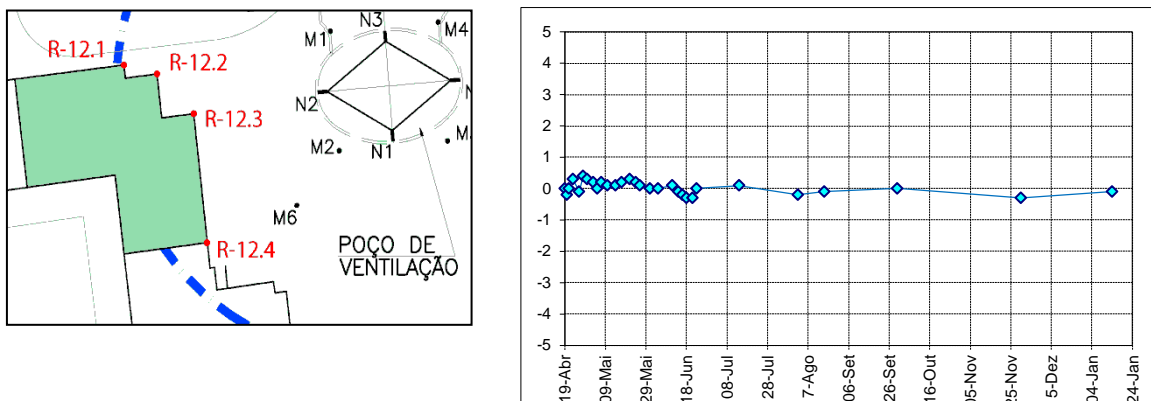


Gráfico 7.20 - Evolução das deslocações das régua no edifício R 12.2 (EPOS, 2010/11).

Todas as restantes régua dos edifícios identificadas na planta, os seus valores mantiveram-se equivalentes ao apresentado no gráfico (R 12.2), onde se pode constatar a ausência de deformação vertical (assentamento).

As avaliações de cada edifício referido no ponto 4.4 do Capítulo 4, necessária para este tipo de construção, permitiram reforçar a validação de não existência de novas patologias nos edifícios, quando comparadas a vistoria inicial e final da obra. Na eventualidade de existirem novas patologias, os valores nos gráficos anteriores dos alvos e régua permitiam assegurar a não existência de movimentos induzidos nos edifícios provocados pela escavação, portanto, impossível de imputar qualquer patologia de responsabilidade da obra.

7.5.3.2 Marcas de superfície

Junto ao poço de ventilação foram instaladas oito marcas de superfície, como mostra o gráfico 7.21. Os valores de assentamento foram bastante reduzidos, verificando-se no máximo valores na ordem de 5 mm nas marcas mais próximas do poço; valor abaixo do estimado em projeto que seria de 9 mm mencionado no ponto 7.3.2 - *Assentamento na superfície devido à escavação do poço*.

Medição das marcas de superfície

M1 a M4

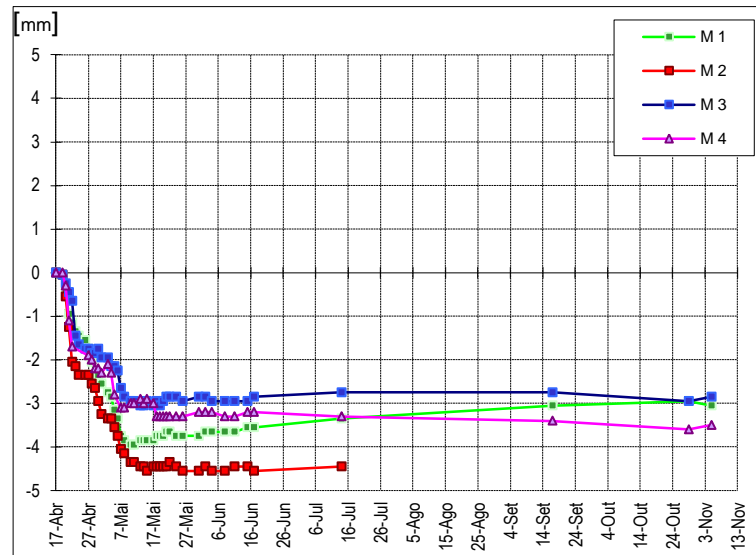
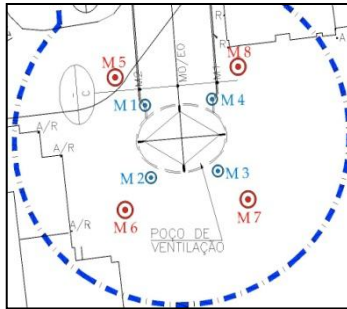


Gráfico 7.21 – Evolução das deformações das marcas de superfície na periferia do PV (EPOS, 2011).

De referir que as marcas M5 a M8, os mais afastados do poço registaram valores de deformação abaixo dos 3mm, inferior às marcas de superfície apresentados no gráfico 7.21.

7.5.3.3 Convergências

No poço foram colocados diversos níveis de alvos topográficos, em cotas pré-definidas em projeto (ver gráfico 7.22), durante a escavação do mesmo, para medição das convergências. Foram analisadas duas cordas, a N1-3 e N2-4.

Medição das convergências
N1-3 e N2-4

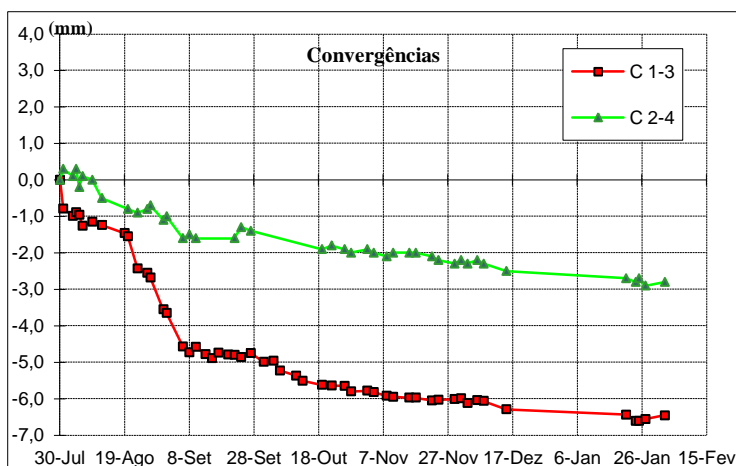
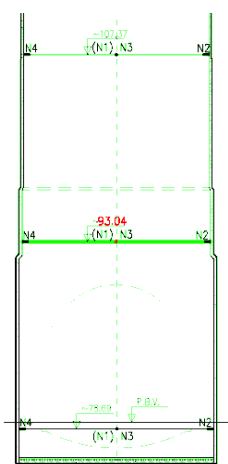
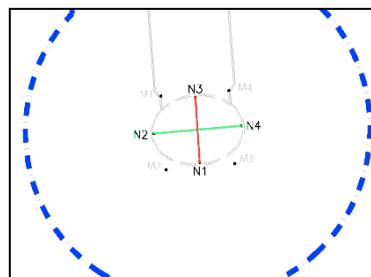


Gráfico 7.22 – Evolução da deformação das cordas N1-N3 e N2-N4 à cota 93,04 (EPOS, 2011).

Com exceção da secção à cota 107,37 (2º nível), os resultados das observações evidenciaram deformações relativamente pequenas, na ordem de 3 a 6mm na corda N1-3. À cota 107,37 a deformação excedeu numa ordem de grandeza os valores da generalidade do poço, facto que motivou um reforço de monitorização com a materialização de novas cordas intermédias à mesma cota.

7.5.4 Considerações finais

A monitorização da obra foi eficaz e precisa, permitiu aferir os resultados e acompanhar a evolução sistemática das escavações dos poços e evidenciar o comportamento do maciço e estruturas envolventes.

No decorrer da obra houve ajustes que foram necessários efetuar por diversas razões, e sempre que existiram valores não expetáveis ou fora de comum, foram tomadas as seguintes medidas, não se tendo necessariamente seguido esta ordem:

- Repetição da leitura;
- Verificação de existência de erro de leitura do aparelho;

- Reforço de pontos de leitura, com instalação de nova instrumentação;
- Alerta pelo responsável quando os valores ultrapassarem os valores de referência de projeto, isto é, os níveis de alerta;
- Verificação de outros instrumentos geotécnicos de comparação, para confirmar possíveis deformações/deslocamentos;

No caso de existência real de movimentação do terreno, as medidas a implementar seriam:

- Reforço da frequência das leituras para maior informação e tomada de decisão por parte do projetista;
- Reforço de pregagens, evitando o aumento de espessura do revestimento primário, pois iria invadir o revestimento secundário;
- Diminuição da velocidade de avanço da escavação;
- Reforço da malha eletrosoldada;
- Paragem dos trabalhos de escavação.

As situações reais de obras que poderiam causar maior atenção e medidas de acompanhamento ou reforço estrutural foram 3 situações (marca de superfície M2 e 3, inclinómetro In1, convergências N1-3 no poço ventilação) e devidamente abordadas nos pontos anteriores.

7.5.5 Poços pelo método NATM

No que toca ao tipo de execução dos poços da estação (conhecido como poços NATM), este tipo de estrutura foi utilizada pela 1ª vez em Portugal, na estação de Salgueiros para o Metro do Porto em 2004, trazido pelo mesmo projetista brasileiro (CJC). Estes poços elípticos ou circulares já utilizados com mais frequência, nomeadamente no metro de São Paulo. Existem algumas diferenças que são facilmente observáveis pelo quadro abaixo mencionado. Essencialmente as diferenças residiram em dois aspetos distintos: Um, pelo número de poço executados. Um outro, pelas características geológicas-geotécnicas do solo.

Quadro 7.31 – Principais diferenças e semelhantes de poços idênticos pelo método NATM.

	Estação de Salgueiros	Estação da Reboleira
Data de execução	2004	2010
N.º de poços	2	5
- Profundidade dos poços (m)	22,22	15,10 (Poço 1 a 4) e 20,25 (poço 5)
- Comprimento maior (m)	81,15	115
- Comprimento menor (m)	39,51	33 a 37
N.º estacas-pilar	2	8
- Diâmetro estacas-pilar (m)	3,5	1,5
- Profundidade das estacas-pilar (m)	6 m abaixo da cota final de escavação dos poços	5 m abaixo da cota final de escavação dos poços
Distância entre estaca-pilar (m)	28,70	18,50 a 26,70
Metodologia executiva	Poços executados simultaneamente	
Sequência construtiva	1º execução estacas-pilar; 2º Execução viga de bordadura; 3º Execução viga de travamento/transversal; 4º Escavação corpo da estação.	
Revestimento primário	Constituído por malhasol, betão projetado, pregagens e geodrenos	
Espessura revestimento primário	Variou com a profundidade entre os 30 cm e os 60 cm	30 cm
Geologia	Constituída basicamente por solos residuais de granito com diversos graus de alteração sobrepostos por um aterro com espessura média de 2 m. aos 20 m o granito já se encontra são com classificação de branda a dura.	Constituído maioritariamente por rocha basáltica, com interseção de uma bancada de tufo vulcânico e a presença de material de aterro e aluvionar/coluvionar à superfície.

De seguida, apresenta-se o quadro 7.32 com as diferenças mais relevantes dos parâmetros geotécnicos e na figura 7.97 a foto aérea da estação da Reboleira e da estação de Salgueiros:

Quadro 7.32 – diferenças dos parâmetros geotécnicos considerados para ambas os poços.

ESTAÇÃO DA REBOLEIRA	ZG1 Basalto pouco fraturado	ZG2 Basalto muito fraturado	ZG3 Brecha	ZG4 Tufo	ZG5 Aterro/Solo Residual
-----------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------	----------------------	--------------------	------------------------------------

Módulo de Deformabilidade (E) Mpa	15000	5000	2500	160	80
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25	0,26	0,26	0,27	0,27
Coesão (c) kPa	3500	1400	105	7	3,5
Angulo de Atrito (φ') ⁰	21	17,5	24,5	17,5	21
Dilatância (ψ) ⁰	0	0	0	0	0
Densidade (γ) kN/m ³	30	28	24	18	18
Coefficiente Impulso em repouso (K_0)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70

ESTAÇÃO DE SALGUEIROS	G4 Granito	G5 Granito alterado	G6 Solo residual	G7 Aterro
------------------------------	----------------------	-------------------------------	----------------------------	---------------------

Módulo de Deformabilidade (E) Mpa	500	150	45	40
Coefficiente de Poisson (ν)	-	-	-	-
Coesão (c) kPa	100	40	10	0
Angulo de Atrito (φ') ⁰	40	35	32	28
Dilatância (ψ) ⁰	-	-	-	-
Densidade (γ) kN/m ³	21	20	19	19
Coefficiente Impulso em repouso (K_0)	0,70	0,70	0,70	0,50



Estação de Salgueiros – Metro do Porto.



Estação da reboleira – Metropolitano de Lisboa.

Figura 7. 97 – Foto aérea dos poços pelo método NATM.

Este tipo de execução de poços elípticos pelo método NATM tende a serem usados com mais frequência, pois as vantagens são superiores às desvantagens e desde que o espaço de construção não esteja limitado. A seguir apresentam-se as respectivas vantagens e desvantagens deste método construção (Campanhã, C):

Vantagens

- Grande versatilidade;
- Rapidez executiva;
- Equipamentos convencionais;
- Custos competitivos;
- Grandes áreas livres para movimentação de equipamentos e materiais.

Desvantagens

- Interferência com a superfície;
- Maiores áreas escavadas;
- Rigor executivo (forma).

8. Conclusões

8. Conclusões

Na presente tese foram apresentados os dispositivos de instrumentação e os níveis de deformações da estrutura e do maciço adotados para um determinado método construtivo e que servirão como referência para acompanhamento de futuras obras do Metropolitano Lisboa.

Para os assentamentos estimados em projeto e abordados no capítulo 7, não se esperava danos significativos nas estruturas envolventes e a instrumentação implantada foi suficiente para fazer o acompanhamento que procurou garantir a segurança da obra e da sua envolvente, não se tendo registado a necessidade de aplicar nenhum plano de contingência.

Neste tipo de obra não existe a probabilidade de eliminação total das instabilidades nas escavações, quer por singularidades não detectadas no maciço, quer por ocorrências induzidas por falhas de equipamentos, cadastro equivocado de interferências e até mesmo falhas humanas ou construtivas.

Somente na fase de construção é que se definiu, através de adaptações, o projeto final. Estas adaptações e definições dependem do mapeamento geológico-geotécnico detalhado das faces de escavação, associado à magnitude das deformações induzidas pela construção, tendo como base o modelo desenvolvido durante a fase de projeto. Mesmo que os estudos da fase de projeto tenham sido bem conduzidos, muitos aspectos geológico-geotécnicos só foram bem definidos durante o acompanhamento das escavações pelo geo-profissional. Nesta fase, apareceram situações que exigiram tratamento adequado, mencionados no capítulo 7, e que impuseram a reformulação dos critérios adotados no projeto.

Assim sendo, mais uma vez, salientamos a importância da análise da instrumentação através de um Acompanhamento Técnico de Obra sistemático com as atividades de escavação, que foram necessários para a tomada de providências, quando necessárias, procurando garantir a segurança da obra e sua envolvente.

É neste contexto que a abordagem relativa à segurança neste presente trabalho foi uma constante pela sua importância, sempre com referência à atual conjuntura de Portugal, com consequências no atraso na implementação de uma cultura da segurança, com o natural entrave ao desenvolvimento e sustentabilidade do trabalho, com aumento da precariedade no trabalho, com a redução de custos com o pessoal, com a procura de mão-de-obra barata e pouco especializada, com uso de equipamentos e materiais inadequados ou de qualidade duvidosa, entre outros, com nítida influência na produtividade e qualidade do trabalho executado. A redução da investigação e instrumentação geotécnica são também, a par de alguns fatores apresentados, independentemente da sua origem serem causadores de acidentes de obra, que

mediante a amplitude, podem repercutir a terceiros e colocar em causa todo um projeto. Pois os acidentes só acontecem quando estão reunidos uma série de acontecimentos/falhas. Ora a instrumentação, um dos objetivos visa antecipar acontecimentos que possam colocar em perigo pessoas e estruturas através do acompanhamento sistemático da obra, por isso a sua grande importância na avaliação de comportamento de maciços e estruturas envolventes.

A instrumentação geotécnica tem vindo a assumir um papel cada vez mais relevante na execução de obras de engenharia, o mercado percebeu e adaptou-se, novas empresas apareceram que permitiram disponibilizar ao mercado um diversificado número de equipamentos e aparelhos de medição, para as mais diversas aplicações, tornando-os mais eficientes, precisos e autónomos. O próximo passo, no meu entender, é garantir que a informação chegue de forma célere, se possível *online*, com desenvolvimento de *software*, não somente aplicada a cada instrumento, como já hoje em dia existe para alguns, mas de forma a compilar numa só aplicação, todas a informação provenientes das mais variadas fontes, quer por parte da instrumentação, quer das informações dos topógrafos, entre outros. Com isto, vai permitir otimizar e reduzir o tempo de análise e interpretação das leituras realizadas pelo pessoal qualificado.

A diminuição do tratamento da informação, ainda com uma grande percentagem por meios manuais, vai permitir evitar perdas de tempo e erros humanos no lançamento das leituras e seu tratamento, e garantir um elevado padrão de qualidade e quantidade de informação na elaboração de relatórios diários, semanais e mensais.

9. Referências bibliográficas

Referências bibliográficas:

Ankine, WJ.M. (1856). On the mathematica l theory of the stability of earth-work and masonry, in a Letter to Prof. Stokes ... Received February 19, 1856. Proceedings of the Royal Society of London. vol.8 118571. 60-61 pp. Also published in The London, Edinburgh and Dublin philosophical magazine, vol.2, 1856. 468-469.1 pp.

Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Springer-Verlag, Vol. 6.

Bastos, M. (1998). A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos. Dissertação de tese de mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. 166 pp.

Bieniawski , Z. T. (1984). Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling. Balkema. 272 pp.

Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons. 251pp.

Brady & Brown (1985). Rock mechanics for underground mining. George Allen & Unwin. 527 pp.

Caldeira, L. (2005). Metodologias de análise de risco. Aplicações em Geotecnia. 2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia. LNEC, Lisboa, 29 e 30 de Setembro. 25p.

Campanhã, C.; Ferraz, F. Poços de grande diâmetro. Apresentação em Powerpoint. CJC Engenharia. (inédito)

Cardoso, F. (2002). Serviços de escavação: equipamentos e aspectos executivos. PCC – 2435: Tecnologia da construção de edifícios I. Escola politécnica da universidade de São Paulo. 27 pp.

Cardoso, A. (2004). Modelação e segurança. Conferência temática. 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro.

Cardoso, R.; maranhas das Neves, E. & al. (2006). Utilização de inclinómetros do tipo increx para medição de deslocamentos durante a construção de aterros. Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa.

Choffat, P. (1923/24) - Esquisse de la carte des régions eruptives au Nord du Tage. Mém. Soc. Phy. H. N. Genève. 39(8). 461-467 pp.

CJC (2008-2010). Projeto - Peças escritas e desenhadas da Estação da Reboleira do Metropolitano de Lisboa. São Paulo.

Coated (1973). Fundamentos de Mecânica de Rocas. Litoprint, Madrid, 577 pp.

Coelho, Silvério (1996). Tecnologia de fundações. 996 pp.

Correia, R. (2008). Eurocódigo 7 – EN 1997 – Projeto geotécnico – apresentação geral. Encontro nacional de engenharia de estruturas.

Costa Pereira, A. S. (2001). Observação de deslocamentos em escavações subterrâneas em 3D – Uma tecnologia recente – Casos práticos. Curso sobre túneis em meios urbanos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Douglas, K. (2002). The shear strength of rock masses. PhD Thesis. UNSW.

Dunnclif, J.; Green, G. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, New York. 577 pp.

EPOS, S.A. (2011). Relatório final de instrumentação da Estação da Reboleira do Metropolitano de Lisboa. Lisboa. Não publicado.

EPOS, S.A. (2009-2011). Relatórios mensais de instrumentação da Estação da Reboleira do metropolitano de Lisboa. Lisboa. Não publicado.

Evison, S.E. A ring and spring model tunnel liner design. Edmonton, Alberta: University of Alberta, 1988.

Facts n.º 74PT e 81PT (2007-2008). Agência europeia para a segurança e a saúde no trabalho.

Ferreira, F. (2003). A importância da caracterização geotécnica no sucesso técnico e económico duma obra. Projeto/estágio. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 64 pp.

Frigerio, G. (1996). Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do metro de São Paulo. Dissertação de tese de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 268 pp.

Hanna, T. H. (1985). Field instrumentation in geotechnical engineering. Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 10. Clausthal-Zellerfeld, Germany.

Heath, G. R.; West, K. J. F. (1996). Ground movement at depth in London clay. Proc. Inst. Civil Engineers Geotechnical Engineering. No. 119.

Hoek & Bray (1977). Rock Slope Engineering. IMM. 402 pp.

Hoek & Brown (1985). Excavaciones subterrâneas em rocas. McGraw-Hill. 634 pp.

Hoek, Kaiser & Bawden (1995). Support of underground excavations in hard rock. Balkema. 235 pp.

Hoek, E.; Carranza, Torres, and corkum, B.(2002). Hoek and brown failure criterion. Proceedings of the North American rock mechanics society meeting, Toronto, Canada.

- Hoek, E. (2007). Practical rock engineering. Rocscience: Hoek's Corner. 342pp.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian (A nyugalmi nyomás tenyezője). J. Soc. Hung. Eng. Arch. (Magyar Mernok és Pítész-Egylet Közlönye).
- Júnior, O. (2006). Análise de dados de instrumentação de túneis do metro de São Paulo – Uma abordagem por redes neurais. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 160 pp.
- Leal, A.; Tauta, J.; Blanco, E. (2009). Determinación de parâmetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulumb e hardening soil en suelos arcillosos. Revista Ingenieros Universidad de Medellín. 17 pp.
- Martins, J.; Meireles, A. (2006). Fundações e contenção lateral de solos – execução de cortinas estacas. 1ª edição.
- Miranda, T. (2003). Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos. Tese de Mestrado. Universidade do Minho, Guimarães. 186p.
- Miranda, T.; Correia, A. (2006). Determinação de parâmetros geomecânicos em formações rochosas e maciços heterogêneos. Revista n.º 25, 24 pp.
- Muralha, J. (2001). Caracterização geotécnica de maciços rochosos. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Navarro, A. (2005) - Procedimentos - Segurança de escavação a céu aberto - recomendações Técnicas.
- Nogoseke, E. (2009). Compartimentação de maciços rochosos para projectos básicos de pch's usando o sistema RMR. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 125 pp.
- Ofício-circular n.º 16/ACT/11 de 9 de maio de 2011 – Utilização de plataformas suspensas e de elevação de trabalhadores.
- Oliveira, R. (1986a) – “Estudos Geológicos e Geotécnicos para o Projecto de Túneis”. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia. N.º 46, Março. 9 – 20 pp..
- Ortigão, J. (2001). Instrumentação em obras geotécnicas. Curso de curta duração. Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto.
- Pereira, T. (2011). Relatório final da Estação da Reboleira do Metropolitano de Lisboa. Lisboa. Não publicado.

Peng (1986). Coal Mine Ground Control. John Wiley & Sons. 491 pp.

Quelhas, J. As estações enterradas do metro do Porto.

Quiralte López, F. (1997). Instrumentación y control geotécnico. Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. 697-719 pp.

Recomendação técnica de procedimentos – Escavações, fundações e desmonte de rochas – Fundacentro. 32 pp.

Ricardo, H.; Catalani, Guilherme (1981). Manual Prático de Escavação: Terraplanagem e Escavação de Rocha. Editora McGraw Hill.

Serralheiro A. (1978). Contribuição para a atualização do conhecimento do complexo vulcânico de Lisboa. 22pp.

Sousa, L. R. E (2001). A Observação no controlo da segurança de obras subterráneas em meio urbano. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Stagg & Zienkiewicz (1978). Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons. 442pp.

Torres, J. (2010). Métodos de observação durante a execução de obras subterráneas. Dissertação de mestrado. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 204 pp.

United States Army Corps of Engineers (1978). Engineering and design: Instrumentation for concrete structures. Washington , D.C. 306 pp.

United States Army Corps of Engineers (1994). Engineering and design: rock foundations. Washington , D.C. 236 pp.

Sites de Internet consultados:

<http://www.issmge.org/> (consulta em fevereiro 2012)

<http://www.seismicsurveys.net/> (consulta em março 2012)

<http://www.engenhariacivil.com/> (consulta em março 2012)

<http://construironline.dashofer.pt> (consulta em março 2012)

<http://geofund.com.br> (consulta em março 2012)

<http://www.leica.com/> (consulta em março 2012)

<http://www.brasfond.com.br/> (consulta em março 2012)

<http://skycrapercity.com/> (consulta em abril de 2012)

<http://www.moretrench.com/> (consulta em abril de 2012)

<http://www.geokon.com> (consulta em abril 2012)

<http://www.geoengineer.org> (consulta em maio 2012)

<http://www.Inec.pt> (consulta em maio 2012)

<http://hw.osha.europa.eu> (consulta em julho 2012)

<http://riskobservatory.osha.europa.eu> (consulta em julho 2012)

10. ANEXOS

(ver CD-ROM)

Anexo I - Relatório tipo diário e mensal

Anexo II - Peças desenhadas – TF – instrumentação

Anexo III - Cartografia inicial e final

(ver CD-ROM)