



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Métodos de observação durante a execução de obras
subterrâneas**

José Manuel dos Santos Moreira Torres



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Métodos de observação durante a execução de obras
subterrâneas**

José Manuel dos Santos Moreira Torres

Nº 1040242

Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Dr. José Hermenegildo T. F. Carvalho, Equiparado a Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP, do Prof. Doutor José A. Fernandes, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Júri

Presidente

Doutor Hélder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé
Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes
Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Dr. José Hermenegildo Tavares de Freitas Carvalho
Equiparado a Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva
Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestre Maria Manuela Martins de Carvalho
Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Agradecimentos

Finalizado este trabalho e atingido este marco importante na minha vida, não poderia deixar de agradecer a todos aqueles que contribuíram para que a sua realização fosse possível.

Gostaria de agradecer, antes de mais, aos meus pais e avós pelo apoio incondicional em todos os momentos, e sobretudo ao meu avô a quem devo a oportunidade de concluir a minha formação.

Aos meus orientadores Dr. José Hermenegildo Carvalho e ao Prof. Doutor José Augusto Fernandes que desde início se mostraram disponíveis, foram os intermediários deste estágio e me forneceram bibliografia e ensinamentos muito importantes. Um último obrigado a ambos pela revisão de provas.

A todos os professores deste Departamento que comigo partilharam do seu saber.

Aos responsáveis do consórcio DLOE ACE pela oportunidade de estágio, especialmente à Dra. Salomé Barbosa que me orientou durante o trabalho prático e comigo partilhou os seus conhecimentos, transmitindo os seus conselhos durante esse processo de aprendizagem.

À Eng.^a Tânia Ramos pela sua ajuda e camaradagem e ainda ao Eng.^o Ricardo Oliveira pelos esclarecimentos e dados fornecidos.

Aos meus colegas de curso por todo apoio e momentos vividos ao longo da minha vida académica e em especial ao meu colega e amigo João Vilela pelo seu companheirismo e espírito de entreatajuda.

A todos os meus amigos pela sua dedicação e a apoio indispensáveis para a conclusão deste trabalho e especialmente ao meu melhor amigo, Rui Sousa, a quem muito devo.

Por último gostaria de agradecer a todos aqueles que, desinteressadamente, me ajudaram de alguma forma e não viram o seu nome aqui referido, apenas porque não gostaria de transformar este momento numa longa e pesada lista. A todos o meu obrigado, o vosso contributo não será esquecido.

Palavras-Chave

Instrumentação geotécnica, Monitorização, Escavações subterrâneas, Túnel de Seixo Alvo, Deformações em maciços rochosos.

Resumo

A instrumentação geotécnica tem vindo a assumir um papel cada vez mais relevante na execução das obras de engenharia, especialmente nas obras subterrâneas. Considerando as fases de execução das escavações subterrâneas, descrevem-se os conceitos de observação, ocorrência e monitorização de movimentos dos maciços rochosos e terrosos, fundamentalmente através da sua instrumentação e interpretação.

Inventariam-se as actividades de observação geotécnica com especial ênfase na selecção dos instrumentos e aparelhos utilizados, na análise e na interpretação das leituras e realça-se a sua importância em obra, apresentando-se alguns registos de um caso de obra.

O acompanhamento da execução do Túnel de Seixo Alvo permitiu a análise de um plano de instrumentação realizado para um determinado método construtivo, bem como a obtenção de alguns dados de obra. Tecem-se apreciações sobre os valores obtidos, que definem o comportamento do movimento do maciço durante a escavação do túnel, e faz-se a comparação destes com os valores considerados em fase de projecto, determinados através de métodos numéricos e semi-empíricos, para as soluções adoptadas.

Na parte final desta tese são indicados os custos globais e parciais da implementação do plano de instrumentação e é determinado o seu peso no custo da totalidade da obra.

Keywords

Geotechnical instrumentation, Field monitoring, Underground excavations, Seixo Alvo Tunnel, Deformation in rock masses.

Abstract

The geotechnical instrumentation has been assuming an increasingly prominent role in the execution of engineering works, especially in the underground ones.

Considering the activities that comprise the execution of underground excavations, this thesis describes the concepts of observation, occurrence and monitoring of movement in soil and rock masses mainly through its instrumentation and interpretation.

Special emphasis is brought on the selection of instruments and equipments, analysis and interpretation of measurements and their importance during the construction.

In the practical case study, the excavation of the *Seixo Alvo* Tunnel, considerations about the construction method and adopted instrumentation plan are made, as well as comparisons between the gathered data defining the behavior of the rock mass movements during excavation and the values considered at the design stage, through numerical or semi-empirical methods.

In the final part of this thesis, references to the cost of the instrumentation plan and its significance in the overall costs of the workings are included.

ÍNDICE

1. Introdução Geral	3
1.1. Enquadramento do tema	3
1.2. Objectivo	4
2. Observação e instrumentação geotécnica em obras de engenharia	7
2.1. Movimentos de vertente	8
2.2. Obras de reforço e contenção de terrenos	12
2.3. Consolidação e assentamentos em aterros	14
2.4. Escavações a céu aberto e subterrâneas	16
3. Actividades de observação geotécnica	21
3.1. Inspeções visuais	21
3.2. Cartografia geotécnica	21
4. Equipamentos utilizados	25
4.1. Generalidades	25
4.2. Equipamentos utilizados para medição de deslocamentos	28
4.2.1. Inclínómetros verticais	28
4.2.2. Inclínómetros horizontais	31
4.2.3. Inclínómetros fixos (in-place inclinometer)	32
4.2.4. Extensómetros	33
4.2.4.1. Extensómetros (Borehole Rod Extensometer)	33
4.2.4.2. Extensómetro magnético	35
4.2.4.3. Extensómetros estruturais (Strain Gauge Extensometer)	36
4.2.4.4. Extensómetro incremental (Increx)	37
4.2.4.5. Extensómetro Sondex (Sondex settlement system)	38
4.2.4.6. Extensómetro de assentamentos (Settlement extensometer)	39
4.2.5. Células de assentamento	40
4.2.6. Marcas de nivelamento topográfico (Bench marks)	43
4.2.7. Marcas de nivelamento	44
4.2.8. Réguas de nivelamento	45
4.2.9. Marcos geodésicos ou topográficos de centragem forçada	46
4.2.10. Alvos topográficos	47
4.3. Equipamentos utilizados para determinação de inclinação e rotação	48
4.3.1. Sensores de viga (EL beam sensors)	48

4.3.2.	Clinómetro	49
4.3.3.	Sistema de pêndulo	51
4.4.	Equipamentos para medição de deformações várias	51
4.4.1.	Medição convergências	51
4.4.2.	Convergenciómetros digitais de fita	52
4.5.	Instrumentos para monitorização de juntas e fissuras.....	54
4.5.1.	Fissurómetros "Tell-Tale".....	54
4.5.2.	Fissuómetros de corda vibrante (VW - vibrating wire)	56
4.5.3.	Fissurómetros de corda vibrante, tridimensionais	57
4.6.	Instrumentos para medição das tensões - Células de carga	57
4.7.	Equipamentos para medição de pressões	59
4.7.1.	Células de pressão total	59
4.7.2.	Células de pressão total de macaco hidráulico (Jackout Total Pressure Cell)	60
4.7.3.	Estações de pressão (Stress Station)	60
4.8.	Aparelhos para medição de grandezas relativas à água	61
4.8.1.	Infiltrómetros	61
4.8.2.	Infiltrómetro de anel.....	61
4.8.3.	Infiltrómetro de Guelph.....	61
4.8.4.	Pluviómetro.....	62
4.8.5.	Piezómetros	63
4.8.6.	Generalidades	63
4.8.7.	Piezómetro de casa grande (Standpipe Piezometer).....	63
4.8.8.	Furo aberto para observação de nível da água.....	65
4.8.9.	Piezómetro de corda vibrante (Vibrating Wire Piezometer)	66
4.8.10.	Piezómetros pneumáticos	68
4.9.	Equipamentos para medição e registo de vibrações	70
4.10.	Outros equipamentos	73
5.	Plano de instrumentação geotécnica	77
5.1.	Finalidade e objectivos do plano instrumentação	77
5.2.	Planeamento da instrumentação.....	78
5.3.	Seleccção da instrumentação, localização, frequência das leituras	79
5.4.	Localização, malha e frequência de leituras	81
5.5.	Instalação, calibração, referência inicial "zeragem"	84
5.5.1.	Instalação	84

5.5.2.	Calibração	84
5.5.3.	Leitura de “zeragem”	84
5.6.	Níveis de alerta e alarme.....	85
5.7.	Sistemas automatizados de medição, registo e transmissão de dados.....	87
5.8.	Tratamento dos dados, interpretação, apresentação dos resultados e conclusões	88
5.9.	Perspectivas futuras.....	90
6.	Instrumentação em obras de engenharia subterrânea.....	93
7.	Componente Prática – Túnel de Seixo Alvo	103
7.1.	Enquadramento geral da obra	103
7.2.	Principais características do Túnel	104
7.2.1.	Principais condicionantes de execução	105
7.2.2.	Secções tipo	106
7.2.3.	Emboquilhamentos.....	108
7.3.	Aspectos geológico-geotécnicos	109
7.3.1.	Enquadramento geológico (ambiente geológico geral)	109
7.3.2.	Plano de prospecção geotécnica, zonamento geotécnico	111
7.3.3.	Zonamento geotécnico	112
7.3.4.	Parâmetros geomecânicos adoptados para modelação numérica	114
7.4.	Método construtivo adoptado para o túnel	117
7.4.1.	Faseamento e suporte primário	118
7.4.2.	Revestimento definitivo.....	121
7.4.3.	Impermeabilização e drenagem	122
7.5.	Arranque da Escavação Mineira.....	124
7.6.	Parede ancorada	126
8.	Plano de monitorização e sua justificação.....	131
8.1.	Metodologia e justificação.....	131
8.2.	Deslocamentos do maciço previstos em Projecto (verticais e horizontais).....	132
8.3.	Monitorização durante a obra	133
8.3.1.	Parâmetros e equipamentos utilizados	133
8.3.2.	Secções de instrumentação adoptadas	136
8.3.3.	Frequência de leituras em obra	137
8.3.4.	Níveis de alerta e alarme.....	138
8.3.5.	Recolha e apresentação de resultados	139
8.3.5.1.	Controlo de assentamentos superficiais e deslocamentos profundos.....	139

8.3.5.1.1.	Marcas nivelamento	139
8.3.5.1.2.	Medições de deslocamentos profundos com extensómetros de barras multiponto	145
8.3.5.1.3.	Medições com inclinómetros, para o controlo do comportamento dos taludes laterais, frontais e hasteais no interior da galeria.....	153
8.3.5.1.4.	Medição da variação do nível de água com Piezómetros.....	162
8.3.5.1.5.	Inspecção visual de taludes	165
8.3.5.1.6.	Alvos topográficos.....	165
8.3.5.2.	Controlo de deslocamentos no interior das galerias.....	171
8.3.5.2.1.	Medição de convergências	171
8.3.5.2.2.	Inspecção de betão projectado no interior do túnel.....	177
8.4.	Monitorização da obra em serviço.....	179
9.	Componente Prática - Custos	183
10.	Conclusões.....	189
11.	Referências Bibliográficas:.....	193
	ANEXOS (ver CD-Rom)	201

ÍNDICE DE FIGURAS:

Figura 1: Geometria de escorregamento em maciço terroso.....	8
Figura 2: Classificação geral dos movimentos de encosta	9
Figura 3: Planos de rotura mais comuns em taludes	10
Figura 4: Acção do Impulso activo e passivo sobre uma estrutura de contenção.....	13
Figura 5: Vários modos de ruptura em estruturas de suporte: a - rotura do terreno de fundação em muro de gravidade; b - rotura por perda de estabilidade global; c - rotura rotacional de cortina; d - rotura vertical de cortina.....	14
Figura 6: a – Assentamentos diferenciais da Torre de Pisa; b – fluxo da água submetida a carregamento sobre terreno com pré-carga	15
Figura 7: Equipamento de campo para o levantamento dos maciços em estudos geotécnicos e geomecânicos.....	22
Figura 8: Inclínómetros; a - deformação de uma calha inclinométrica vertical;.....	28
Figura 9: Instalação de uma calha inclinométrica.....	29
Figura 10: Esquema da localização da calha inclinométrica através da suposta superfície de deslizamento	30
Figura 11: Foto do “data logger”, carretel e sonda inclinométrica.....	30
Figura 12: a - Deformação de uma calha inclinométrica horizontal; b – esquema de leitura de um inclinómetro horizontal.....	31
Figura 13: Configuração de um Inclínómetro fixo horizontal.	32
Figura 14: a - extensómetros simples e multiponto; b - micrómetro digital	34
Figura 15: Extensómetro magnético vertical	35
Figura 16: Extensómetro estrutural de corda vibrante.....	36
Figura 17: Extensómetro estrutural de corda vibrante aplicado numa barra de reforço.....	36
Figura 18: Sistema Increx	37
Figura 19: Extensómetro de assentamento	39
Figura 20: Aplicação de uma célula de assentamento	41
Figura 21: Esquema de uma bench mark.....	43
Figura 22: a - nível digital Leica DNA03; b - marca de nivelamento.....	44
Figura 23: Régua de nivelamento.....	45
Figura 24: a – marco topográfico; b – prismas e mini-primas.....	46
Figura 25: a - exemplo de uma estação total: Leica TPS1200+; b - alvo reflector	47
Figura 26: Esquema interpretativo de um sensor de viga	48
Figura 27: Sensores de viga posicionados para monitorizar um túnel	49
Figura 28: Clinómetros instalados em estruturas (Pinto, 2009).	50
Figura 29: Sistema de pêndulo invertido e pêndulo suspenso.	51
Figura 30: a - Varão tipo dywidag com alvo reflector autocolante; b - medição de convergências num túnel através de alvos; c - Medição de convergências num túnel através de fio ou fita	52
Figura 31: a - Extensómetro digital de fita (SisGeo 2008); b -convergenciómetro de fio do LNEC .	53
Figura 32: Observação de convergências no suporte de um túnel por electrónveis.....	54
Figura 33: Fissurómetro "Tell –Tale" tipo standard	55
Figura 34: Tipos de fissurómetros "Tell-Tale"	55
Figura 35: Fissurometro de corda vibrante.....	56
Figura 36: Fissurómetro tridimensional	57

Figura 37: a - Célula de carga instalada em ancoragem de varão; b -células de carga hidráulicas .	58
Figura 38: Células de pressão.....	59
Figura 39: Estação de pressão.....	60
Figura 40: Infiltrómetro de duplo anel.....	61
Figura 41: Infiltrómetro de Guelph.....	62
Figura 42: Pluviómetro tipo Ville de Paris.....	62
Figura 43: Instalação dos piezómetros de casa grande.....	64
Figura 44: Indicador do nível d`água INA.....	65
Figura 45: Piezómetros de corda vibrante.....	66
Figura 46: Instalação dos piezómetros pneumáticos (adaptado de Slope Indicator 2010).....	68
Figura 47: Exemplo de um sismógrafo de 7 canais “Vibracord VX” para controlo de vibrações.....	70
Figura 48: Exemplo de um registo de vibrações efectuado com o vibracord com 3 canais activos	71
Figura 49: Perfil esquemático das principais variáveis que influenciam as vibrações.....	71
Figura 50: Exemplo e uma planta de instrumentação.....	81
Figura 51: Aplicação em barragens de betão, barragens de terra e barragens de betão compactado com cilindro.....	82
Figura 52: Aplicação em túneis profundos, escavações a céu aberto e túneis superficiais.....	83
Figura 53: Análise de risco.....	85
Figura 54: a - sistemas de aquisição de dados automático; b - software de aquisição e tratamento de dados.....	87
Figura 55: Deformações várias em túneis.....	93
Figura 56: Diagrama simplificado que representa o movimento da rocha solta em direcção ao interior do túnel e transferência de carga para a rocha circundante.....	94
Figura 57: Secção instrumentação tipo em túneis.....	97
Figura 58: Evolução da zona de movimento do terreno com a profundidade da escavação.....	98
Figura 59: Processo de Observação sistemático em escavações subterrâneas.....	99
Figura 60: Secção tipo I: dimensões da galeria: altura dos hasteais: 3,25m; largura 16m; altura ao eixo 11,1m.....	106
Figura 61: Secção tipo II: dimensões da galeria: altura dos hasteais: 3,25m; largura 16m; altura ao eixo 9,8m.....	107
Figura 62: Extracto das cartas geológicas de Portugal 1/50 000, folhas 13-A Espinho e 13-B Castelo de Paiva.....	109
Figura 63: Secção 1: Modelo de cálculo para suporte tipo ZG1.....	116
Figura 64: Secção 4: Modelo de cálculo para suporte tipo ZG3.....	116
Figura 65: Comparação do método NATM com a técnica de revestimento rígido.....	117
Figura 66: Secções de escavação.....	119
Figura 67: a – vale de cista de talude; b – caixa de mudança de direcção.....	123
Figura 68: Sequência de trabalhos nas galerias, a - execução do chapéu de micro estacas, b – colocação da estrutura do pré-túnel, c – colocação da costela provisória da primeira fase, d – desmonte com martelo hidráulico, e – escavação das galerias com 1ª e 2ª fase visivelmente identificáveis, f – avançam dos trabalhos de escavação com sistema de ventilação insuflante já instalada.....	125
Figura 69: Figura ilustrativa do enquadramento da casa existente e parede ancorada face ao túnel.....	126
Figura 70: Foto da parede ancorada e evolução da obra (lado Poente) a 23/07/10.....	126

Figura 71: Esquema da secção transversal tipo de instrumentação e os diversos equipamentos aplicados e utilizados para obter as leituras	134
Figura 72 e 73: Execução de um furo para colocação de extensómetro.	135
Figura 74: a- Nível de bolha do nível alta precisão; b- nível de bolha da régua de nivelamento; c- colocação da régua de nivelamento sobre a marca associada a um extensómetro.	140
Figura 75: Localização da secção de instrumentação escolhida NN2	141
Figura 76: Localização da secção de instrumentação escolhida PN2.....	142
Figura 77: Localização da secção de instrumentação escolhida PS2	143
Figura 78: Leitura das selagens profundas com micrómetro digital e pormenor de marca de nivelamento associada para leitura na cabeça.	145
Figura 79: Localização dos extensómetros E1, E2, E3 frente Nascente	146
Figura 80: Localização dos extensómetros E1, E2, E3 frente poente(.....	148
Figura 81: Deslocamentos verticais previstos em projecto na Secção 4 após a abertura da meia secção superior e aplicação do suporte primário: E1– Extensómetro 1; E2- Extensómetro; E3- Extensómetro 3	152
Figura 82: Esquema de orientação da calha inclinométrica	154
Figura 83: Leitura de um inclinómetro; a – introdução do torpedo; b - <i>data logger</i>	154
Figura 84: Esquema da sonda inclinométrica inserida na calha instalada para monitorizar deformações do terreno (adaptado de Machan e Bennett 2008).....	155
Figura 85: Exemplo de um gráfico de posição absoluta.....	156
Figura 86: Exemplo de um gráfico de deformação acumuladas.....	156
Figura 87: Exemplo de um gráfico de desvios incrementais.....	157
Figura 88: Mudança típica de direcção e erros de rotação.....	157
Figura 89: Orientação adoptada para o inclinómetro I6N	158
Figura 90: Orientação adoptada para o inclinómetro I4P.....	159
Figura 91: Deslocamentos horizontais previstos em projecto na Secção 4 após a abertura da meia secção superior e aplicação do suporte primário: I6N- inclinómetro 6 frente nascente	161
Figura 92: a – Piezómetro colocado em local inacessível; b – tubos de pvc envolvidos em membrana de geotextil; c – Piezómetro totalmente instalado; d – tubo crepinado utilizado.....	162
Figura 93: Posicionamento do piezómetro ST11	163
Figura 94: Posicionamento do piezómetro ST5	164
Figura 95: a – Marco topográfico (ponto fixo); b – alvos colocados numa edificação (fanfarra recreativa) próxima da obra.....	165
Figura 96: Foto da estação total utilizada da na leitura dos alvos e convergências.	166
Figura 97: Localização do alvos A4, A5, A6, Nascente	167
Figura 98: Localização do alvo A4, A5, A6 nascente	169
Figura 99: a - posicionamento dos alvos de convergência na 1ª fase; b - posicionamento dos alvos de convergência na 2ª Fase.....	172
Figura 100: a – Alvos para leitura de convergências no interior do túnel; b – suporte para fixação de primas ou mini-primas.	173
Figura 101: Disposição das células de carga na parede ancorada.	177
Figura 102: Parede ancorada e célula de carga utilizada.....	178

ÍNDICE DE QUADROS:

Quadro 1: Factores deflagradores dos movimentos de massa.....	11
Quadro 2: Principais estruturas de contenção e suas aplicações.....	12
Quadro 3: Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas.	17
Quadro 4: Itens que devem constar dos manuais fornecidos pelo fabricante.....	26
Quadro 5: resumo dos equipamentos e problemas geotécnicos a que se destinam.....	27
Quadro 6: Vantagens e desvantagens dos inclinómetros horizontais.....	31
Quadro 7: Vantagens e desvantagens dos inclinómetros fixos.	32
Quadro 8: Comparação entre inclinómetros tradicionais e inclinómetros fixos.....	33
Quadro 9: Comparação entre sistemas de controlo de assentamento multiponto.....	40
Quadro 10: Aplicações das células de assentamento.....	41
Quadro 11: Comparação entre sistemas de controlo de assentamento simples.....	42
Quadro 12: Comparação entre piezómetros.	69
Quadro 13: Valores limites de velocidade de vibração de pico [mm/s].	72
Quadro 14: Exemplo de níveis de alerta adoptados para a generalidade das obras de engenharia.....	86
Quadro 15: Responsabilidade na segurança em obra.....	86
Quadro 16: Equipamentos e dispositivos de observação de obras subterrâneas em meio urbano.....	96
Quadro 17: Resumo das características do túnel.	104
Quadro 18: Localização dos nichos.....	104
Quadro 19: Resumo da campanha de realizada.	111
Quadro 20: Zonamento geotécnico.	112
Quadro 21: Estimativa das percentagens atravessadas.....	114
Quadro 22: Parâmetros geomecânicos adoptados.....	115
Quadro 23: Secções de cálculo analisadas.....	115
Quadro 24: Condições de desmonte propostas.....	118
Quadro 25: Áreas nominais das secções de escavação (m ²).....	119
Quadro 26: resumo das características do suporte primário utilizado.....	120
Quadro 27: Avanço e Pks as frentes de escavação até no dia 31/07/2010.....	124
Quadro 28: Resumo dos deslocamentos verticais máximos considerados em projecto.....	132
Quadro 29: Resumo dos equipamentos adoptados.	133
Quadro 30: Precisão dos equipamentos utilizados.....	135
Quadro 31: Secções de instrumentação adoptadas.....	136
Quadro 32: Plano de frequência de medição.	137
Quadro 33: Critérios de alerta e alarme para a escavação do túnel (Deslocamentos verticais acumulados ao nível da abóbada).....	138
Quadro 34: Comparação entre deslocamentos verticais previstos em projecto e registados em obra.	152
Quadro 35: Distribuição das secções de convergência adoptadas.....	172
Quadro 36: Custos do plano de instrumentação.	183
Quadro 37: Resumo dos custos.....	184

ÍNDICE DE GRÁFICOS:

Gráfico 1: Assentamento em função do tempo	14
Gráfico 2: Evolução diária das marcas de superfície da secção NN2, Pk 0+574.	141
Gráfico 3: Distância à frente da secção NN2.....	141
Gráfico 4: Evolução diária das marcas de superfície da secção PN2, Pk 0+834	142
Gráfico 5: Distância à frente da secção PN2	143
Gráfico 6: Evolução diária das marcas de superfície da secção PS2, Pk 0+825	144
Gráfico 7: Distância à frente da secção PS2	144
Gráfico 8: Evolução diária do extensómetro E1 da Secção NN2.....	146
Gráfico 9: Distância da linha NN2 relativamente à frente de escavação.....	147
Gráfico 10: Evolução diária do extensómetro E2 secção NN2.	147
Gráfico 11: Evolução diária do extensómetro E3 da secção NN2	148
Gráfico 12: Evolução Diária do extensómetro E1 da Secção PN2.....	149
Gráfico 13: Distância da linha PN2 relativamente à frente de escavação.	149
Gráfico 14: Evolução diária do extensómetro E2 da secção PN2.....	150
Gráfico 15: Evolução diária do extensómetro E3 da secção PN2.....	151
Gráfico 16: Desvios Incrementais nas direcções A e B do inclinómetro I6N.....	158
Gráfico 17: Desvios acumulados nas direcções A e B no inclinómetro I6N	159
Gráfico 18: Desvios incrementais nas direcções A e B no inclinómetro I4P	160
Gráfico 19: Desvios acumulados nas direcções A e B no inclinómetro I4P.....	160
Gráfico 20: Variação do nível freático do piezómetro ST11	163
Gráfico 21: Variação do nível freático do piezómetro ST5	164
Gráfico 22: Evolução do deslocamento do Alvo-A4; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z).....	167
Gráfico 23: Evolução do deslocamento do Alvo-A5; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z).....	168
Gráfico 24: Evolução do deslocamento do Alvo-A6; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z).....	169
Gráfico 25: Evolução do deslocamento do Alvo-A4; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z).....	170
Gráfico 26: Evolução do deslocamento do Alvo-A6 ; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z).....	170
Gráfico 27: Evolução do deslocamento do Alvo-A7; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z).....	171
Gráfico 28: Evolução do deslocamento das convergências ao Pk 0+560	173
Gráfico 29: Evolução do nivelamento das convergências ao Pk 0+560	174
Gráfico 30: Evolução do distância à frente relativamente às convergências ao Pk 0+560.....	174
Gráfico 31: Evolução do deslocamento das convergências ao Pk 0+570.	175
Gráfico 32: Evolução do nivelamento das convergências ao Pk 0+570	175
Gráfico 33: Evolução do distância à frente relativamente às convergências ao Pk 0+570.....	175
Gráfico 34: Evolução do deslocamento das convergências ao Pk 0+847.	176
Gráfico 35: Evolução do nivelamento das convergências ao Pk 0+847	176
Gráfico 36: Evolução do distância à frente relativamente às convergências ao Pk 0+847.....	177
Gráfico 37: Evolução de tensão das células de carga da parede ancorada.	178

Gráfico 38: Distribuição de custos da instrumentação.....	184
Gráfico 39 e 40: Custo do túnel de Seixo Alvo na A32, e distribuição no túnel de Seixo Alvo.	185

ÍNDICE DE ABREVIATURAS:

GSI – Geological Strength Index

ISRM – International Society for Rock Mechanics

NATM – New Austrian Tunneling Method

RMR – Rock mass Rating

RQD – Rock Quality Designation

1. Introdução Geral

1.1. Enquadramento do tema

A instrumentação geotécnica é uma ferramenta da Engenharia, como ciência em constante evolução na procura da criação, aperfeiçoamento e implementação. Os projectos que da Engenharia advêm são cada vez mais arrojados e exigentes. A monitorização geotécnica como instrumento para ajudar nas medições das deformações no terreno nasce entre 1930 e 1940, com o uso de simples equipamentos mecânicos e hidráulicos, e a sua história primitiva foi feita de sucessos e fracassos. Mais recentemente a evolução tecnológica permitiu à instrumentação geotécnica assumir, em definitivo, um papel e fundamental.

A instrumentação geotécnica pode ser vista segundo dois prismas fundamentais, o ponto de vista da investigação, através da determinação de parâmetros intrínsecos e “in situ” dos maciços terrosos e rochosos não solicitados por intervenção humana (ex: permeabilidade, resistência à compressão) e um outro ponto de vista, que será o abordado ao longo da presente documento, em que a instrumentação geotécnica é usada para monitorizar o comportamento do maciço rochoso e/ou terroso durante a fase de construção ou de operação de uma determinada obra.

Dado que as condições oferecidas pela natureza não se regem por um padrão, existe sempre um determinado grau de incerteza nas condições consideradas em projecto, pelo que a campanha de prospecção e instrumentação assume um papel preponderante. Ainda que exista uma incapacidade desta em detectar todas as propriedades e condições possíveis do maciço, os dados recolhidos no local de implantação da obra permitem a interpretação e definição de condições próximas às reais, requerendo que no projecto se façam suposições e sejam seleccionados procedimentos de construção sem que haja total conhecimento das condições que poderão vir a encontrar-se.

No caso particular das obras subterrâneas, as soluções adoptadas pelo projectista têm de dar resposta a diversos requisitos, onde se destacam o assegurar da estabilidade da frente de escavação, a garantia de que os movimentos induzidos à superfície não originam danos em estruturas e edificações existentes, e a imposição da segurança da estrutura de suporte através da definição correcta de avanços e limites técnicos de execução.

A instrumentação no terreno procura esclarecer as incertezas referidas e ajudar na selecção do equipamento mais apropriado para a realização da obra num determinado terreno e na definição dos procedimentos de construção a adoptar, constituindo um sistema de aviso que permite alertar para a eventual insegurança estrutural e minimizar os riscos associados à execução e à utilização da obra.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 1

O projecto não poderá ser rígido, uma vez que há sempre um nível de informação geotécnica não atingido. Caberá ao projectista ir realizando os reajustamentos do projecto face às reais condições geológico-geotécnicas e às contrariedades enfrentadas, numa estreita relação com a equipa de instrumentação.

1.2. Objectivo

A presente dissertação, elaborada no âmbito do Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Instituto Superior de Engenharia do Porto, está dividida em duas partes distintas, uma primeira na qual se pretende descrever o estado de arte da instrumentação geotécnica, com uma maior incidência sobre as obras subterrâneas, e uma segunda parte exemplificativa, que se refere a um caso de obra subterrânea onde são apresentados e comentados alguns dados da instrumentação colocada em obra pelo empreiteiro, e no levantamento dos quais nos foi dada a oportunidade de participar. O plano de instrumentação proposto pelo projectista para este caso particular da execução de um túnel rodoviário é também comentado.

No decurso do trabalho são abordados alguns dos problemas a que a instrumentação geotécnica pretende dar resposta, elencados os equipamentos utilizados e as suas características, mencionadas as grandezas a observar e indicados os respectivos cuidados de instalação, aquisição e tratamento dos dados.

Tecem-se algumas considerações sobre o método das observações levadas a cabo, sobre os limites de atenção e de alerta definidos e sobre as inspecções visuais que integram as acções de monitorização.

A obra em curso foi devidamente enquadrada do ponto de vista geológico-geotécnico sendo apresentada uma descrição sucinta da campanha de prospecção. Os processos construtivos adoptados são brevemente referidos.

A evolução dos trabalhos, as dificuldades encontradas e resultados obtidos permitiram avaliar a adequação das técnicas de instrumentação utilizadas e analisar o comportamento geotécnico do maciço, bem como estabelecer comparações com as simulações que integram o projecto. Faz-se, ainda, uma análise dos custos parcelares da monitorização e do peso relativo da instrumentação e monitorização no valor global da obra.

Por último, são estabelecidas algumas considerações acerca da relevância dos resultados obtidos e das suas implicações a nível da modificação, em obra, das soluções inicialmente previstas em projecto. Soluções essas que poderão ter uma especial importância na abordagem a obras futuras de idêntica tipologia e realizadas em maciços similares.

**Observação e Instrumentação
Geotécnica em Obras de Engenharia**

2. Observação e instrumentação geotécnica em obras de engenharia

No presente capítulo pretende-se abranger as principais aplicações da instrumentação geotécnica em obras de engenharia, mencionando alguns conceitos básicos imprescindíveis à compreensão do tema.

Actualmente, muitos atrasos e falhas durante a construção estão relacionados com incertezas sobre o comportamento dos maciços terrosos e rochosos e com o consequente conhecimento limitado do subsolo e da sua interacção com a construção. Neste contexto é necessário estabelecer pontos de referência e observar os seus eventuais movimentos, com o objectivo de controlar a qualidade, de certificar a segurança e de implementar um método observacional proactivo, dado que este método fornece claras vantagens custo-benefício.

A instalação, o tipo de instrumentação e a interpretação dos resultados do plano de observação terão um papel decisivo no sucesso do projecto. Só através da adopção de um programa de instrumentação detalhado, recorrendo à informação e à correlação dos dados dos diversos instrumentos, se torna possível aferir se os métodos construtivos são eficazes e se retiram relações úteis para futuras obras.

O campo de aplicação dos equipamentos de monitorização geotécnica é vasto, cobrindo uma série obras de engenharia e de fenómenos de geologia externa, sendo possível destacar os seguintes: aterros técnicos, aterros sanitários, escavações, obras rodoviárias, túneis, taludes de escavação, obras de contenção, barragens, fundações, movimentos de massa em encostas e arribas naturais e subsidências. A monitorização do edificado localizado nas proximidades dessas obras de engenharia ou das áreas onde ocorrem esses fenómenos naturais é também um campo importante no domínio das observações geotécnicas.

Em cada um dos casos surgem diferentes problemas geológico-geotécnicos que exigem a atenção e ou a intervenção e o recurso aos dispositivos de monitorização, escolhidos criteriosamente através de uma definição prévia das condições iniciais do terreno.

2.1. Movimentos de vertente

A estabilidade de taludes apresenta-se como uma das situações mais sérias à qual o responsável geológico-geotécnico tem de dar resposta. Os taludes estão sujeitos a escorregamentos, movimentos de massa que frequentemente têm consequências catastróficas quando não previstos. A instrumentação em vertentes nas quais a estabilidade é marginal é uma ajuda essencial no estudo do efeito de carregamentos extremos naturais, tais como terremotos, maremotos, explosões, altos gradientes de temperaturas e picos de pluviosidade, ou decorrentes da acção do homem, como a execução de obras.

A forma da superfície de ruptura varia em função da resistência dos materiais presentes na massa. Tanto em solos como em rochas a ruptura dá-se pela superfície de menor resistência. Os escorregamentos podem ser enquadrados em diferentes categorias: quedas ou desprendimento, deslizamento propriamente dito, espalhamento e fluxos de lama.

O material que compõe um talude tem a tendência natural de escorregar sob a influência da força da gravidade, entre outras causas, que são suportadas pela resistência ao cisalhamento do próprio material (T_f).

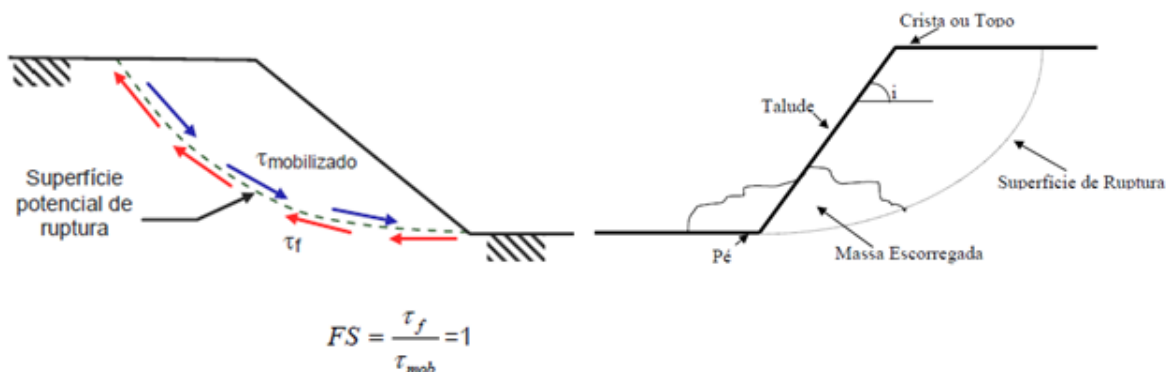


Figura 1: Geometria de escorregamento em maciço terroso (D. Gelrsovich, 2008).

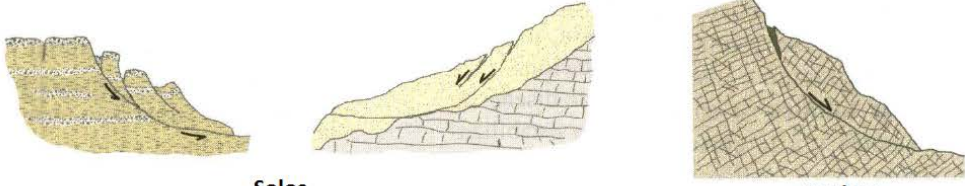
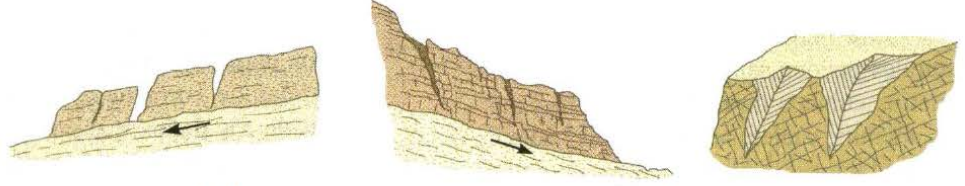
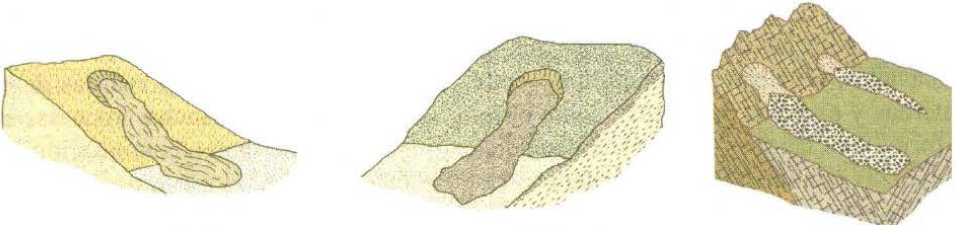
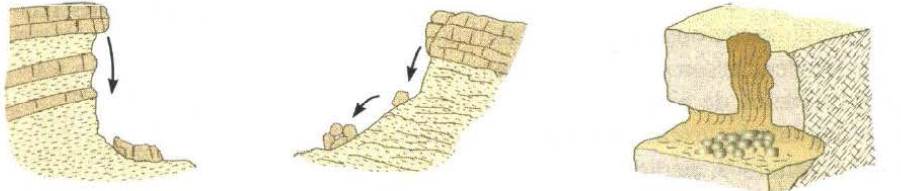
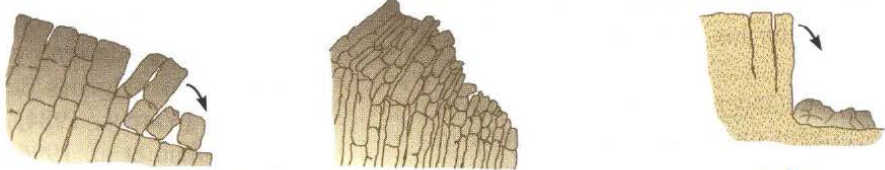
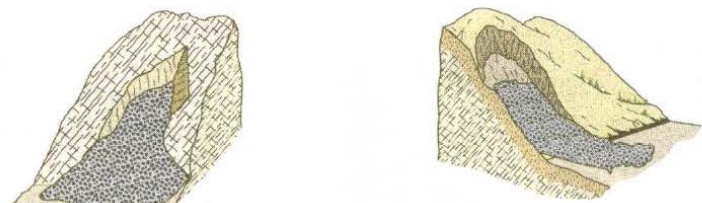
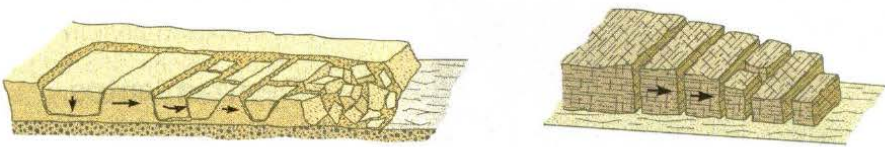
Tipos de movimentos de encosta	
Deslizamentos rotacionais	 <p>Diagramas de deslizamentos rotacionais em solos e rochas. O primeiro diagrama mostra um deslizamento rotacional em solos com uma superfície de ruptura curva. O segundo diagrama mostra um deslizamento rotacional em rochas com uma superfície de ruptura curva. O terceiro diagrama mostra um deslizamento rotacional em rochas com uma superfície de ruptura curva.</p>
Deslizamentos translacionais	 <p>Diagramas de deslizamentos translacionais em solos e rochas. O primeiro diagrama mostra um deslizamento translacional em solos com uma superfície de ruptura plana. O segundo diagrama mostra um deslizamento translacional em rochas com uma superfície de ruptura plana. O terceiro diagrama mostra um deslizamento translacional em rochas com uma superfície de ruptura plana.</p>
Fluxos	 <p>Diagramas de fluxos em solos, detritos e blocos rochosos. O primeiro diagrama mostra um fluxo em solos com uma superfície de ruptura curva. O segundo diagrama mostra um fluxo em detritos com uma superfície de ruptura curva. O terceiro diagrama mostra um fluxo em blocos rochosos com uma superfície de ruptura curva.</p>
Desprendimentos	 <p>Diagramas de desprendimentos em rochas e solos. O primeiro diagrama mostra um desprendimento em rochas com uma superfície de ruptura plana. O segundo diagrama mostra um desprendimento em rochas com uma superfície de ruptura plana. O terceiro diagrama mostra um desprendimento em rochas com uma superfície de ruptura plana. O quarto diagrama mostra um desprendimento em solos com uma superfície de ruptura plana.</p>
Tombamentos	 <p>Diagramas de tombamentos em rochas e solos. O primeiro diagrama mostra um tombamento em rochas com uma superfície de ruptura plana. O segundo diagrama mostra um tombamento em rochas com uma superfície de ruptura plana. O terceiro diagrama mostra um tombamento em solos com uma superfície de ruptura plana.</p>
Avalanches	 <p>Diagramas de avalanches em rochas e detritos. O primeiro diagrama mostra uma avalanche em rochas com uma superfície de ruptura plana. O segundo diagrama mostra uma avalanche em detritos com uma superfície de ruptura plana.</p>
Desprendimentos laterais	 <p>Diagramas de desprendimentos laterais em solos e blocos rochosos. O primeiro diagrama mostra um desprendimento lateral em solos com uma superfície de ruptura plana. O segundo diagrama mostra um desprendimento lateral em blocos rochosos com uma superfície de ruptura plana.</p>

Figura 2: Classificação geral dos movimentos de encosta (adaptado de González de Vallejo *et al.*, 2002).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

Nos maciços naturais poderá existir mais do que um potencial plano de deslizamento. Depois de considerar vários cenários, tais como os ilustrados na figura 3, deverá ser determinada a superfície de rotura mais provável.

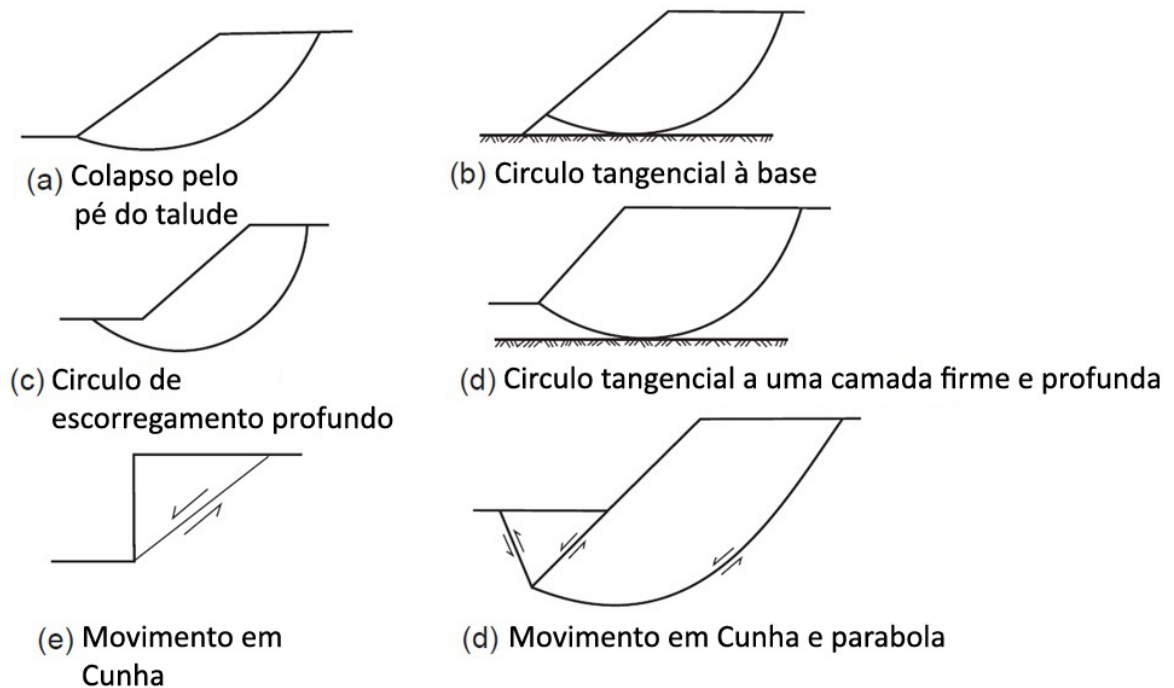


Figura 3: Planos de rotura mais comuns em taludes (adaptado de Slope Indicator 2010).

Algumas das causas do aumento da tensão t_f (actuante) ou da diminuição da tensão mobilizada t_{mob} (resistente) podem ser, segundo Dyminski (Dyminski, 2007):

- **Causas externas:** resultam no aumento das tensões de cisalhamento, que crescem ao longo da superfície de ruptura até o momento de sua ocorrência e podem ser consequência de:

- i. Mudança da geometria do talude (inclinação e/ou altura), devido a cortes ou aterros, no talude ou em terrenos adjacentes;
- ii. Aumento da carga actuante (por sobrecargas na superfície, por exemplo);
- iii. Actividades sísmicas.

- **Causas internas:** resultam na diminuição da resistência do material, podendo ser função de:

- i. Variação do nível de água (N.F.), que pode gerar:
 - a) aumento do peso específico do material;
 - b) aumento da pressão neutra, diminuição da pressão efectiva;
 - c) saturação em areias, que faz desaparecer a coesão;
 - d) rebaixamento rápido do nível freático, forças de percolação.
- ii. Diminuição da resistência do solo (ou rocha), ou do maciço como um todo, com o tempo (devido a lixiviação ou a alteração ao longo das discontinuidades, por exemplo).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

Os factores que podem originar os referidos movimentos de massa encontram-se sintetizados no Quadro 1, seguinte:

Quadro 1: Factores deflagradores dos movimentos de massa (adaptado Gerscovich 2008).

Acção	Factores	Fenómenos geológicos/antrópicos
Aumento da sollicitação	Remoção de massa (lateral ou base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, neve, granizo, etc. Acumulação natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terramotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas etc.)	Características geomecânicas do material. Tensões.
	Mudanças ou factores variáveis	Intempéries: redução da coesão, ângulo de atrito. Variação da tensão neutra.

Além das referidas acções podem ser consideradas outras, de origem antrópica (não naturais), tais como: desflorestação, construção de habitações e vias de comunicação e saturação de água dos solos devido à rega excessiva na agricultura, que, na ausência de atenção dada às condições ambientais naturais, podem provocar escorregamentos sucessivos.

A instrumentação pode ser utilizada quer para a localização dos planos de rotura contidos no maciço rochoso ou terroso e medição da grandeza da movimentação associada, quer para a confirmação de que a obra de construção ou escavação não está a causar movimentos excessivos do terreno. A interpretação dos resultados das observações instrumentais permitem, também, avaliar o risco geotécnico e possibilitam a emissão de alertas antecipados no intuito de evitar danos pessoais ou materiais.

2.2. Obras de reforço e contenção de terrenos

O estado de tensão nos maciços terrosos tem influência sobre estruturas de reforço e contenção de terrenos e, em determinados casos, a sua monitorização é necessária para uma melhor compressão do problema. O facto de esses maciços serem sistemas polifásicos torna a análise do estado de tensão mais complexa do que nos meios contínuos.

Considerando um determinado solo, com fase líquida constituída pela água livre ou gravítica, isto é, aquela porção de água intersticial que não é influenciada pelas forças eléctricas sediadas na superfície das partículas, iremos obter uma determinada tensão total (Fernandes, 2006). Esta tensão decompõe-se em tensão efectiva, ou tensão no “esqueleto” sólido, e tensão neutra ou pressão intersticial, ou seja tensão no líquido intersticial.

Quando a tensão neutra aumenta, a pressão efectiva é reduzida e inversamente. A tensão efectiva controla aspectos essenciais no comportamento do solo como a compressibilidade e a resistência. A monitorização do nível freático é utilizada para avaliar a tensão efectiva inicial e as alterações causadas nas tensões efectivas ou simplesmente as alterações no nível freático devido a flutuações sazonais provocadas pelo degelo, grandes chuvadas ou irrigação (Jackson, R. *et al.* 2008).

Os comportamentos anteriormente referidos têm especial importância no dimensionamento e monitorização de estruturas de reforço e contenção de terrenos, uma vez que as estruturas de contenção são desenhadas para suportar os maciços terrosos que não são suportados por si só. As obras de engenharia envolvem quase sempre a sua construção:

Quadro 2: Principais estruturas de contenção e suas aplicações (Falcão, 2008).

Obras de engenharia que mais as utilizam as estruturas de contenção	Principais tipos de estruturas de contenção
<ul style="list-style-type: none">• Escavação para caves e estacionamento em edifícios urbanos;• Cortes ou aterros para criação de plataformas;• Estabilização de taludes;• Infra-estruturas (por exemplo saneamento e outras utilidades);• Alteração da topografia inicial.	<ul style="list-style-type: none">• Muros de gravidade;• Muros de betão armado em consola;• Muros de betão armado com contrafortes;• Muros tipo Berlim;• Paredes moldadas;• Cortinas de estacas tangentes ou secantes;• Muros de gabiões;• Muros de terra armada;• Cortinas de "jet grouting";• Cortinas de estacas prancha.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

A pressão exercida pela massa de solo sobre a estrutura é chamada de “impulso activo”. O solo do outro lado do muro de suporte oferece uma força resistente denominada de “impulso passivo” sobre a estrutura.

O impulso activo numa estrutura de contenção aumenta com a tensão neutra e com a altura de solo suportada. O impulso passivo aumenta com a profundidade do terreno do outro lado da estrutura. Se o nível freático por detrás da estrutura for susceptível de rebaixamento, o impulso activo na estrutura vai ser reduzido e, como tal, a estrutura a construir não carece de ser tão robusta, sendo por isso normalmente mais barata. Se o nível da água não puder ser rebaixado porque o assentamento resultante pode danificar edifícios adjacentes, será construída uma estrutura mais pesada e mais cara.

Antes da construção da estrutura em fase de projecto, a tensão neutra é controlada, com recurso a instrumentação, para determinação o nível da água existente e a permeabilidade do solo. Com solos permeáveis, a água pode ser redireccionada para colector e bombeada. Noutros solos serão necessários sistemas de rebaixamento mais elaborados.

Durante a construção, a instrumentação pode ser utilizada para verificar se o nível freático e a tensão neutra estão a evoluir de acordo com o esperado.

Depois de construída a estrutura, durante a vida útil da obra, a tensão neutra é controlada para detectar qualquer infiltração que possa aumentar o impulso activo e reduzir o seu factor de segurança.

No caso de ser necessária a utilização de ancoragens, a monitorização do pré-esforço pode ser utilizada para verificar se as mesmas se estão a ter o comportamento previsto.

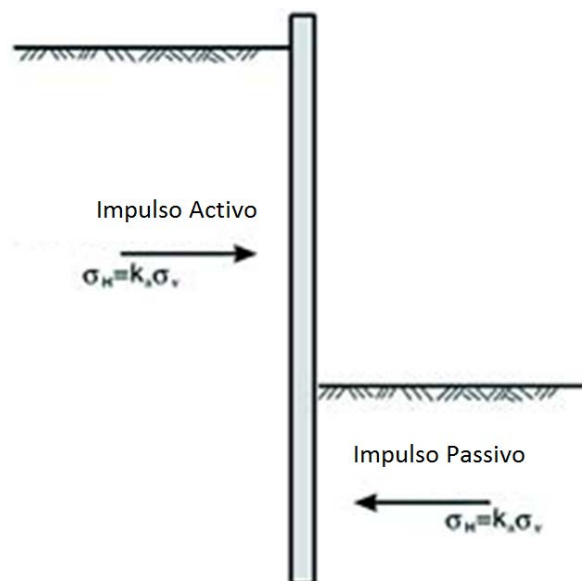


Figura 4: Acção do Impulso activo e passivo sobre uma estrutura de contenção (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

Estas medições são utilizadas para determinar se os impulsos activos ou passivos estão a evoluir, se as deformações podem comprometer as instalações atrás de muros ou se o muro está a comportar-se da forma mais adequada.

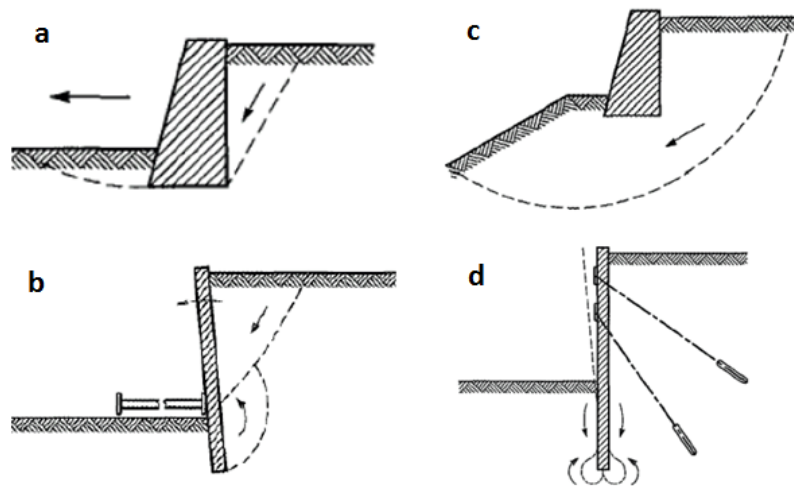


Figura 5: Vários modos de ruptura em estruturas de suporte: a - ruptura do terreno de fundação em muro de gravidade; b - ruptura por perda de estabilidade global; c - ruptura rotacional de cortina; d - ruptura vertical de cortina (adaptado do Eurocódigo 7).

2.3. Consolidação e assentamentos em aterros

O processo de saída gradual da água, acompanhada da transferência da tensão total para tensão efectiva e diminuição na tensão neutra, é chamado consolidação. Durante a consolidação ocorre modificação do volume com deformação vertical associada ou assentamento. O grau de assentamento depende principalmente da permeabilidade do solo de fundação, os solos coesivos possuindo uma permeabilidade inferior aos solos não coesivos, e por isso o assentamento nos solos coesivos ocorre de uma forma mais lenta.

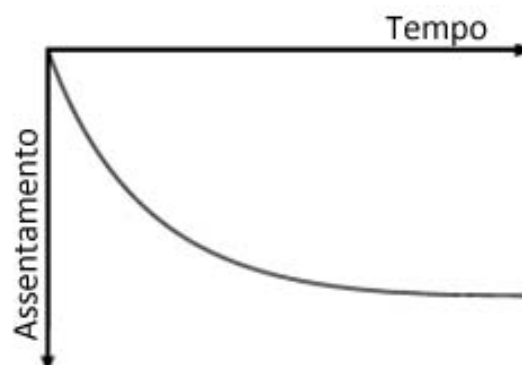


Gráfico 1: Assentamento em função do tempo (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

O conceito de consolidação é vital quando se pretende, por exemplo, utilizar material de aterro para subir o terreno para uma cota mais elevada ou para acelerar o processo de consolidação do terreno através de uma sobrecarga temporária. Entre os projectos que envolvem esta aplicação, destacam-se o ganho de terras ao mar ou a construção de barragens e aterros.

Estes projectos necessitam de instrumentação de modo a obter informação relativa às deformações dos aterros durante e após a sua construção (monitorização de assentamentos, deslocamentos laterais e tensões neutras).

Antes da construção se iniciar, o projectista determina a resistência ao corte do terreno de fundação e estabelece uma tensão segura. A instrumentação instalada permite monitorizar a pressão neutra a várias distâncias das fronteiras drenantes.

Durante a execução do aterro, despejar e compactar grandes volumes de terra aumenta a carga exercida no terreno de fundação. Esta sobrecarga é imediatamente transferida para a tensão neutra do terreno e esta tensão neutra inflacionada reduz a tensão efectiva no terreno e, assim, a sua resistência ao corte. A camada de aterro seguinte só deverá ser acrescentada depois das tensões neutras se terem dissipado, visto que isso poderia comprometer a estabilidade dos taludes do aterro ou a sua capacidade como terreno de fundação. No caso das deformações verticais do aterro, estas podem ser devidas, por exemplo, aos efeitos da compactação de camadas sobrejacentes, ou à expansibilidade ou colapso do terreno

Após a construção importa especialmente controlar a extensão e ritmo dos assentamentos, o que é feito através da monitorização.

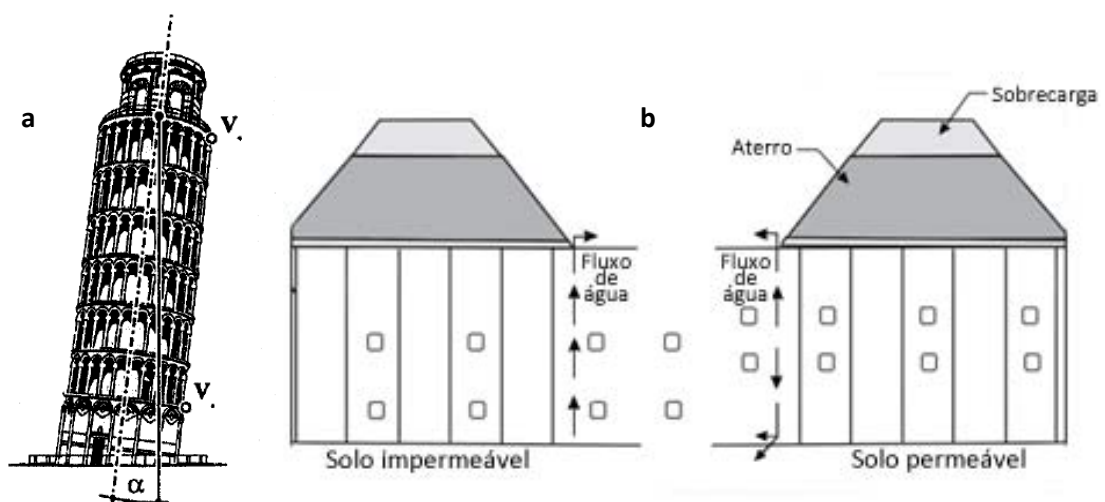


Figura 6: a – Assentamentos diferenciais da Torre de Pisa (Pinto, 2006); b – fluxo da água submetida a carregamento sobre terreno com pré-carga (adaptado de Slope Indicator, 2010).

2.4. Escavações a céu aberto e subterrâneas

A escavação de túneis pode desenvolver-se de duas formas distintas: escavação subterrânea e escavação a céu aberto. A preferência por qualquer das metodologias prende-se, sobretudo, com questões económicas relacionadas com o tipo de maciço, profundidade dos trabalhos e a existência ou não de estruturas superficiais. Neste trabalho pretende-se abordar a metodologia de execução de túneis subterrâneos, não sendo tratada a execução de túneis a céu aberto (*cut and cover*).

A escavação em maciços rochosos é uma actividade complexa e com enormes repercussões na eficiência da construção de túneis. Este processo depende maioritariamente de duas características principais do maciço: a capacidade de resistência da rocha e as características de fracturação existentes. Os parâmetros utilizados pelos diversos autores reflectem estas duas características do maciço, incorporando factores como a resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, resistência à tracção, número de Schmidt, velocidade das ondas sísmicas, dureza, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases, RQD (*Rock Quality Designation*), continuidade, orientação e preenchimento de diaclases, possança média dos estratos, tamanho de blocos, etc., que levaram ao estabelecimento de classificações específicas dos maciços rochosos: sistema RMR (*Rock Mass Rating*), classificação Q de Barton (Bastos, 1998).

Consoante se pretenda realizar uma obra subterrânea em terrenos brandos ou em maciços rochosos competentes, com desenvolvimento horizontal ou vertical, com grande ou pequena secção, longe ou perto de zonas urbanas, assim se utilizam métodos de escavação e equipamentos significativamente distintos.

Os métodos de escavação a utilizar, são função de:

- Escavabilidade das formações, sendo possível definir este conceito como a sua capacidade de resistência à acção proporcionada pelos equipamentos de escavação, tanto os mecânicos como os explosivos;
- Do faseamento construtivo e as velocidades de avanço, que estão ligados aos cálculos dos sistemas e tipos de suporte, existindo também reciprocidade no sentido inverso.

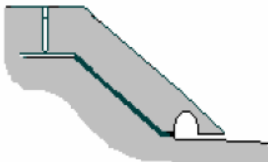
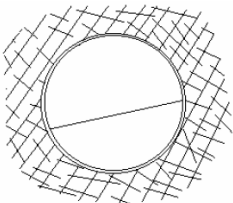
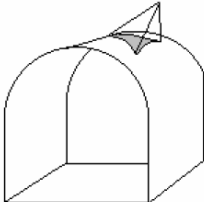
A instrumentação permite aferir, nestas obras, a adequação dos métodos de escavação escolhidos e do faseamento construtivo adoptado, permitindo introduzir no projecto as modificações que se mostrem necessárias em fase de obra, em função do expectável comportamento do maciço.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

Relativamente à selecção e adaptação do método de escavação, em fase de obra, deverão efectuar-se trabalhos com a seguinte composição:

- Prospeccção expedita e contínua da frente;
- Levantamento dos constrangimentos locais (subterrâneos e superficiais);
- Classificação e caracterização geotécnica dos terrenos atravessados pelo túnel e integração da informação recolhida na prospeccção da frente com o zonamento geotécnico anteriormente definido.

Quadro 3: Problemas, parâmetros, métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas (adaptado de Hoek, 1991).

Estruturas	 Túneis em pressão em projectos hidroeléctricos	 Túneis em rocha branda	 Túneis pouco profundos em rocha fracturada
Problemas típicos	<p>Escoamento excessivo a partir de túneis sem revestimento ou revestidos a betão. Rotura ou deformação do revestimento em aço devido a deformação da rocha ou pressões externas.</p>	<p>Rotura do maciço rochoso onde a resistência é excedida pelas tensões induzidas. Dão-se fenómenos de expansividade, retracção ou convergência excessiva se o suporte for inadequado.</p>	<p>Quedas por gravidade ou deslizamento de cunhas ou blocos definidos pela intersecção de fracturas Quedas do material da superfície suportado inadequadamente</p>
Parâmetros críticos	<p>Relação entre a máxima pressão hidráulica no túnel e a tensão principal mínima da rocha circundante Comprimento do revestimento em aço e a eficiência do grouting Nível de água no maciço rochoso</p>	<p>Resistência do maciço rochoso e das discontinuidades estruturais. Potencial de expansividade, em particular das rochas sedimentares. Método e sequência de escavação. Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte.</p>	<p>Orientação, inclinação e resistência ao cisalhamento das discontinuidades estruturais do maciço rochoso Forma e orientação da escavação Qualidade da perfuração e detonação durante a escavação Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte</p>
Métodos de análise	<p>Determinação do recobrimento mínimo ao longo do traçado do túnel a partir de topografia pormenorizada. Análise de tensões de secções transversais e longitudinais ao eixo do túnel. Comparação entre a tensão principal mínima e a pressão hidráulica máxima para determinar o comprimento de revestimento em aço.</p>	<p>Análise de tensões usando métodos numéricos de modo a determinar a extensão das zonas de rotura e o deslocamento do maciço rochoso. Análise da interacção rocha-suporte usando métodos numéricos para determinar a capacidade e sequência de instalação do suporte e para estimar deslocamentos no maciço rochoso.</p>	<p>Técnicas de projecção esférica ou métodos analíticos são usados para determinação e visualização das cunhas do maciço rochoso circundante ao túnel Análise de equilíbrio limite das cunhas críticas é usada para estudos paramétricos do modo de rotura, factor de segurança e necessidade de suporte.</p>

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 2

Apesar de ser economicamente inviável e tecnicamente problemática mudança frequente dos métodos de escavação no decorrer da obra, existem adaptações que podem ser seguidas dependendo das características do maciço e das condicionantes locais.

Estas variantes, consoante o processo em uso, traduzem-se na aplicação de equipamentos de diferente potência ou sistema de corte, ou na adaptação sucessiva do diagrama de fogo no caso de desmonte com explosivos.

Actividades de Observação Geotécnica

3. Actividades de observação geotécnica

3.1. Inspeções visuais

Esta abordagem, que consiste na realização de inspecções periódicas em obra, é uma boa técnica para identificar sinais evidentes de perigo ou de alteração no estado dos maciços rochosos e terrosos. As inspecções visuais desempenham um papel importante de controlo na prática da engenharia, dado que se apresentam como o primeiro método de observação ao dispor do responsável de obra (Pinto, 2006). Contudo, as inspecções visuais não são suficientemente precisas para detectar pequenos movimentos ou deformações graduais contínuas, o que pode ser de algum modo complementado por documentação fotográfica. Mas não existem meios exactos de quantificar os resultados deste tipo de monitorização, pelo que há um certo empirismo nestas actividades.

Nas inspecções visuais relativas a estruturas, interessa definir (Pinto, 2006):

- O tipo de inspecção, que pode ser de rotina, de especialidade ou de carácter excepcional, em função da fase da vida e da importância da obra ou de ocorrências excepcionais;
- A periodicidade;
- A qualificação técnica dos agentes e sua capacidade para transformarem os sintomas observados em diagnósticos;
- A realização obrigatória das inspecções após ocorrências excepcionais, designadamente escorregamentos importantes, grandes cheias ou sismos;
- Os principais aspectos das estruturas geotécnicas visando a detecção de deteriorações ou de sintomas de envelhecimento;
- O tratamento dos resultados de observação e sua transmissão.

3.2. Cartografia geotécnica

A cartografia geotécnica é utilizada em estudos geotécnicos e geomecânicos, sendo um ponto fulcral do acompanhamento das obras subterrâneas, essencialmente na caracterização de frentes de desmonte.

A caracterização de frentes em termos de litologia, grau de fracturação, presença de acidentes tectónicos, grau de alteração e caudais emergentes, contribui decisivamente para a optimização das actividades de escavação e suporte, influenciando, igualmente, os sistemas de monitorização a implantar (Cunha, *et al.*, 1980).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 3

Esta actividade destaca-se na identificação das mudanças significativas da litologia e compartimentação da frente de escavação, influenciando a classificação da frente em termos de zonamento geotécnico e na detecção de acidentes tectónicos passíveis de motivar uma intervenção excepcional dos métodos de escavação, suporte e monitorização.

Os técnicos destacados para estas tarefas deverão possuir formação e experiência e adaptar a metodologia de caracterização às reais condições encontradas em obra, adoptando critérios sistemáticos e padronizados, de forma a permitir uma correcta interpretação e comparação de resultados e ocorrências.

De maneira a completar os dados recolhidos através da cartografia geotécnica, são normalmente realizados ensaios expeditos na frente, nomeadamente ensaios esclerométricos e de compressão pontual, que se destinam a estabelecer correlações com parâmetros de comportamento mecânico.

Por tudo isto, a cartografia geotécnica constitui a base do sistema de análise das frentes das obras subterrâneas, que complementada pelos métodos de auscultação de precisão permite a percepção geral dos comportamentos das estruturas e do próprio maciço (Bastos, 2004).

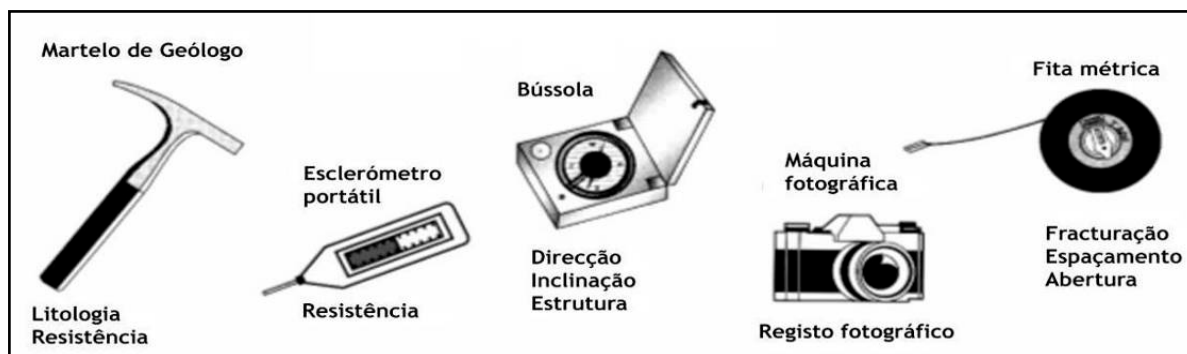


Figura 7: Equipamento de campo para o levantamento dos maciços em estudos geotécnicos e geomecânicos (adaptado de González de Vallejo *et al.*, 2002).

4. Equipamentos utilizados

4.1. Generalidades

Neste capítulo do trabalho são descritos os principais tipos de equipamentos utilizados actualmente em planos de monitorização de obras de Engenharia. É descrita a sua aplicação em obra, mencionado o seu princípio físico, indicado o seu método de instalação e descritas as suas vantagens e inconvenientes.

Na actualidade, os dispositivos de instrumentação englobam desde simples dispositivos de medição mecânica onde os dados são registados manualmente até sistemas electrónicos complexos onde os dados são registados através de um “datalogger” que permite aceder e descarregar os dados remotamente.

Os instrumentos utilizados em obras de engenharia podem ser subdivididos em três classes fundamentais, em função do fim a que se destinam:

- Medição das deformações verticais e horizontais do maciço nas imediações da escavação;
- Medição das cargas e das deformações do suporte;
- Medições dos níveis freáticos e das tensões neutras.

Dependendo do tipo de obra e da informação que se pretende obter, as características do aparelho devem ser determinadas criteriosamente relativamente aos seguintes parâmetros:

- Sensibilidade;
- Robustez;
- Alcance;
- Resolução e exactidão;
- Precisão e repetibilidade;
- Campo de leitura;
- Estabilidade;
- Tempo de resposta;
- Garantia de leituras.

Estas características técnicas determinam a sua performance, sendo o alcance, a resolução, a precisão e a repetibilidade as mais importantes.

O alcance é definido pelo intervalo entre o maior e o menor valor de leitura que o equipamento é capaz de registar.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

A resolução corresponde à menor alteração que pode ser captada pelo aparelho de leitura. Normalmente, a resolução diminui com o aumento do alcance. Por vezes o termo “exactidão” é erradamente substituído por resolução. Equipamentos que possuem uma resolução de aproximadamente 4mm, por exemplo, têm excelente capacidade de detectar movimentos do terreno, enquanto os sistemas que possuem uma resolução maior que 25mm têm apenas uma razoável capacidade de detectar movimentos.

A exactidão é o grau de aproximação das leituras ao valor absoluto. Pode ser expressa num valor “x” de determinada unidade, tal como 1mm, 1% de uma leitura ou 1% da escala total.

Finalmente, a precisão e a repetibilidade são características mais importantes do que a exactidão, uma vez que a fiabilidade do registo das variações dos parâmetros é mais importante que a determinação do seu valor absoluto. Sempre que uma leitura é repetida, o valor obtido pelo equipamento é ligeiramente diferente. A precisão representa o quão próximo várias leituras sucessivas estão de uma leitura média.

Os equipamentos são acompanhados de manuais de instruções fornecidos pelo próprio fabricante, são de leitura simples e contêm, geralmente, os seguintes itens:





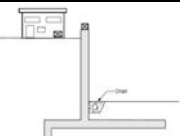

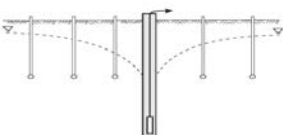
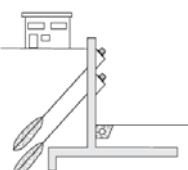
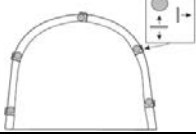
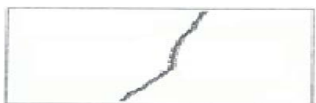
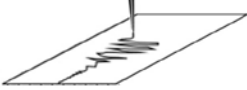

Quadro 4: Itens que devem constar dos manuais fornecidos pelo fabricante (adaptado Dunicliff, 1993).

Objectivo do equipamento	Teoria de Operação
Parâmetros medidos	Princípio de leitura básico, com ilustrações apropriadas, esquemas e diagramas do circuito de cada componente
Aplicação	Limitações do sistema
	Factores que afectam a incerteza das leituras
	Especificações técnicas
	Certificação de acordo com as normas da União Europeia

É de salientar que os equipamentos requerem análises regulares, de forma a verificar o correcto funcionamento do equipamento e aferir da necessidade de uma operação de calibração. As calibrações regulares e manutenção dos equipamentos de leitura devem ser planeadas de acordo com a vida útil do mesmo. Durante o processo de planeamento deverão ser desenvolvidos procedimentos e agendadas a manutenção regular dos componentes instalados que se encontram acessíveis (Dunicliff, 1993).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

Quadro 5: resumo dos equipamentos e problemas geotécnicos a que se destinam (adaptado de Slope Indicator, 2010).

<u>Problemas geotécnicos</u>		<u>Equipamento / Instrumento Utilizado</u>
Deslocamentos	<p>Deformações verticais (assentamentos e elevações)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Inclínómetros horizontais • Alvos de talude e de edifícios • Extensómetros • Marcas de nivelamento • Réguas de nivelamento • Células de assentamento hidráulicas • Células de assentamento de corda vibrante • Sondex • Extensómetro incremental (Increx) • Extensómetros de assentamento
	<p>Deformações horizontais</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Inclínómetros verticais • Extensómetros de âncora • Alvos de talude e de edifícios
	<p>Deformações várias</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Marcas de convergência
Tensões neutras		<ul style="list-style-type: none"> • Piezómetros de Casagrande • Piezómetros de corda vibrante • Piezómetros pneumáticos
Inclinação e Rotação		<ul style="list-style-type: none"> • Sensores de Viga • Clinómetros • Sistemas de pêndulo
Pluviosidade		<ul style="list-style-type: none"> • Pluviómetros
Nível freático		<ul style="list-style-type: none"> • Furo aberto de observação • Piezómetros de Corda Vibrante
Tensão		<ul style="list-style-type: none"> • Células de carga hidráulicas • Células de carga eléctricas • Células de carga de corda vibrante
Pressão		<ul style="list-style-type: none"> • Células de pressão total • Células de pressão de macaco hidráulico • Estações de pressão
Fissuras		<ul style="list-style-type: none"> • Fissurómetros Tell-Tale • Fissurómetros de corda vibrante • Fissurómetros tridimensionais
Vibrações		<ul style="list-style-type: none"> • Sismógrafos
Sons		<ul style="list-style-type: none"> • Sonómetros

4.2. Equipamentos utilizados para medição de deslocamentos

4.2.1. Inclínómetros verticais

Os inclinómetros verticais são instrumentos que permitem medir deslocamentos horizontais que afectam a forma do invólucro de uma calha inclinométrica incorporada no terreno ou estrutura. As sondas inclinométricas medem o deslocamento em dois planos perpendiculares; como tal, as direcções (vectores) e magnitudes (grandezas) podem ser calculadas. A extremidade inferior da calha inclinométrica tem de ser uma referência estável (*datum*) sendo por isso necessário que estejam instaladas para lá da zona que irá sofrer deslocamentos. O deslocamento relativo em função do tempo é determinado pela repetição de leituras às mesmas profundidades e comparando os resultados obtidos.

A calha inclinométrica é instalada verticalmente para a maioria das aplicações de modo a medir deslocamentos horizontais do terreno; no entanto, em casos raros, as calhas inclinométricas poderão ser instaladas em furos inclinados em locais onde o acesso é limitado e inibe a instalação ou utilização de furos verticais nas localizações desejadas, ou nos locais onde a estrutura a monitorizar se encontra inclinada. Contudo, a inclinação das calhas é normalmente limitada a 30 graus da vertical devido a potenciais erros de leitura (Machan, *et al.*, 2008).

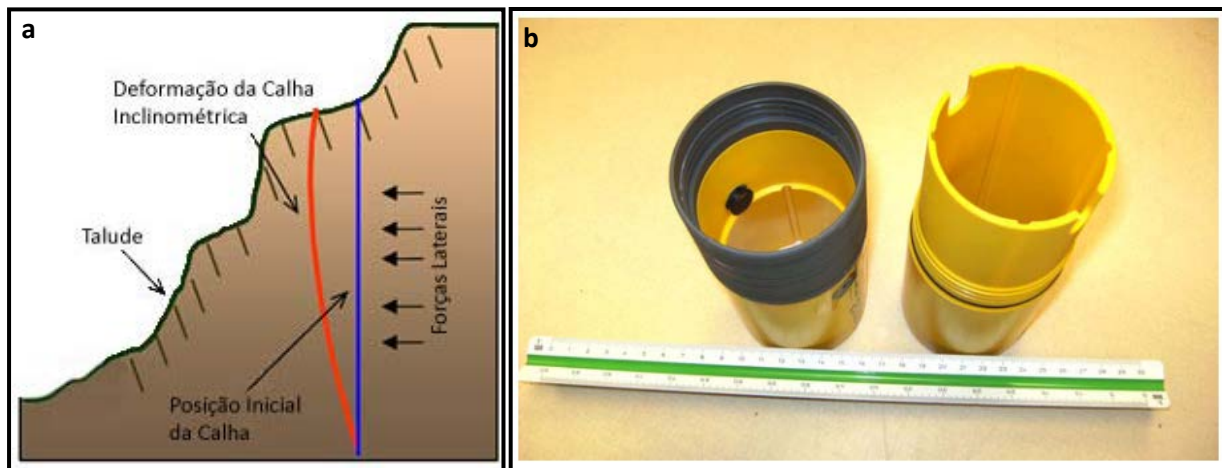


Figura 8: Inclínómetros; a - deformação de uma calha inclinométrica vertical (Urrutia, *et al.*, 2003); b - exemplo de calha inclinométrica direita (Machan, *et al.*, 2008).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

A instalação de um inclinómetro inicia-se pela execução de um furo até a profundidade estipulada em projecto, onde de seguida é introduzida a calha inclinométrica que é selada com calda de cimento. De forma a evitar que a pressão exercida na calha pela calda provoque a subida da mesma, durante o tempo de presa da calda é colocada água no furo com o intuito de aumentar o peso do conjunto. A água irá, também, arrefecer o torpedo medidor que, durante a sua descida, aquecerá por fricção.

De notar que existem, no mercado, vários diâmetros de calhas disponíveis, de 48, 58, 70 e 85mm, dependendo do fabricante.

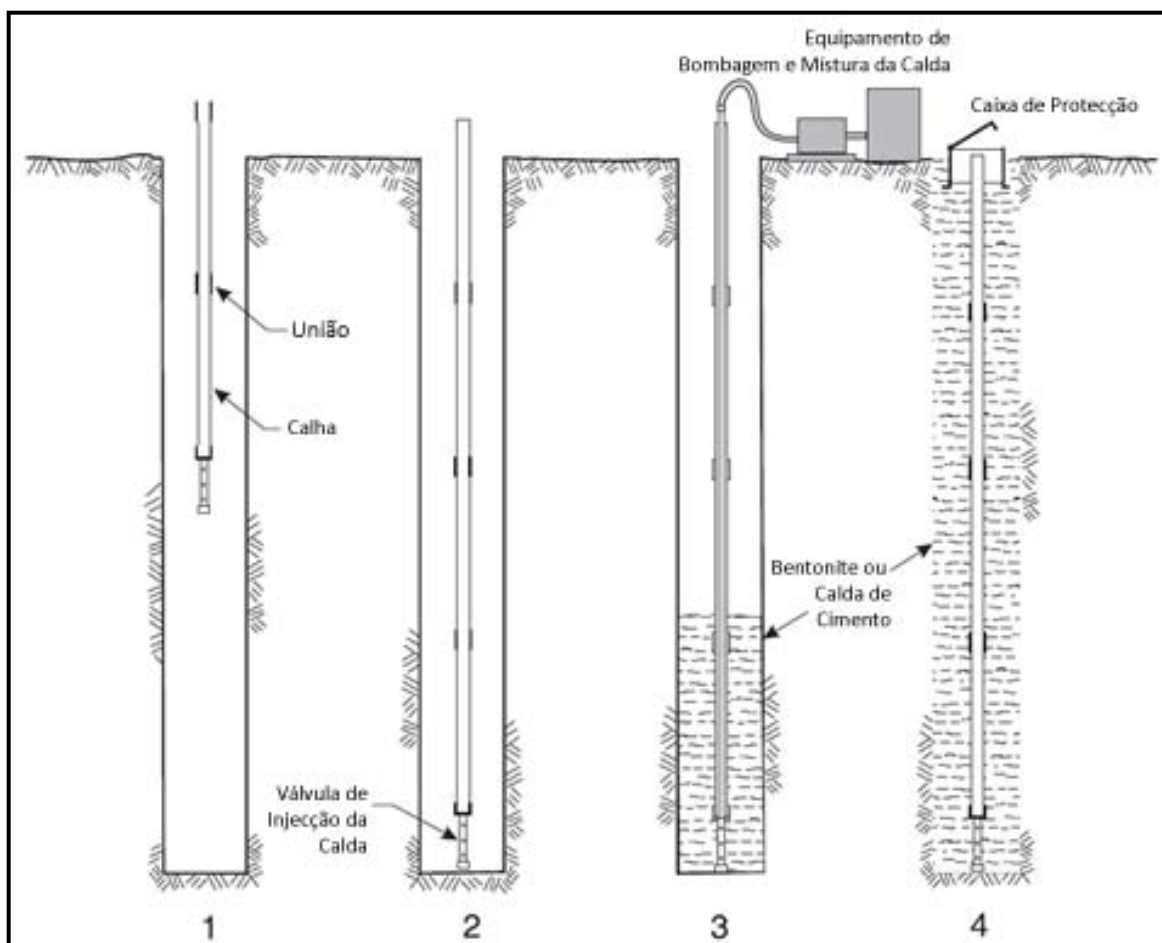


Figura 9: Instalação de uma calha inclinométrica (Slope Indicator, 2010).

A monitorização é feita através da introdução de um torpedo metálico que é descido até ao fundo da calha inclinométrica, onde se inicia a leitura, que progride no sentido ascendente. O torpedo possui roletes que facilitam a sua movimentação ao longo da calha e impedem a sua rotação durante o processo. No interior do torpedo estão posicionados um (uniaxial) ou dois (biaxial) servo-acelerómetros (MEMS-accelerometer) que captam e transmitem os dados através do cabo eléctrico onde são registados num gravador de dados (“data logger”).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

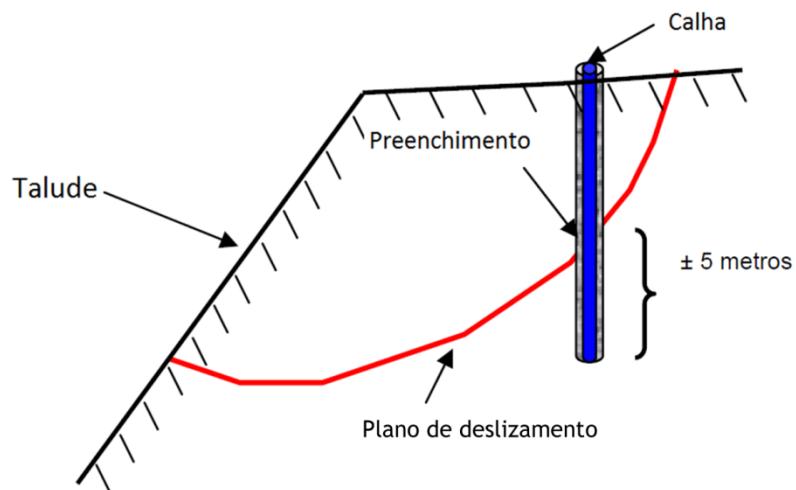


Figura 10: Esquema da localização da calha inclinométrica através da suposta superfície de deslizamento (Urrutia, *et al.*, 2003).

Os inclinómetros foram, inicialmente, desenvolvidos para monitorizar deslizamentos e estabilidade de taludes, e evoluíram para monitorização do impacto das escavações nas instalações vizinhas, das deformações de estruturas, e dos assentamentos em aterros e camadas de pavimento (Machan, *et al.*, 2008).



Figura 11: Foto do “data logger”, carretel e sonda inclinométrica.

4.2.2. Inclínômetros horizontais

Os inclinómetros horizontais são de utilização tão comum como os verticais, e são empregues para obter perfis de assentamento ou elevações, através de uma sonda especial. São normalmente utilizados para monitorizar assentamentos e elevações por baixo de tanques de armazenamento, de aterros, de barragens e de aterros sanitários.

Dado que a calha se encontra posicionada na horizontal é necessário instalar um cabo de apoio que irá permitir a movimentação da sonda ao longo da mesma.

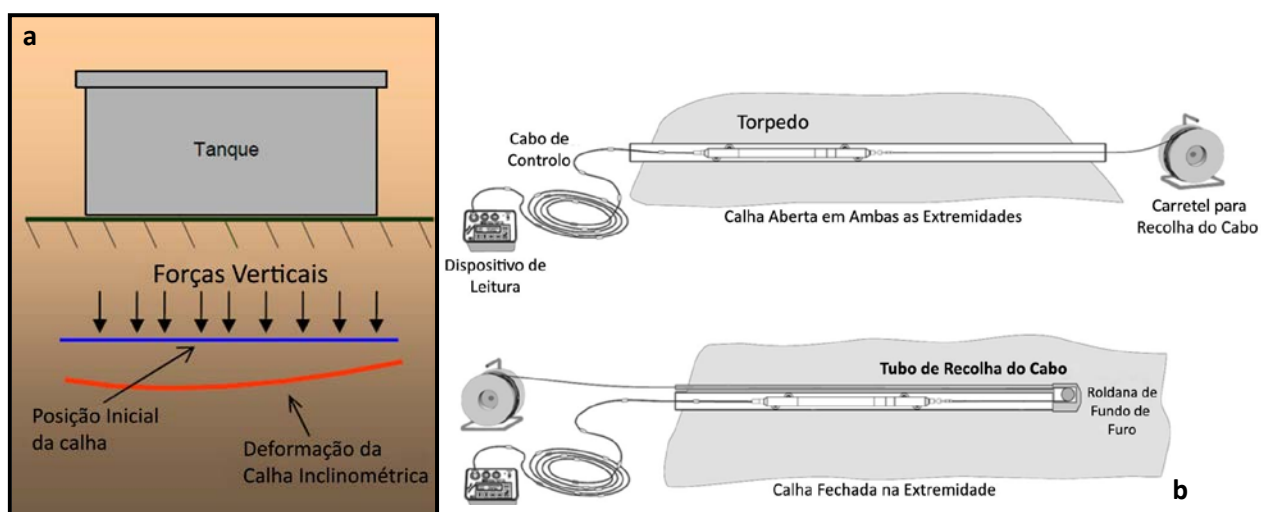


Figura 12: a - Deformação de uma calha inclinométrica horizontal (Urrutia, *et al.*, 2003); b – esquema de leitura de um inclinómetro horizontal (adaptado de Slope Indicator 2010).

Os inclinómetros horizontais apresentam as vantagens e desvantagens apresentadas no quadro seguinte:

Quadro 6: Vantagens e desvantagens dos inclinómetros horizontais (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Perfis de assentamento completos: os inclinómetros horizontais fornecem perfis completos dos assentamentos diferenciais. • Fácil manuseamento: os inclinómetros horizontais são muito mais fáceis de utilizar do que os outros aparelhos de determinação de perfis de assentamento. • Não há reservatórios de líquidos ou fontes de pressão para ajustar ou manter. • Fiabilidade comprovada: este tipo de equipamento possui uma reputação de alta precisão e durabilidade. 	<ul style="list-style-type: none"> • Equipamento dispendioso. • Lento, leituras que exigem intensivo trabalho manual. • Limite prático de 150 a 200 metros de tubo. • Vistoria óptica necessária para medições exactas. • A fricção é significativa em comprimentos maiores que 90m.

4.2.3. Inclínómetros fixos (in-place inclinometer)

Os sistemas de inclínómetros fixos para recolha de dados e monitorização remota existem para controlo de movimentos horizontais e verticais. Este sistema consiste numa sequência de sensores inclinométricos instalados em permanência no interior da calha. A sequência de sensores é posicionada de modo a abranger a zona onde o movimento é expectável. Os sensores estão geralmente espaçados metro a metro ou intervalos maiores.

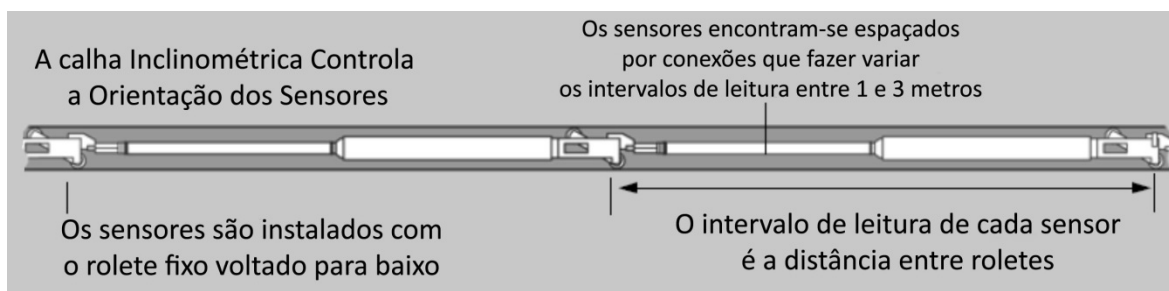


Figura 13: Configuração de um Inclínómetro fixo horizontal (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Na maioria das aplicações os sensores estão conectados a um sistema de recolha de dados que monitoriza continuamente os movimentos e despoleta o alarme quando detecta uma variação ou grau de variação que excede o valor previamente definido.

Quadro 7: Vantagens e desvantagens dos inclínómetros fixos (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none">• Podem fornecer informação em tempo real.• Ausência de interferências com as operações a decorrer.• Controle de deformações em áreas críticas.• Fácil automatização• Fácil instalação.	<ul style="list-style-type: none">• Uma cobertura completa com inclínómetros fixos é cara.

São essencialmente utilizados em monitorização de paredes de contenção, movimentos introduzidos pela construção túneis, deformações em aterros e acompanhamento de movimentos de vertente em barragens, auto-estradas e vias-férreas.

Uma melhor percepção das diferenças entre os inclínómetros tradicionais e os fixos pode ser obtida pela análise do quadro seguinte:

Quadro 8: Comparação entre inclinómetros tradicionais e inclinómetros fixos (adaptado de Slope Indicator, 2010)

	Inclinómetros usuais	Inclinómetros fixos
Perfil completo	Sim	Não
Tempo de leitura	45 min. por cada 30 metros	Segundos
Acesso remoto	Não	Sim
Armazenagem de dados	Não	Sim
Principais vantagens	Menos dispendioso para monitorizar muitos furos	Único modo de obter leituras quase em tempo real e leituras à distancia.
Principais limitações	Conjunto de leitura volumoso e pesado; as leituras consomem muito tempo	Grandes comprimentos de cabo horizontal deverão ser protegidos de picos de corrente.
Custos de instalação	Construção do furo e calha inclinométrica são os principais custos de instalação.	Construção do furo e calha inclinométrica, no entanto os sensores e o sistema de recolha de dados poderão atingir os mesmos custos da instalação.
Custos de utilização	A necessidade de um técnico para executar as leituras.	Baixo custo de utilização.

4.2.4. Extensómetros

4.2.4.1. Extensómetros de cana (Borehole Rod Extensometer)

Os extensómetros são instalados em furos de maneira a monitorizar deslocamentos a várias profundidades, utilizando varas de diferentes materiais e comprimentos. Para tal, um equipamento de comprimento pré-estabelecido é inserido dentro de um tubo de nylon para evitar a fricção do solo e a sua ponta. Os extensómetros podem diferir quanto à concepção, mas são iguais quanto ao conceito pois medem deslocamentos verticais internos, podendo as varas ser constituídas por fibra de vidro, aço inoxidável, ferro comum, ou âncora fixa à rocha ou solo.

A sua instalação consiste na execução de um furo até à cota de instalação prevista; de seguida o conjunto completo do extensómetro e varas é selado através de um tubo próprio, solidarizando as varas com o terreno envolvente e permitindo ao mesmo tempo o movimento livre para cada vara dentro da manga.

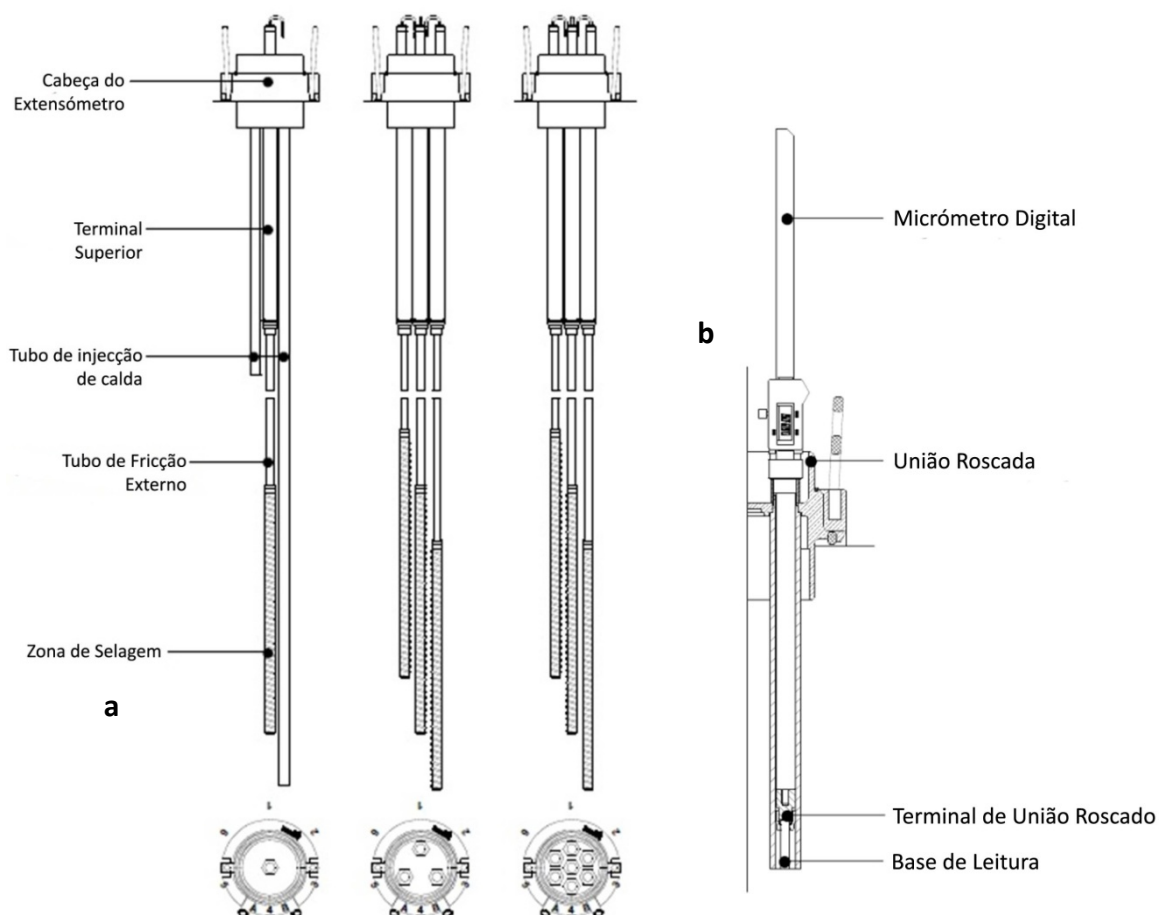


Figura 14: a - extensómetros simples e multiponto; b - micrómetro digital (adaptado de SisGeo, 2008).

Os extensómetros podem ser simples (1ª cabeça de leitura) ou multiponto (2 ou 3 cabeças de leitura), e os deslocamentos nas selagens são medidos na cabeça com auxílio a um deflectómetro/micrómetro ou poderão ser dotadas de equipamento capaz de leituras automatizada com transdutores eléctricos. Normalmente este equipamento tem uma marca de nivelamento associada, que permite a correcção das leituras obtidas nas selagens.

As principais variáveis que influenciam a precisão do sistema são as condições e a qualidade da instalação. Em geral, a melhor performance é atingida quando o furo é perfeitamente rectilíneo e as varas estão tensionadas, mantendo-se alinhadas enquanto a calda de preenchimento ganha presa. Os principais condicionalismos prendem-se com a leitura, pois se for efectuado um mau nivelamento dos extensómetros quando da instalação, o posicionamento afectará a leitura devido à utilização do micrómetro digital, muito sensível. Uma vez que o dispositivo é electrónico, a água também poderá afectar o seu normal funcionamento.

Este tipo de equipamento é utilizado para monitorizar movimentos em fundações, subsidências em terrenos sobrepostos a túneis, deslocamentos de estruturas de contenção e deformações em escavações subterrâneas.

4.2.4.2. Extensómetro magnético

Os extensómetros magnéticos podem ser instalados verticalmente (ver figura 15) ou na horizontal e são utilizados no acompanhamento de deslocamentos verticais ou horizontais, respectivamente. No caso de instalações verticais, o dispositivo é composto por um tubo corrugado onde se instalam, com espaçamento constante de 1.5m, anéis magnéticos de tipo aranha ou de tipo prato, que na base têm uma ponteira com um anel designado por datum. No interior do tubo corrugado é colocado um tubo guia em PVC para circulação da sonda magnética de leitura.

A constituição do dispositivo horizontal é idêntica à descrita anteriormente, divergindo no tipo de anéis magnéticos, que neste caso são simples; na extremidade instala-se uma roldana que, através da passagem de um cabo de aço, permite a circulação da sonda de leitura.

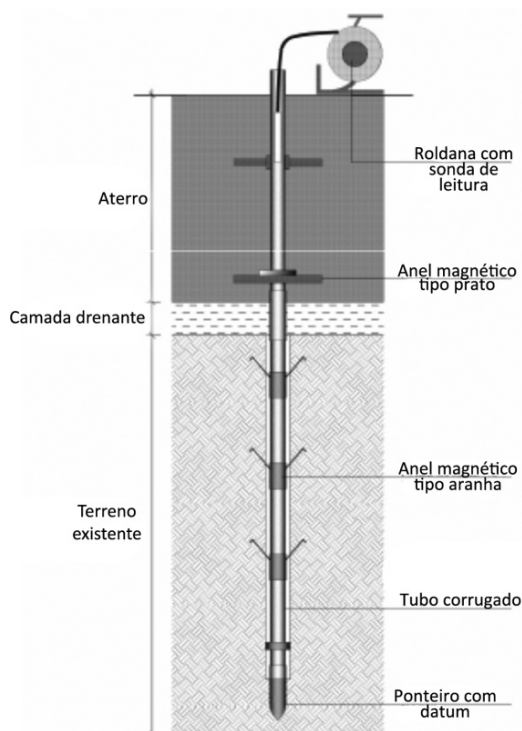


Figura 15: Extensómetro magnético vertical (Gil, et al., 2006).

Para instalar o extensómetro magnético é necessário executar um furo até à cota de base definida em projecto, colocando de seguida os seus constituintes, que incluem os anéis, procedendo-se depois à selagem com calda de bentonite ou de cimento. Este tipo de extensómetro permite que a instalação seja feita a uma cota determinada e à medida que a cota do aterro vai subindo podem ser acrescentados tubos corrugados, o tubo guia e os anéis magnéticos.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

A leitura do extensómetro magnético é efectuada pela descida de uma sonda através do tubo guia, permitindo a identificação da posição dos anéis instalados através da emissão de um sinal sonoro quando está na influência do campo magnético de um deles.

4.2.4.3. Extensómetros estruturais (Strain Gauge Extensometer)

O “*strain gauge*” é um extensómetro desenhado para efectuar medições de tensão em elementos estruturais de aço e de betão armado, como por exemplo o sustimento de túneis, e as estacas e os perfis metálicos em muros de suporte e em paredes moldadas.

Estes extensómetros poderão ter vários formatos, em arco ou pontuais, e as tensões são medidas segundo o princípio da corda vibrante: uma corda de determinado comprimento é tensionada entre duas extremidades soldadas à estrutura a controlar e as eventuais deformações induzem variações na frequência de vibração da corda vibrante. Estes equipamentos são normalmente automatizados, sendo ligados através de um cabo eléctrico à unidade de leituras. São normalmente colocados em pares.

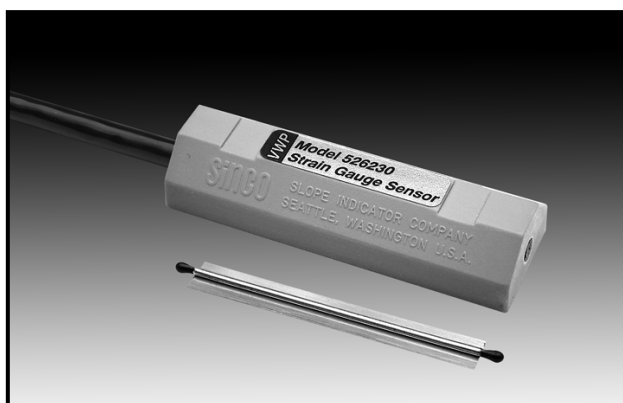


Figura 16: Extensómetro estrutural de corda vibrante (Slope Indicator, 2010).



Figura 17: Extensómetro estrutural de corda vibrante aplicado numa barra de reforço (Slope Indicator, 2010).

4.2.4.4. Extensómetro incremental (Increx)

O extensómetro incremental é equivalente a um conjunto inclinómetro - extensómetro colocado no mesmo furo, tendo por isso um campo de aplicação idêntico a estes. É um sistema de medição extensométrica de alta definição, com leituras de compressão/extensão de metro a metro. As marcas de medição são anéis metálicos especiais instalados em calhas inclinométricas com ranhuras que, de um modo geral, são solidarizados ao maciço envolvente por preenchimento em betão (ver figura 18).

A fixação dos anéis à calha, através de parafusos, é feita com uma rigidez que permite que os anéis possam deslizar na superfície das calhas, no caso de se verificarem deslocamentos axiais do maciço.

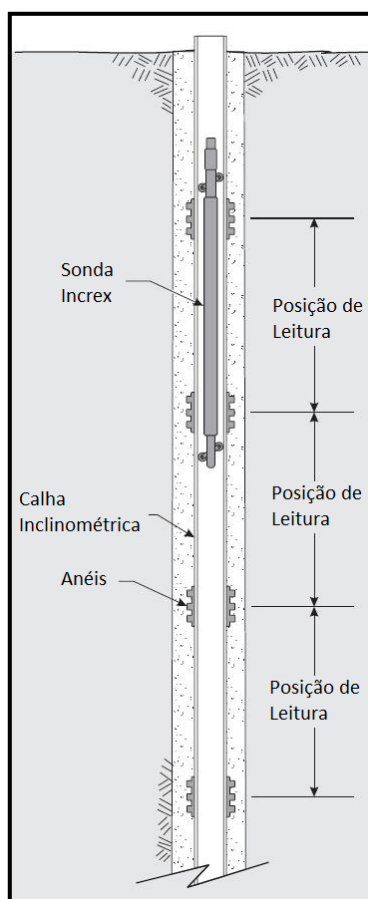


Figura 18: Sistema Increx (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Após a abertura do furo até a profundidade pretendida, coloca-se a placa de base de maneira a que fique perpendicular ao eixo do furo, servindo de encabeçamento para guiar a colocação de calhas. O fundo das calhas é fixo para impedir a sua translação, para que possa ser calculada a deformação absoluta. O furo é preenchido com calda até à profundidade à qual se encontram os anéis de medição e o intervalo entre dois pares de anéis sucessivos é preenchido com uma

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

mistura de bentonite e cimento. Este processo repete-se até à boca do furo, onde é colocada a placa de topo. Na fase final, a boca do furo é protegida com uma caixa de protecção de modo a evitar danos no equipamento.

As medições são feitas de metro a metro, e as leituras sucessivas permitem a determinação de eventuais alongamentos ou encurtamentos das distâncias entre anéis.

As posições das calhas são lidas obtendo-se, para além das deformações no eixo vertical, as componentes das deformações em x e em y (medições 3D).

São as seguintes, as aplicações mais comuns do sistema Increx:

- Monitorização de deformações laterais ou verticais em torno de escavações subterrâneas;
- Monitorização de assentamentos no decurso de execução de túneis;
- Monitorização de assentamentos e elevações nas fundações de barragens e centrais eléctricas;
- Fornecimento de dados de deformação axial para complemento dos dados inclinométricos.

4.2.4.5. Extensómetro Sondex (Sondex settlement system)

O funcionamento é idêntico ao do inclinómetro, mas o equipamento permite a leitura de deslocamentos verticais absolutos de metro a metro, possibilitando o conhecimento da degradação ou do incremento da deformação em profundidade.

Começa a ser muito utilizado em obras urbanas pois torna possível saber, por exemplo, onde terminam as deformações, que podem ser muito grandes nas imediações da escavação. Estas deformações vão-se degradando à medida que nos aproximamos da superfície.

A principal vantagem deste equipamento prende-se com o facto de as medições não indicarem apenas o assentamento total, mas também o assentamento incremental à profundidade de cada anel, podendo ser instalado qualquer número de anéis desejado.

4.2.4.6. Extensómetro de assentamento (Settlement extensometer)

O extensómetro de assentamento é um novo equipamento utilizado para monitorizar grandes assentamentos de solos moles por baixo de aterros. O sistema consiste numa âncora, uma cana de aço inoxidável no interior de um tubo protector e um potenciómetro dentro de uma cabeça à prova de água.

Para o instalar é executado um furo desde o ponto mais elevado a analisar até ao terreno competente. A âncora e a cana são instaladas no furo e de seguida o furo é preenchido com uma calda pobre.

É executada uma pequena escavação para a cabeça. A cabeça é depois ligada à cana, testada e coberta com pelo menos 15 centímetros de areia compactada à mão. O cabo de sinal do extensómetro é posteriormente conectado a um "data logger".

Quando o terreno assenta, o material de aterro desloca-se para baixo e a cabeça move-se; o potenciómetro no interior da cabeça mede a perda de tensão "take-up" de um cabo tensionado. As leituras são obtidas remotamente, quer por um dispositivo portátil quer automático.

As vantagens deste equipamento são:

- O alcance, que é de 63,5 cm ou mais (25" ou mais);
- A alta resolução, de 0.0254 mm (0.001");
- A possibilidade de leitura remota.

Relativamente às limitações, refere-se que o equipamento é mais dispendioso do que uma célula de assentamento ou do que um extensómetro comum.

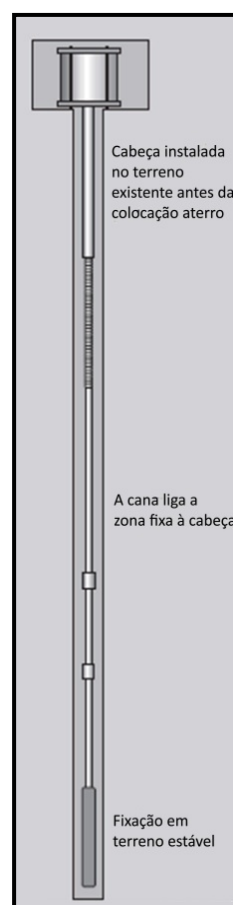


Figura 19: Extensómetro de assentamento (adaptado de Slope Indicator, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

Uma melhor percepção das discrepâncias entre diferentes tipos de equipamentos multiponto empregues no controlo de assentamentos pode ser obtida através da leitura do quadro seguinte.

Quadro 9: Comparação entre sistemas de controlo de assentamento multiponto (adaptado de Slope Indicator, 2010).

	Sondex	Extensómetro magnético	Extensómetro de cana	Inclinómetro horizontal	Inclinómetro fixo horizontal
Monitorizam	Perfil vertical	Perfil vertical	Perfil vertical	Perfil horizontal	Perfil horizontal
Alcance	Grandes deformações.	Grandes deformações.	5 a 10 cm (2" a 4")	63,5 cm ou mais (25" ou mais)	63,5 cm ou mais (25" ou mais)
Precisão do Sistema	2.54 mm (0.1")	2.54 mm (0.1")	0.254 mm (0.01")	2.54 mm (0.1")	2.54 mm (0.1")
Leitura remota	Não.	Não.	Não (com sistema mecânico). Sim (com cabeça eléctrica).	Não.	Sim.
Armazenagem de dados	Não.	Não.	Não (mecânica). Sim (eléctrico).	Não.	Sim.
Vantagens	Funciona em conjunto com inclinómetros.	Funciona com um tubo de 1" ou calha inclinométrica.	Sistema de alta precisão.	Monitoriza assentamentos numa vasta área.	Monitoriza assentamentos em áreas críticas.
Principais limitações	Não permitem leitura remota.	Não permitem leitura remota.	Baixo alcance.	A fricção é significativa em comprimentos maiores que 90m.	Dispendioso.
Principais custos de instalação	Construção do furo, para calha inclinométrica.	Construção do furo, para calha inclinométrica ou tubo de acesso.	Construção do furo.	Abertura da trincheira ou construção do furo.	Abertura da trincheira ou construção do furo. Os componentes podem ser dispendiosos.

4.2.5. Células de assentamento

As células de assentamento poderão ser hidráulicas ou de corda vibrante, ambos os sistemas são constituídos essencialmente pelos mesmos componentes principais: um reservatório, um tubo cheio de líquido e um transdutor de pressão.

O reservatório está localizado em terreno estável, longe da área de construção. Os tubos cheios de líquido vão desde o reservatório até ao transdutor de pressão, que está integrado no próprio terreno ou instalado num furo.

O transdutor mede a pressão criada pela coluna de líquido na tubagem. Ao mesmo tempo que o transdutor assenta com o terreno circundante, a altura da coluna aumenta e o transdutor mede o aumento de pressão.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

Os assentamentos são calculados convertendo a mudança de pressão em milímetros ou polegadas no reservatório do líquido.

Quadro 10: Aplicações das células de assentamento (adaptado de Slope Indicator 2010).

Aplicações	
Células de assentamento de corda vibrante	Células de assentamento de hidráulicas
<ul style="list-style-type: none">• Monitorização de assentamentos em terrenos.• Monitorização de assentamentos associados a consolidações e sobrecargas.• Monitorização de assentamentos ou elevações em aterros.• Monitorização de subsidência devido a túneis.• Monitorização da consolidação do terreno sob tanques de armazenamento.	<ul style="list-style-type: none">• Monitorização de assentamentos ou elevações em aterros.• Monitorização de assentamentos ou elevações em aterros.• Monitorização da consolidação do terreno sob tanques de armazenamento.

Actualmente estes equipamentos são pouco utilizados, sendo necessário recorrer a eles apenas quando há necessidade de leituras contínuas e em obras que o justifiquem; no entanto, são de fácil leitura.

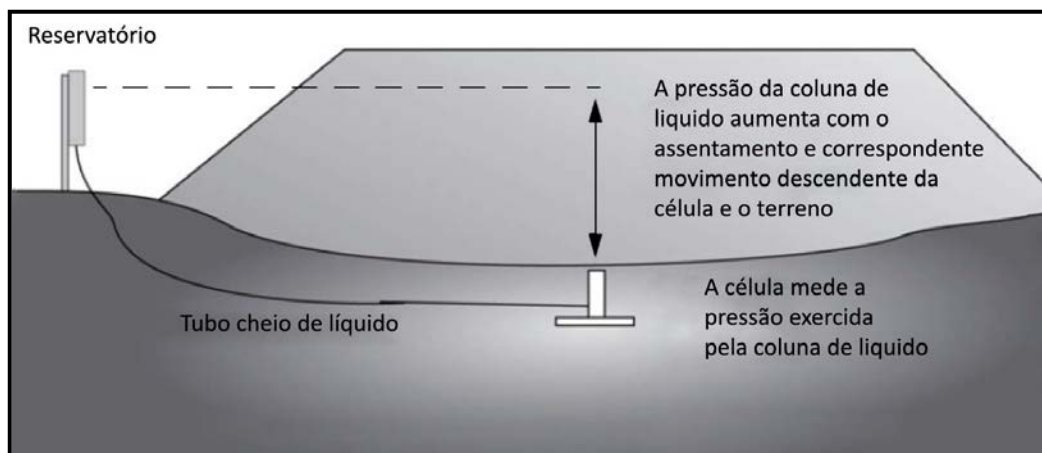


Figura 20: Aplicação de uma célula de assentamento (adaptado Slope Indicator 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

Uma melhor percepção das discrepâncias entre diferentes tipos de equipamentos simples empregues no controlo de assentamentos, pode ser obtida para apreciação do quadro 11 seguinte:

Quadro 11: Comparação entre sistemas de controlo de assentamento simples (adaptado Slope Indicator, 2010).

	Célula de assentamento	Extensómetro magnético (de âncora)	Extensómetro de cana	Célula de assentamento
Alcance	Centímetros (0.1')	30 a 60 cm (1' a 2')	5 a 10 cm (2" a 4")	63,5 cm ou mais (25" ou mais)
Precisão	Centímetros (polegadas)	2.54 mm (0.1")	0.0254 mm (0.001")	0.254 mm (0.01")
Duração	Normalmente durante curto prazo.	Sem restrições.	Sem restrições.	Sem restrições.
Leitura remota	Sim.	Não.	Não (cabeça mecânica). Sim (cabeça eléctrica).	Sim.
Armazenagem de dados	Não (célula pneumática) Sim (célula de corda vibrante)	Não.	Não (cabeça mecânica). Sim (cabeça eléctrica).	Sim.
Vantagens	Não interferem com as actividades construtivas.	Simplicidade.	Sistema de alta precisão.	Não interferem com as actividades construtivas.
Principal limitação	O reservatório terá de estar numa posição superior à da célula.	O tubo limita actividades.	Baixo alcance.	Mais dispendiosos que os outros sistemas.
Principais			Construção do furo.	Construção do furo.

4.2.6. Marcas de nivelamento topográfico (Bench marks)

A leitura das marcas topográficas e das réguas tem início num ponto fora da área de influência da obra, considerado imutável ao longo do tempo. Neste ponto é instalada uma marca de referência “*bench mark*”, que servirá de referencial a todas as outras, tornando possível conhecer a deformação vertical (Z) de cada um dos restantes pontos.

É através da marca de referência que o topógrafo executa a leitura de arranque e de fecho da poligonal englobando, entretanto, os pontos de passagem constituídos por marcas e réguas. A zona onde irá ser instalada a marca de referência deve ser devidamente estudada, para que não ocorram deformações que iriam alterar a referenciação das cotas; deverá estar afastada da área de influência da obra mas dentro dos limites de expropriação.

Para garantir que não existem deformações, as marcas são instaladas até grandes profundidades, normalmente até aos 30 m. Para tal é executado um furo onde é inserido um tubo de plástico no interior do qual se coloca um tubo de aço galvanizado. O conjunto é fixo ao terreno através de um bolbo de selagem. A parte superior possui um suporte para apoio da mira. Geralmente, é construída uma caixa de protecção, à superfície.

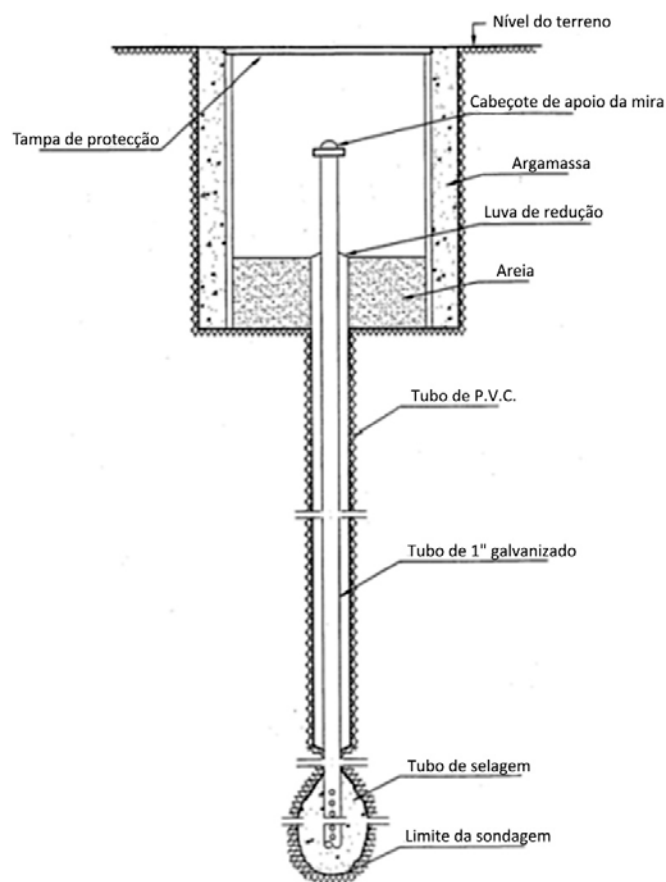


Figura 21: Esquema de uma bench mark (adaptado Tecnasol-FGE, 2000)

4.2.7. Marcas de nivelamento

As marcas de nivelamento medem assentamentos e deslocamentos verticais, e necessitam sempre de um ponto de referência fixo para permitir as leituras.

As marcas topográficas para medição à superfície são instaladas de maneira semelhante às *bench marks*, mas a profundidade de instalação é menor, variando, normalmente, entre 0,5 a 1,5m em função das condições do terreno.

São, igualmente, seladas no fundo do furo de maneira a assentarem de forma solidária com o terreno e possuem, na extremidade superior, um suporte de mira protegido com uma tampa metálica.

São baratas e são, geralmente, colocadas em grande número. Para fazer a medição do nivelamento quer das marcas de nivelamento quer das *bench marks* é utilizado um nível, tal como se exemplifica na Figura 22.

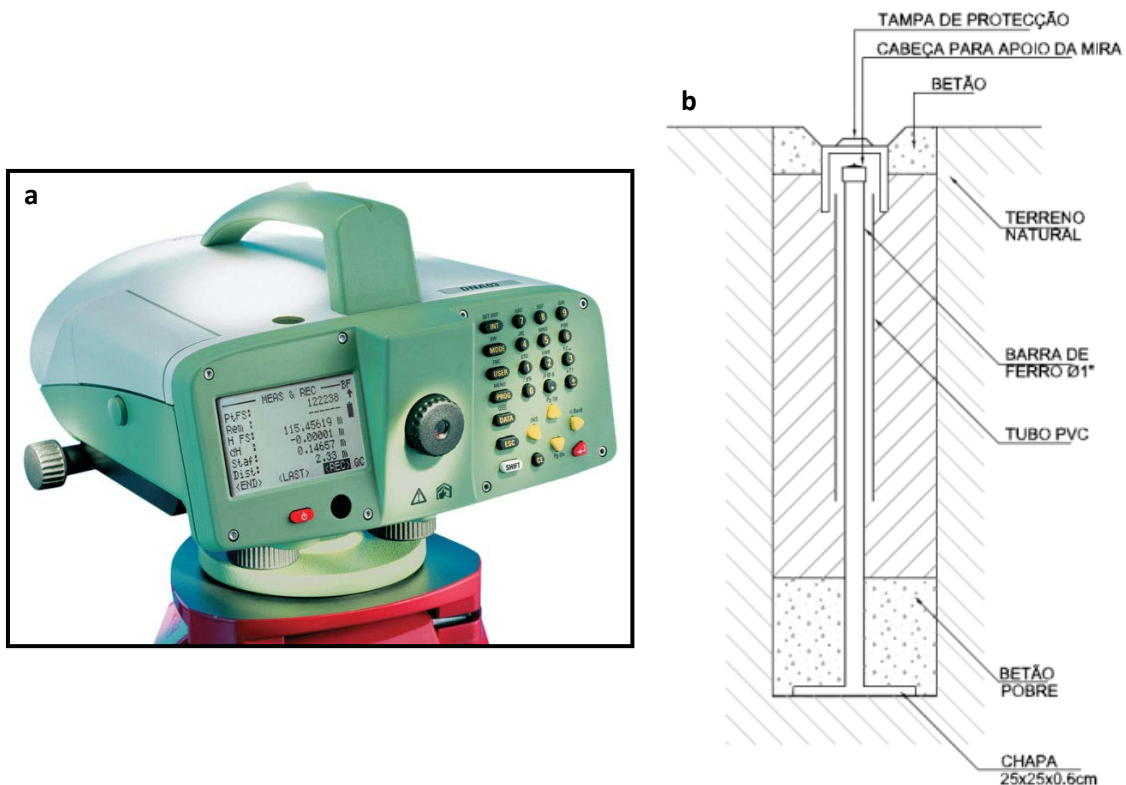


Figura 22: a - nível digital Leica DNA03 (Leica 2010); b - marca de nivelamento (adaptado de COBA, 2009).

4.2.8. Réguas de nivelamento

As réguas de nivelamento apresentam-se como uma alternativa às marcas topográficas para edifícios, são um instrumento que permite medir apenas a deformação vertical através de nivelamento geométrico de precisão. Também precisam de ponto fixo fora da área de influência da obra.

As réguas topográficas são fixadas nas superfícies verticais que se pretendem monitorizar. São elementos em aço inox e a sua fixação é realizada com resina sendo, normalmente colocadas a aproximadamente 1,5m de altura.

É um instrumento não um aparelho de leitura, e para a sua leitura são utilizados níveis ópticos.

As réguas, como a que se representa na Figura 23, podem ser colocadas em edifícios (de preferência associadas a um elemento estrutural) e muros de contenção

A deformação medida numa régua e numa marca, ainda que ambas estejam no mesmo local, poderá não ser igual. A marca permite medir a deformação no terreno, enquanto a régua mede o assentamento da estrutura em que está colocada (por exemplo, o pilar de um edifício). A diferença nas leituras advém do facto de a presença de uma estrutura condicionar os assentamentos superficiais.

Por isso, não é muito correcto comparar valores de leituras de réguas e marcas, embora o uso destes instrumentos esteja condicionado pelas condições de ocupação da superfície.

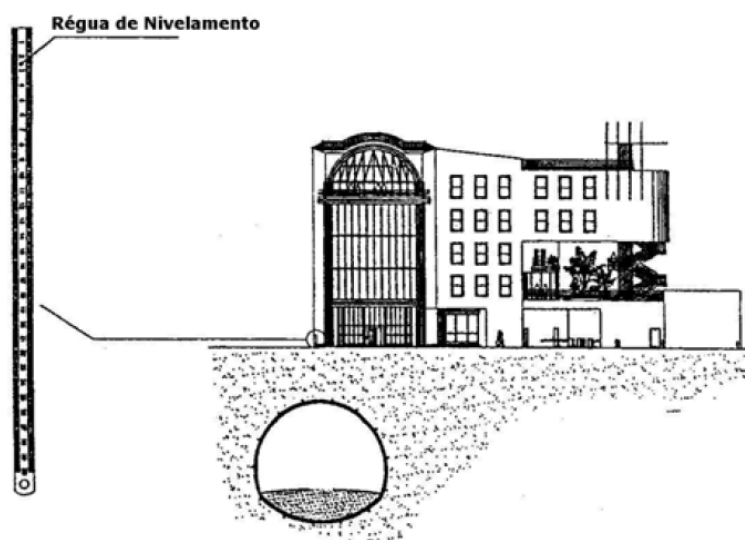


Figura 23: Régua de nivelamento (Tecnasol, 2000).

4.2.9. Marcos geodésicos ou topográficos de centragem forçada

Os marcos topográficos são pontos de apoio para arranque da leitura dos alvos. Para a leitura de um ponto poderão ser utilizados alvos reflectores autocolantes, mas o ideal é a utilização de prismas ou mini prismas, uma vez que estes utensílios permitem que o aparelho de leitura, a estação total, pesquise centro do prisma, diminuindo o erro associado à leitura.

Para instalar este apoio é necessário executar uma pequena escavação, onde se coloca a armadura e se faz a betonagem da sapata; de seguida é instalado o marco propriamente dito que, geralmente, é dotado de um sistema de roscagem permitindo a acoplagem de prismas.



Figura 24: a – marco topográfico; b – prismas e mini-primas (Reis, 2006).

4.2.10. Alvos topográficos

Os alvos topográficos possibilitam o conhecimento da deformação tridimensional, isto é, da deformação em três direcções ortogonais, através da leitura de ângulos e distâncias.

São colocados nas contenções, nos taludes, nos túneis e nas estruturas adjacentes a obras. Os pontos de referência, de apoio à execução das leituras, deverão ser localizados em zonas fora da área de influência em obra, à superfície (marcos topográficos).

Os pinos de fixação dos alvos a utilizar em túneis serão constituídos por um varão de aço, encastrado a aproximadamente a 200mm do suporte. Esta fixação é realizada com resina em furo aberto. O alvo reflector será enroscado ao varão. A instalação dos alvos em edifícios será feita através da fixação as estruturas por colagem e/ou selagem, de placas metálicas planas onde serão previamente colocadas os alvos.

Em alguns casos a leitura dos vários pontos objecto também poderá ser feita de forma automática, com o auxílio de uma estação total (Figura 25).



Figura 25: a - exemplo de uma estação total: Leica TPS1200+; b - alvo reflector (adaptado de Leica 2010).

É ainda possível utilizar equipamentos GPS com comunicação por satélite que permitem a observação das deformações a várias escalas, não sendo os equipamentos standard ainda suficientemente precisos (Sousa, 2001).

4.3. Equipamentos utilizados para determinação de inclinação e rotação

4.3.1. Sensores de viga (EL beam sensors)

Os sensores de viga monitorizam movimentos diferenciais e de rotação em estruturas, sendo possível a sua colocação na horizontal para monitorizar assentamentos e elevações, ou na vertical para monitorizar movimentos laterais e deformações.

O sensor de viga consiste num sensor de inclinação electrónico agregado a uma barra de metal rígida. O sensor de inclinação é um nível de bolha de alta precisão associado a um sistema eléctrico que imite uma voltagem proporcional à inclinação do sensor.

A barra tem normalmente entre um e dois metros de comprimento e está aparafusada à estrutura. O movimento da estrutura modifica a inclinação da viga e acciona o sensor.

A leitura da corrente eléctrica gerada pelo sensor é convertida numa inclinação em mm por metro. Os deslocamentos são posteriormente calculados subtraindo a leitura de inclinação actual à leitura inicial e multiplicando pelo comprimento do sensor (distancia entre pregos).

Quando os sensores estão ligados de ponta a ponta, em série, os valores de deslocamento de prego a prego poderão ser acumulados para fornecer um perfil de movimentos diferenciais e de assentamento.

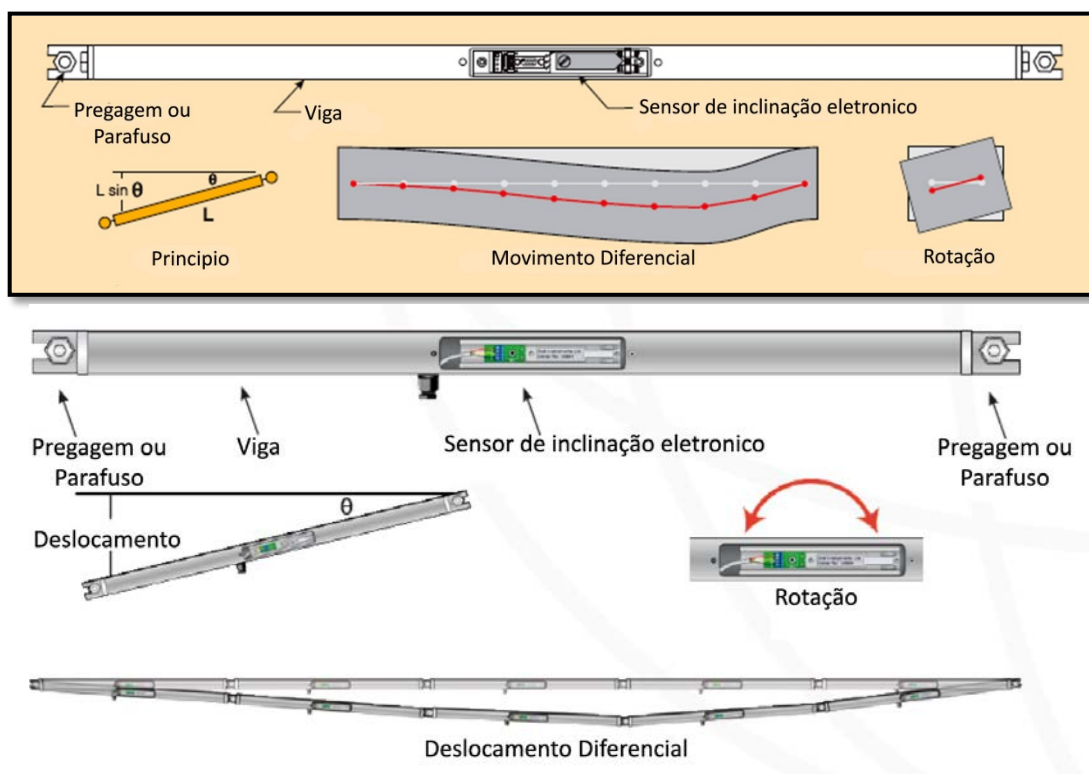


Figura 26: Esquema interpretativo de um sensor de viga (adaptado de Soil Instruments 2010).

São normalmente utilizados para:

- Monitorizar medidas de estabilização, tais como injeções de caldas e reforço de fundações.
- Monitorizar os efeitos de túneis e escavações em estruturas.
- Monitorizar o comportamento de estruturas sobre sobrecarregadas.
- Monitorizar a estabilidade de estruturas em encostas de risco.
- Monitorizar a flexão e deformação de muros de contenção.
- Monitorizar convergências e outros movimentos em túneis.

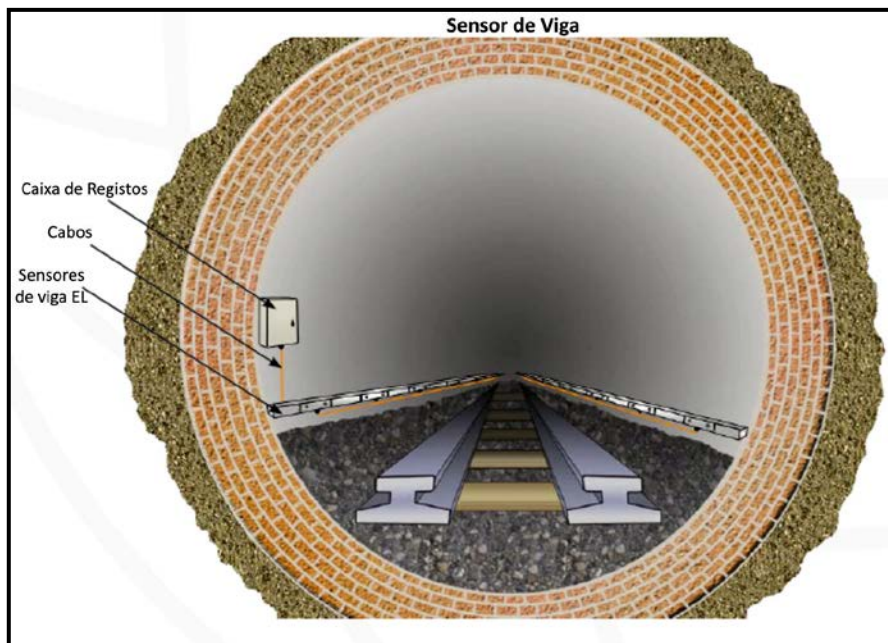


Figura 27: Sensores de viga posicionados para monitorizar um túnel (adaptado de Soil Instruments 2010).

4.3.2. Clinómetro

Os clinómetros são pequenos dispositivos que permitem medir as inclinações e avaliar a sua variação, são normalmente colocados nas fachadas de edifícios, podendo ser utilizados como uma alternativa aos alvos topográficos.

Actualmente existe no mercado uma diversidade de clinómetros específicos para as mais diversas aplicações:

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

- Clinómetros EL - equipamento de alta resolução, permite monitorizar com exactidão a rotação de estruturas de contenção, molhes e fundações;
- Clinómetros de águas profundas para aplicações subaquáticas em especial paredes de betão em barragens;
- Clinómetros MEMS - dispositivo de média resolução, que oferece uma alcance de medida mais amplo de ± 10 graus, permitem antecipar potenciais danos estruturais e documentar quaisquer efeitos de escavações subterrâneas nas imediações;
- Clinómetros portáteis - permitem fazer avaliações expeditas, em placas de inclinação previamente estabelecidas através de duas leituras desfasadas em 180° , são ideais para acompanhar rotações causadas por escavações mineiras, túneis, compactação de terrenos ou escavações.

Os clinómetros poderão fornecer com exactidão o histórico de movimentos da estrutura e alertar para potenciais danos estruturais, as alterações na inclinação da estrutura são determinados comparando o valor da leitura actual com a inicial

É um equipamento económico, de fácil instalação e utilização, e a versão fixa poderá ser automatizada, a sua limitação é o facto de apenas medirem inclinações não sendo possíveis leituras nas três direcções ortogonais x, y e z como é o caso dos alvos.

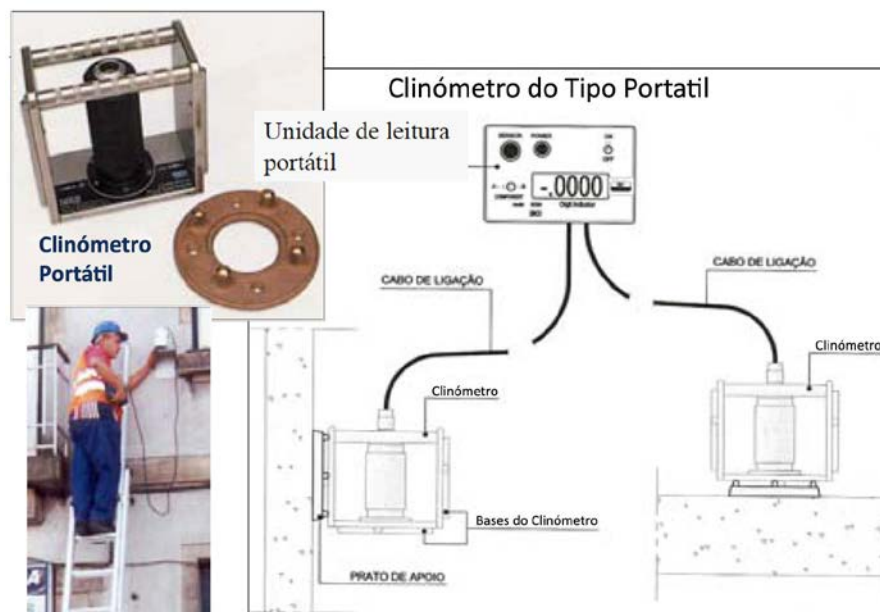


Figura 28: Clinómetros instalados em estruturas (Pinto, 2009).

4.3.3. Sistema de pêndulo

Os sistemas de pêndulo suspenso ou invertido são utilizados para monitorizar com alta precisão movimentos horizontais associados com rotação e inclinação de estrutura.

São normalmente utilizados para controlar o movimento horizontal em barragens, fundações das barragens, arcos, pontes, cais, torres ou edifícios altos. Muitas vezes os pêndulos suspensos e invertidos são instalados na mesma estrutura.

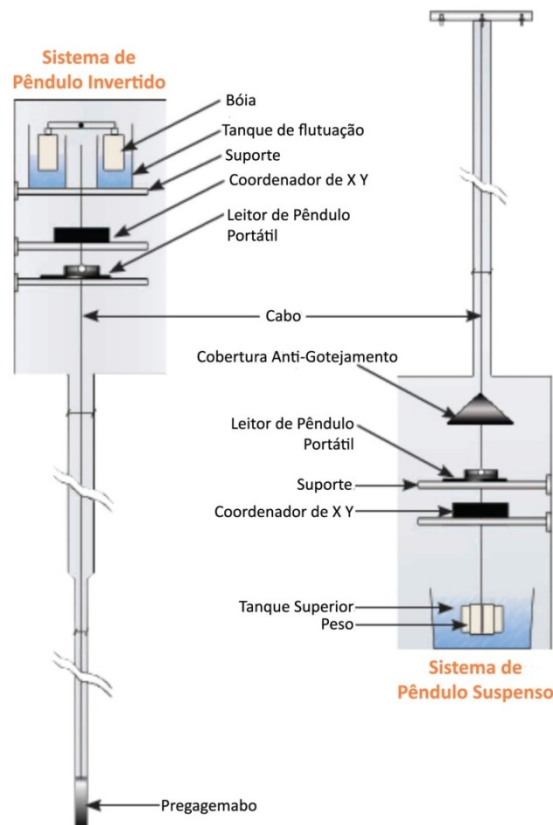


Figura 29: Sistema de pêndulo invertido e pêndulo suspenso (adaptado de Soil Instruments 2010).

4.4. Equipamentos para medição de deformações várias

4.4.1. Medição convergências

As marcas de convergência são utilizadas na monitorização de túneis, são medidas entre pontos na parede ou no suporte das aberturas sendo as mais utilizadas para verificar o comportamento da obra, quer a curto, quer a longo prazo. A interpretação destas medidas fornece elementos sobre a amplitude, velocidade de deformação e o tempo necessário para que o equilíbrio seja atingido, o que permite tirar conclusões sobre a eficiência do suporte utilizado e a estabilidade da obra (adaptado de Almeida e Sousa, 1998).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

Estas medições efectuam-se através dos mesmos meios topográficos ou fotogramétricos aplicados na determinação das variações superficiais (x,y e z), ou com leitura directa da corda através do uso de convergenciómetros, sendo de resto a situação mais frequente.

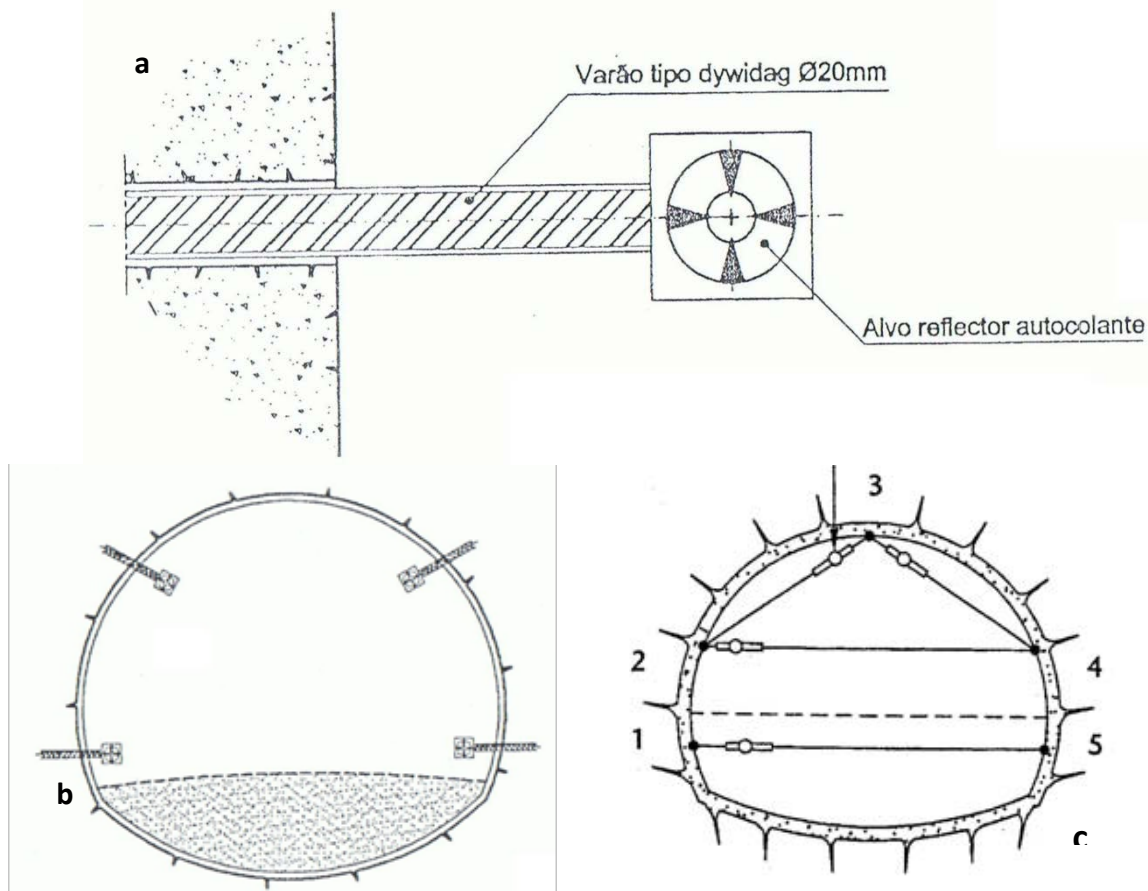


Figura 30: a - Varão tipo dywidag com alvo reflector autocolante; b - medição de convergências num túnel através de alvos (Tecnasol, 2001); c - Medição de convergências num túnel através de fio ou fita (Sousa, 2001).

4.4.2. Convergenciómetros digitais de fita

O extensómetro de fita é utilizado para medir distâncias com precisão entre pares de pontos que foram instalados de forma permanente.

Para obter uma medição, o operador estica uma fita de aço inoxidável entre dois pontos de referência, que se encontram distribuídos numa secção transversal, tal como é exemplificado na figura 31 prendendo a parte móvel da fita num ponto e o corpo do instrumento na outra, ao tensionar a fita o operador obtém o valor da distância, podendo comparar a leitura com os valores iniciais, e determinando assim a modificações da distância entre dois pontos. Genericamente este equipamento permite a leitura directa das comumente denominadas "cordas".

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

O instrumento é constituído por uma fita de medição amovível e inoxidável com marcas igualmente espaçadas incorporadas num corpo de alumínio inoxidável com um dispositivo de tensionamento hidráulico possuindo um ecrã digital para apresentação de resultados.

Este instrumento é normalmente aplicado na monitorização de convergências do sustimento em túneis (segundo a técnica NATM), poços, escavações subterrâneas e cavernas.

Pode controlar-se o estado de deformação geral, ou seja, medir a variação da distância entre dois pontos na parede do revestimento ou do suporte, permitindo acompanhar a evolução do fecho das cavidades e avaliar situações de instabilidade quando a variação de deslocamentos sofre uma grande modificação, tanto em termos absolutos como de evolução da taxa de variação. Estas medições devem iniciar-se o mais próximo da frente de escavação possível, já que é nesta zona que as deformações são maiores.

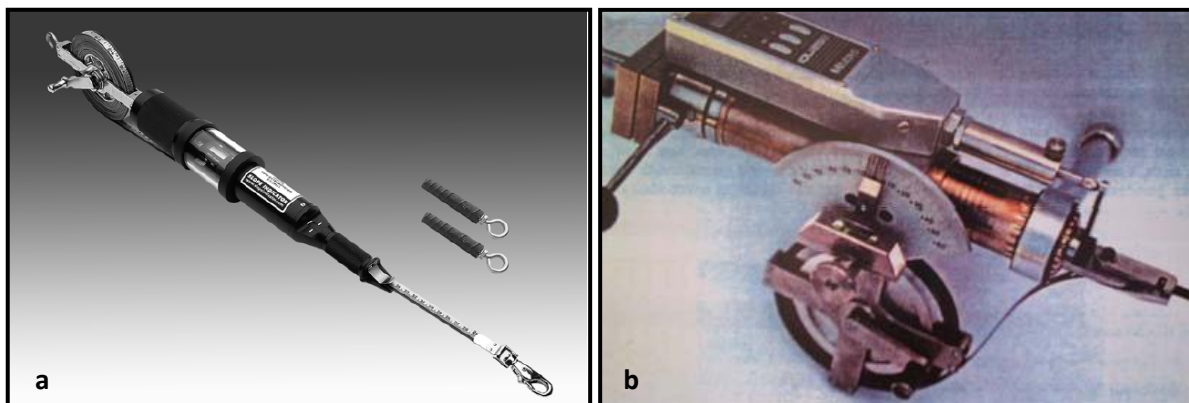


Figura 31: a - Extensómetro digital de fita (SisGeo 2008); b -convergençiómetro de fio do LNEC (Sousa, 2001).

Além dos equipamentos referidos anteriormente, os convergençiómetros poderão ser de barras, fios ou ínvar e associados a equipamentos de medição de distância, que, normalmente incluem comparador analógico com os quais é possível obter precisões superiores a 0,1mm.

É exequível efectuar medições de convergências entre vários pontos, em direcções horizontais ou em várias direcções inclinadas, envolvendo pontos da abóbada da estrutura subterrânea e pontos sobre os hasteais.

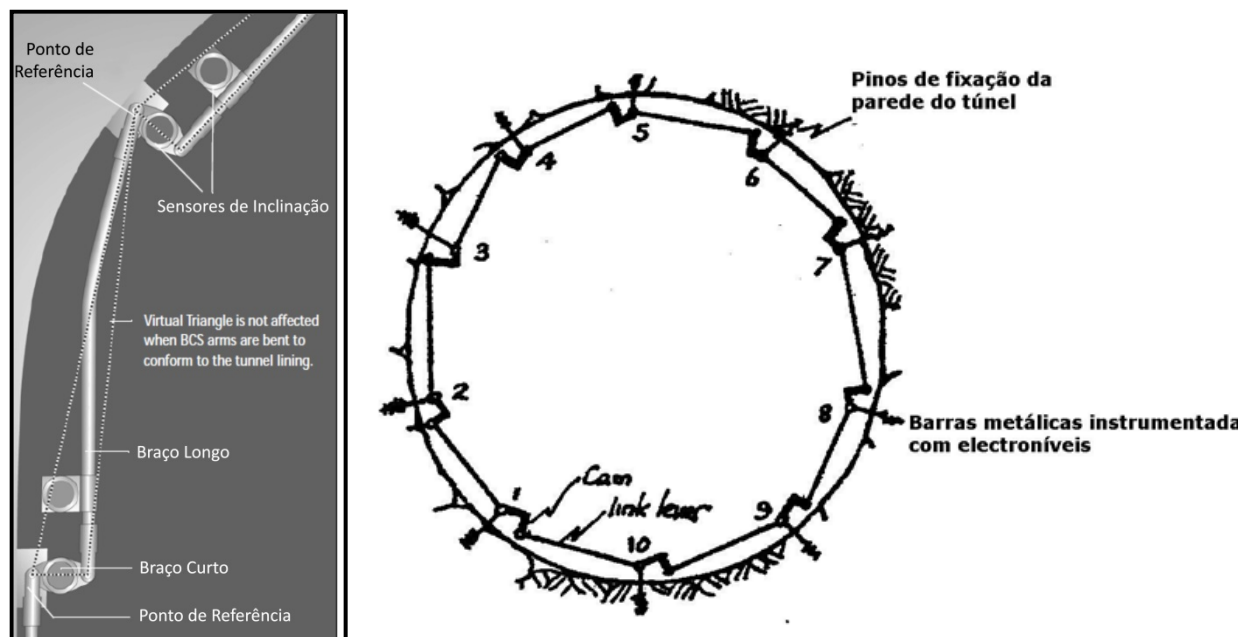


Figura 32: Observação de convergências no suporte de um túnel por eletrônicos (Sousa, 2001)

A observação de convergências pode, ainda, ser obtida por intermédio de eletrônicos, como se ilustra na Figura 32 (Sousa, 2001).

Neste sistema os pontos de referência são armados no sustimento, funcionando mediante braços articulados ligados entre si, o processo encontra-se conectado a sistemas automatizados que permitem a leitura em tempo quase real (5 em 5 segundos) com respectiva apresentação gráfica, deslocamento-tempo.

As principais vantagens deste sistema são a sua automatização, o seu design único e adaptado especificamente para túneis e por a ausência de erros óptimos associados ao laser.

4.5. Instrumentos para monitorização de juntas e fissuras

4.5.1. Fissurómetros "Tell-Tale"

Os fissurómetros e medidores de junta são utilizados para monitorizar fissuras superficiais e juntas em estruturas de betão ou rocha.

Os fissurómetros "Tell-Tale" são constituídos por duas placas que se sobrepõem em parte do seu comprimento. Uma placa está calibrada em milímetros e a placa que se sobrepõem é transparente e marcada com uma linha (cursor) de orientação. À medida que a largura da fissura se abre ou fecha, uma placa move-se relativamente à outra. A relação entre cursor e a escala representa a quantidade de movimento ocorrido.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

Medem fissuras pré existentes, normalmente em edifícios que ficam na envolvente da obra. Estes aparelhos são lidos de forma directa nas suas escalas, possuem um alcance $\pm 20\text{mm}$ e precisão de $\pm 1\text{ mm}$.

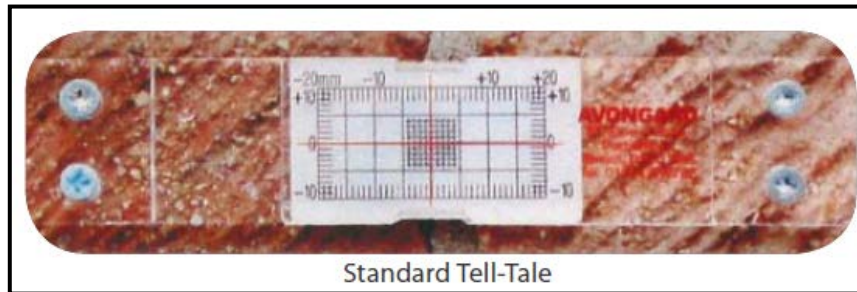


Figura 33: Fissurômetro "Tell -Tale" tipo standard (RST Instruments, 2010).

Esta ferramenta pode ser vários tipos:

- Standard: mede a abertura num plano
- Corner (de canto): mede a abertura nos cantos.
- Floor: mede o deslocamento entre o pavimento e a parede
- Displacement: mede o deslocamento de um plano perpendicular a outro plano, ou seja, mede os desencontros

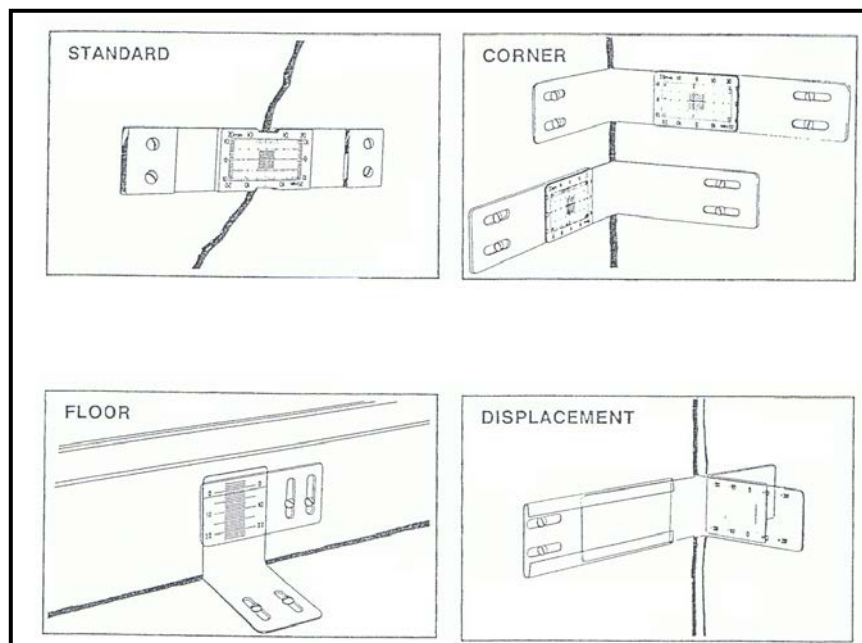


Figura 34: Tipos de fissurômetros "Tell-Tale" (RST Instruments, 1990).

4.5.2. Fissurômetros de corda vibrante (VW - vibrating wire)

O fissurômetro de corda vibrante consiste no sensor de deslocamentos de corda vibrante e um par de pinos de fixação, que irão ser instalados em lados opostos da fissura. As leituras são efectuadas com leitor de corda vibrante ou um "data logger". Factores de calibração são aplicados à leitura para obter o valor em de distância em mm ou polegadas.

A leitura inicial estabelece o valor de um patamar "zeragem" e as leituras subsequentes are comparadas com a "zeragem" para determinar a magnitude das alteração na distancia ao longo da fissura.

Os fissurômetros de corda vibrante são adaptáveis para monitorizar o movimento de superfícies nas suas juntas e fissuras em estruturas de betão ou rocha.

De entre as suas aplicações referem-se:

- Monitorizar movimentos inesperados em juntas e avisar com antecedência de problemas de performance.
- Monitorizar juntas e fissuras em estruturas que podem ser afectados por escavações nas imediações e construções.
- Monitorizar fissuras em estruturas que sofreram actividade sísmica.

Relativamente às suas vantagens indica-se a alta precisão, a existência de dois tamanhos, um sensor bem protegido que impede danos na instalação, e a possibilidade de conexão a um "data logger" para leituras desacompanhas ou leitura manual.



Figura 35: Fissurometro de corda vibrante (Slope Indicator, 2010).

4.5.3. Fissurômetros de corda vibrante, tridimensionais

O medidor de junta 3D tem o mesmo princípio de funcionamento e leitura do fissurômetro de corda vibrante, no entanto é totalmente à prova de água e permite avaliar o deslocamento a nível tridimensional nos planos x,y e z.

Permite fazer a monitorização de juntas em estruturas submersas como barragens de betão e monitorizar juntas ou fissuras em túneis ou tanques.

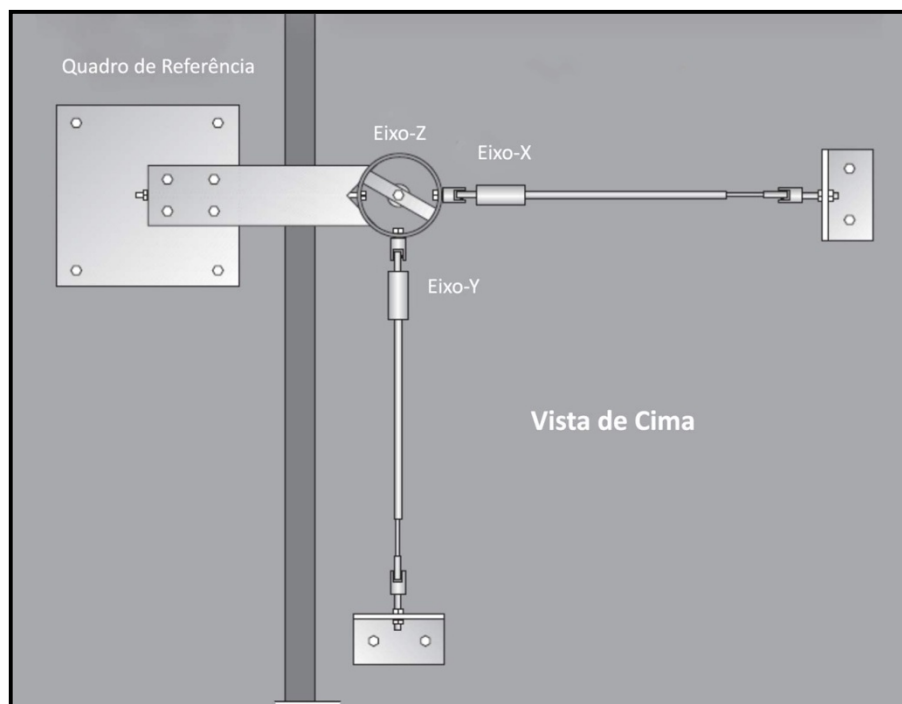


Figura 36: Fissurômetro tridimensional (adaptado de Slope Indicator, 2010).

4.6. Instrumentos para medição das tensões - Células de carga

As células de carga são utilizadas em obras como paredes ancoradas e outros sistemas de contenção com o objectivo de monitorizar as cargas nos cordões e pregagens, seja na fase de testes de controlo de qualidade ou ao longo da vida útil da estrutura.

O uso de macacos hidráulicos, mesmo que somente para ensaios, leva a erros enormes que facilmente atingem 20% da carga. Mesmo com a aferição do macaco não se elimina o erro, pois a sua maior parcela é causada pelo desalinhamento da carga, fazendo com que o pistão seja submetido a uma força lateral que aumenta consideravelmente o atrito. A solução é o uso de uma célula de carga para controlar a aplicação de carga durante o processo.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

As células de carga poderão ser hidráulicas, eléctricas ou de corda vibrante, sendo que as eléctricas e de corda vibrante são instaladas após a execução do ensaio de recepção da ancoragem, sendo ligada a cada célula, um cabo eléctrico que é conduzido a uma ficha de ligação terminal.

As células de carga hidráulicas são mais utilizadas após o tensionamento das ancoragens no controlo das perdas de pré-esforço ao longo da vida estrutural.

As células de carga hidráulicas consistem em duas placas de aço inoxidável em forma de anéis soldadas a volta da circunferência. O espaço anelar entre as duas placas é preenchido em vácuo por óleo. A carga é medida directamente medida por um manómetro de Bourdon conectado ao corpo da célula. O manómetro é calibrado em laboratório para permitir leituras directas em quilonewtons (kN). Os modelos eléctricos são equipados com transdutores de pressão permitem leituras remotas.

Para melhores resultados, a célula de carga é devidamente centrada na ancoragem e placas de distribuição colocadas a cima e baixo da célula.

As placas de suporte têm de ser capazes de distribuir a carga igualmente pela superfície da célula, sem dobrar ou ceder.

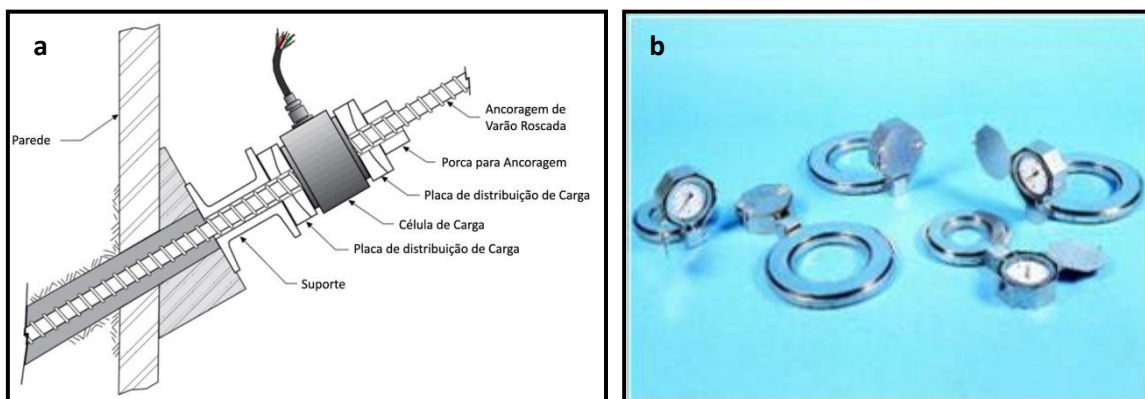


Figura 37: a - Célula de carga instalada em ancoragem de varão (adaptado de Slope Indicator, 2010); b - células de carga hidráulicas (SisGeo, 2008).

De entre as suas vantagens, referem-se:

- Constituição simples;
- Centralização simples através do uso de centralizadores;
- Leitura manual ou automática através de um "data logger".

4.7. Equipamentos para medição de pressões

4.7.1. Células de pressão total

As células de pressão total permitem a medição das tensões transmitidas pelo terreno (combinação entre tensão efectiva no terreno e a tensão neutra nos vazios entre as partículas do solo), normalmente são utilizadas para verificar os pressupostos do projecto e advertir para pressões do terreno que excedem aquelas para que a estrutura foi concebida.

As células de pressão total são formadas por duas placas circulares de aço inoxidável cujas bordas são soldadas de forma a criar uma cavidade selada. A cavidade é cheia com fluido (óleo) não compressível.

A célula é instalada com a sua superfície sensível em contacto directo com o solo.

As células de tensão total são instaladas de maneira a que a pressão aplicada a superfície seja transmitida ao fluido dentro da célula e medida com um transdutor pneumático ou de corda vibrante.

As células de pressão total são normalmente englobadas no terreno ou fixas à estrutura. Quando instaladas no terreno, as células são frequentemente instaladas em disposições, cada célula é colocada com uma orientação diferente e coberta com terreno compactado. Quando colocadas numa estrutura, as células são colocadas numa cavidade para que o seu lado sensível seja preenchido pela superfície da estrutura.

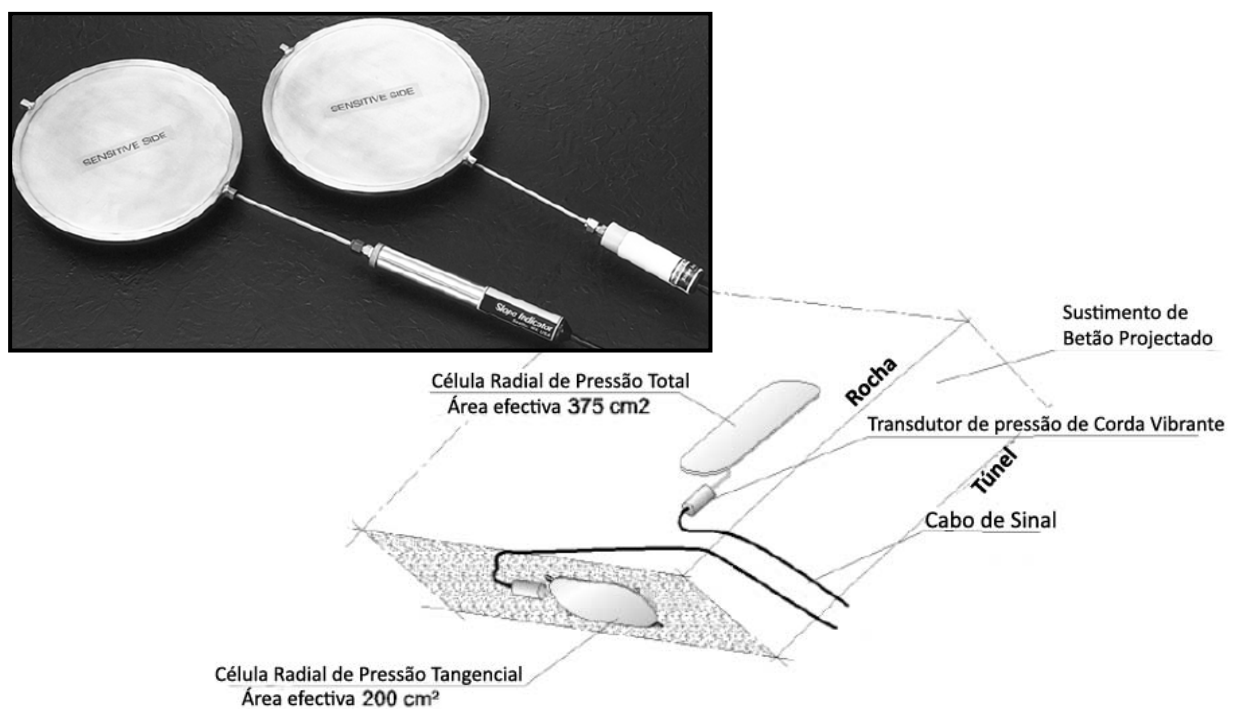


Figura 38: Células de pressão (adaptado de Slope Indicator, 2010).

4.7.2. Células de pressão total de macaco hidráulico (Jackout Total Pressure Cell)

A célula de pressão total de macaco hidráulico é especialmente desenhada para instalação em estruturas betonadas no local, tal como cortinas de contenção. O seu nome deve-se ao uso de um macaco hidráulico que é activado para de modo a manter a célula sempre em contacto com o terreno durante a betonagem.

4.7.3. Estações de pressão (Stress Station)

A estação de pressão é concebida para utilização em furos em solo ou rocha branda. As estações de pressão estão disponíveis com células de pressão orientadas em um, dois ou três eixos.

A estação de pressão é conectada a um cabelo de aço e baixada até uma profundidade específica no furo. Depois de a calda ganhar presa, a célula da estação é pressurizada bombeando óleo pelo tubo de pressurização para o interior de cada célula. Isto enche a célula, forçando o lado sensível da célula a entrar em contacto com a calda circundante.

A pressão total actual sobre o lado sensível da célula é transmitida através do óleo no interior da célula e medido por um transdutor de corda vibrante. Podem ser retiradas medições em: 1 eixo, 2 eixos ou 3 eixos dependendo do tipo de estação de pressão utilizada.

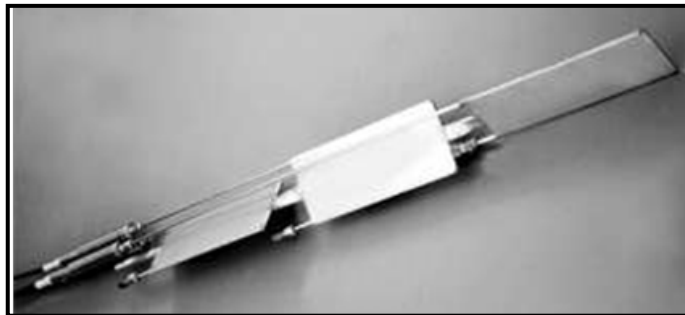


Figura 39: Estação de pressão (Slope Indicator, 2010).

As aplicações mais comuns das células de pressão são:

- Monitorizar a pressão total exercida sobre uma estrutura para verificar os pressupostos de projecto, como por exemplo verificação da pressão exercida sobre o sustimento de túneis;
- Determinar a magnitude, distribuição e orientação das pressões;
- Confirmar que material de aterro e rejeitos estão a densificar ao ritmo esperado;
- Estimar a pressão de sobrecarga a actuar na fundação;
- Medir pressão de contacto em arcos e fundações;
- Medir os campos de pressão em betão projectado.

4.8. Aparelhos para medição de grandezas relativas à água

4.8.1. Infiltrómetros

4.8.2. Infiltrómetro de anel

O Infiltrómetro de anel é um equipamento simples usado para determinar a capacidade de infiltração de um solo - mm/hora. Este valor é definido como a quantidade de água que penetra num solo em função de área superficial e em função do tempo. Com base nas medições efectuadas com este equipamento e a lei de Darcy, podemos calcular este valor.

Coloca-se água, ao mesmo tempo, nos dois anéis e efectua-se as medidas de infiltração no anel interno (de menor diâmetro), dado que a função do cilindro externo que é apenas a orientação das linhas de corrente (ver figura 40).

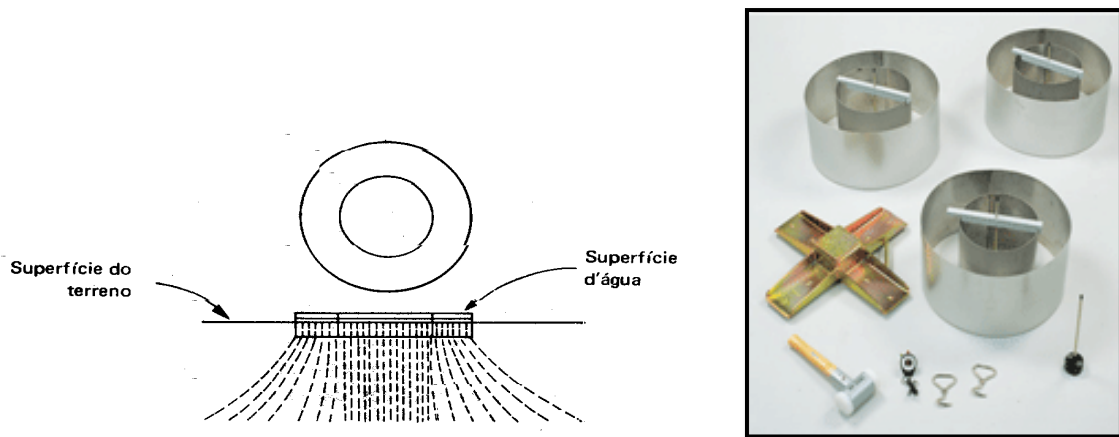


Figura 40: Infiltrómetro de duplo anel (retirado de <http://www.aquagri.com>).

4.8.3. Infiltrómetro de Guelph

O infiltrómetro tipo GUELPH (de carga constante) segue o princípio tradicional de infiltração da água no solo. O aparelho permite estabelecer a permeabilidade do solo, é instalado após executada uma pequena perfuração do solo, de seguida deixa-se fluir a água dentro da perfuração, sendo absorvida aos poucos.

A permeabilidade do solo determina-se quando a absorção se equilibra (isto é quando a velocidade de percolação da água é igual à velocidade de saída de água do infiltrómetro).



Figura 41: Infiltrômetro de Guelph (retirado de <http://www.soilmoisture.com>).

4.8.4. Pluviômetro

Os pluviômetros mais comuns, denominados de Ville de Paris pelos hidrólogos, são do tipo gangorra ou balsa. A chuva penetra num funil do topo com 400 cm^2 de diâmetro e atingem um pequeno reservatório. Quando este está preenchido, bascula e permite a activação de um contacto eléctrico que fornece um impulso para o sistema de aquisição de dados. A contagem dos impulsos em um determinado período permite determinar a chuva acumulada e a intensidade da mesma. A precisão do instrumento é da ordem de 0,5mm de chuva.

Os instrumentos modernos como o indicado dispõem de sistema e aquisição de dados e podem ou não ser dotados de um sistema de telemetria automática e painel solar para alimentação das baterias (adaptado de GeoRio et al, 1999).

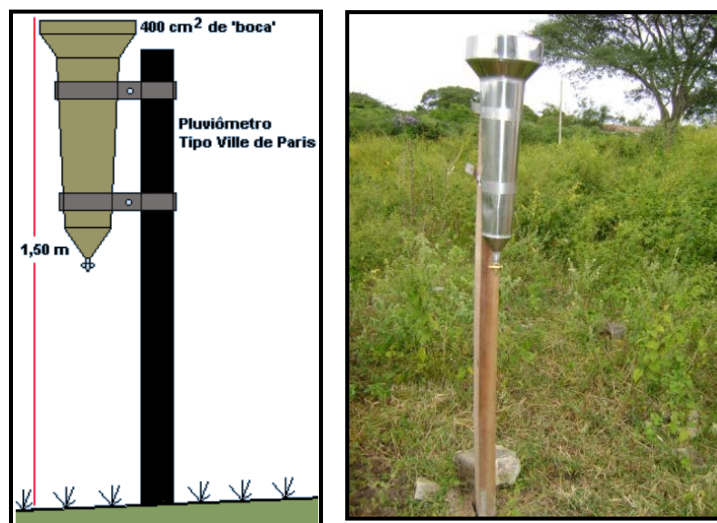


Figura 42: Pluviômetro tipo Ville de Paris (retirado de www.pluviometros.com.br).

4.8.5. Piezómetros

4.8.6. Generalidades

Os diversos tipos de piezómetros e as suas aplicações em geotecnia foram revistos por Ortigão (2001). As modificações desde então nos sistemas de piezómetros foram poucas, mas os instrumentos eléctricos tiveram um avanço enorme graças a electrónica moderna. Pode parecer paradoxal, mas alguns tipos mais antigos, um denominado de corda vibrante e desenvolvido na França nos anos 30, outro nos EUA nos anos 40 por Casagrande, são os mais utilizados e mais confiáveis. O primeiro tipo, foi reabilitado com o advento da electrónica, e é um dos mais empregados nos anos 90. Os denominados Casagrande são os mais simples e mais confiáveis e, portanto, muito utilizados.

Existem outros tipos de piezómetro que tendem a ser menos empregados, como os hidráulicos de dois tubos e os pneumáticos, os primeiros foram muito usados em barragens e obras de solo mole até aos anos 70 (Ortigão, 2001) mas tem instalação e operação complexa. Os instrumentos pneumáticos vêm sendo pouco a pouco substituídos pelos eléctricos por serem mais fáceis de instalar, operar e automatizar.

4.8.7. Piezómetro de Casagrande (Standpipe Piezometer)

O piezómetro *standpipe*, por vezes chamado de piezómetro de Casagrande, é um piezómetro de “tubo aberto”. É constituído por um tubo vertical ligado a uma ponta porosa por onde a água pode circular livremente. É medida a tensão neutra através da altura de coluna da água no tubo.

A leitura é realizada com um instrumento indicador do nível da água que é constituído por, um torpedo contendo uma chave eléctrica, um fio graduado e um carretel. Quando o torpedo atinge a água no tubo de acesso, fecha-se o circuito eléctrico e é emitido um som de alerta no carretel. Dessa forma, obtém-se a distância entre a boca do tubo e o nível de água. Como a distância entre a ponta do tubo e a boca do tubo é conhecida, por subtracção determina-se a altura da coluna de água, na posse da altura de coluna de água acima do ponto de instalação, soma-se a mesma à cota de instalação, obtendo-se a cota piezométrica. A cota piezométrica é a carga hidráulica total no ponto, em relação ao nível do mar.

Executa-se um furo por percussão ou rotação com diâmetro 70 a 100mm, de seguida é instalado um tubo de acesso vertical em PVC, que na sua extremidade contem uma ponta filtrante feita de polietileno ou pedra porosa com poros de 60 microns permitindo a circulação da água, depois da ponta filtrante e o tubo de acesso estarem instalados no fundo do furo, uma camada filtrante de areia é colocada em volta da zona da ponta filtrante. A parte de cima da zona filtrante é selada

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

com calda de cimento isolando a tensão neutra na ponta. O espaço anelar entre o tubo elevatório e o furo é preenchido até a superfície, com calda ou solo-cimento para prevenir a migração vertical da água. O tubo elevatório é finalizado acima do nível do terreno com uma tampa ventilada.

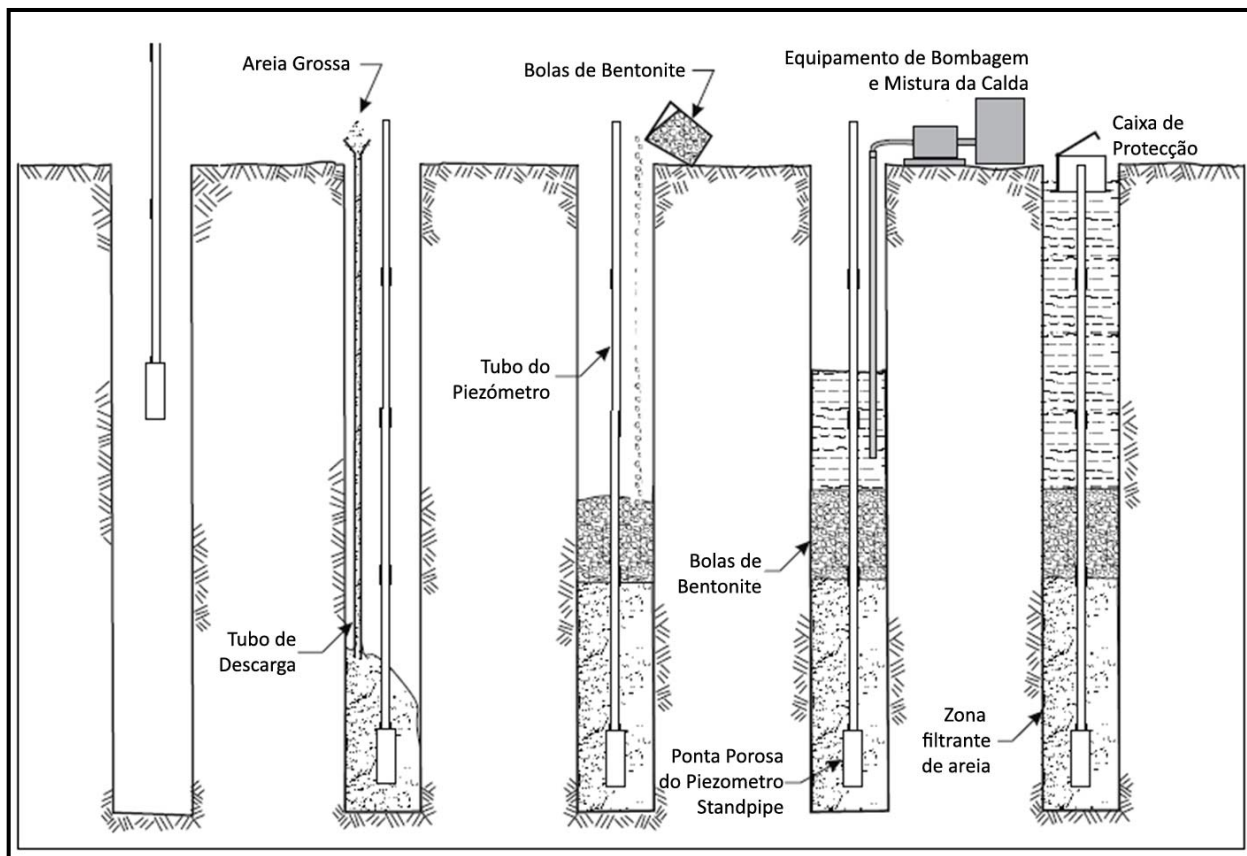


Figura 43: Instalação dos piezômetros de casa grande (adaptado de Slope Indicator 2010).

Os piezômetros "standpipe" podem ser cravados em solos muito moles. Neste caso, uma ponteira metálica é utilizada em substituição da ponta filtrante, e um tubo metálico em vez do tubo de plástico

As suas aplicações são:

- Monitorizar a tensão neutra para determinar a estabilidade de taludes, aterros, e barragens de terra;
- Monitorizar a eficácia de planos de rebaixamento do nível freático;
- Monitorizar a infiltração e movimentos de água subterrânea em aterros e barragens.

4.8.8. Furo aberto para observação de nível da água

Os furos de observação são utilizados para monitorizar o nível freático. O indicador de nível da água (INA) é uma variação do piezómetro Casagrande. Tem o mesmo princípio de funcionamento, mas com uma ponta filtrante de maior comprimento, situada na região de variação do nível freático.

Como a ponta filtrante não se encontra isolada da migração vertical da água, este tipo de instalação é utilizada para monitorizar a cota do nível freático mas não a tensão neutra.

A leitura é realizada com o mesmo equipamento que o piezómetro *standpipe* (carretel de sinal sonoro).

Mede-se a distância entre a boca do tubo e o nível de água. Calcula-se, por subtracção, a altura de coluna de água dentro do tubo. Como a cota de instalação da ponta é conhecida, somando-se a altura de coluna de água à cota da ponta obtém-se a cota do nível freático naquele ponto.

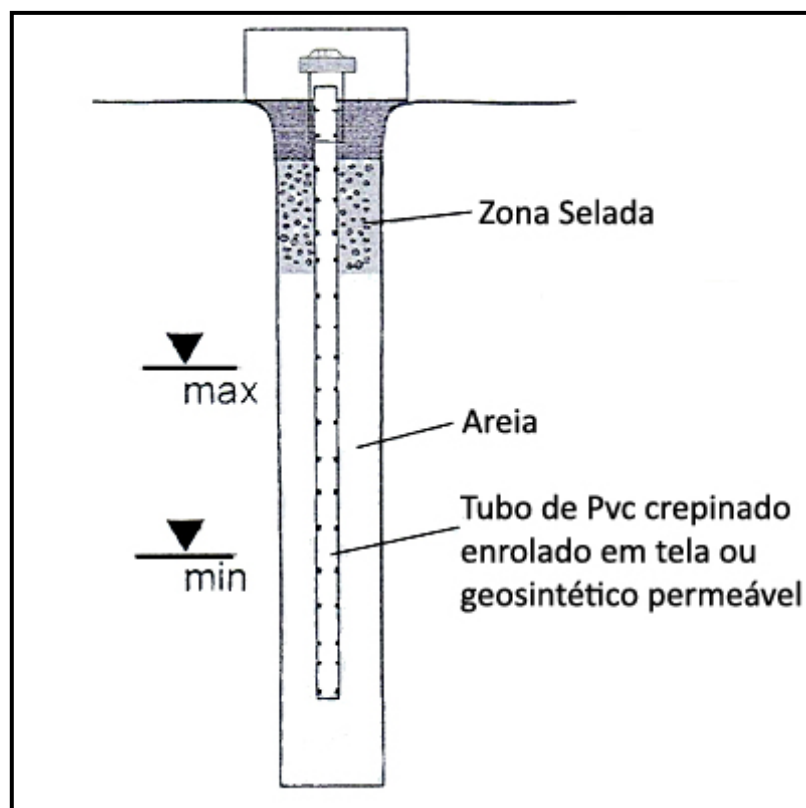


Figura 44: Indicador do nível d'água INA (Ortigão, 2001)

4.8.9. Piezômetro de corda vibrante (Vibrating Wire Piezometer)

Os piezômetros eléctricos de corda vibrante medem a pressão de água, e são constituídos por: um diafragma, um cabo de aço tensionado, e uma bobina electromagnética.

O piezômetro é desenhado de maneira a que uma deformação do diafragma cause uma mudança na tensão do cabo. É utilizada uma bobine electromagnética, e a vibração do cabo na proximidade da bobine gera uma frequência de vibração que é transmitida ao dispositivo de leitura.

O dispositivo de leitura ou "*data logger*" armazena a leitura em hertz. Factores de calibração são posteriormente aplicados à leitura para que o valor obtido chegue em unidades de pressão utilizadas em engenharia.

Actualmente é um equipamento abundantemente utilizado devido à sua precisão e sensibilidade, por permitirem leitura à distância e poderem ser completamente betonados, além de ser possível a sua integração em sistemas automáticos de aquisição de dados. Contudo, tem a desvantagem de vida útil ser limitada e de sofrerem alteração dos parâmetros de calibração que ocorrem ao longo do tempo. Como o instrumento está instalado no maciço, não é possível recalibrá-lo periodicamente, o que pode ocasionar perda de precisão das leituras.



Figura 45: Piezômetros de corda vibrante (Slope Indicator, 2010).

Os piezômetros VW são utilizados para monitorizar a tensão neutra. Eles também podem ser utilizados para monitorizar o nível da água.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

As aplicações usuais incluem:

- Monitorizar a pressão intersticial para determinar taxas de aterro e escavação seguros;
- Monitorizar pressões intersticiais para determinar a estabilidade de taludes;
- Monitorizar os efeitos de sistemas de rebaixamento utilizados para escavações;
- Monitorizar os efeitos de sistemas de melhoramento do terreno como drenagens verticais e drenagem de areias;
- Monitorizar as pressões intersticiais para verificar a performance de barragens de terra e aterros;
- Monitorizar as pressões intersticiais para verificar os sistemas de contenção em aterros sanitários e barragens de estéreis;
- Monitorizar os níveis de água em bacias de decantação e açudes.

Além dos piezómetros de corda vibrante tipo *standard*, o mercado actualmente oferece uma vasta gama de equipamentos com ligeiras transformações no sentido de os tornar mais adequados a diferentes situações, dos quais importa destacar os seguintes:

Piezómetros Craváveis: estes piezómetros possuem uma ponteira que permite a sua cravação em pequenas distâncias, em terrenos brandos.

Piezómetros Multi-nível: este piezómetro tem um invólucro especial que se destina a facilitar a instalação de múltiplos sensores num mesmo furo, permitindo a monitorização da pressão intersticial a diferentes níveis.

Piezómetros Ventilados de corda vibrante: este piezómetro é desenhado para monitorizar o nível da água, em tubos abertos e poços, dado que são instalados no fundo da coluna de água e avaliam mudanças na pressão da mesma. O mecanismo de ventilação compensa automaticamente as alterações da pressão atmosférica.

4.8.10. Piezómetros pneumáticos

Este equipamento permite determinar a pressão intersticial em solos saturados. Numa instalação normal, os piezómetros são selados num furo, englobados no terreno, ou suspensos num tubo. São constituídos por dois tubos gémeos que vão deste o piezómetro até um terminal na superfície. As leituras são obtidas através de um indicador pneumático.

O piezómetro possui um diafragma flexível. A pressão da água actua de um lado do diafragma e a pressão do gás actua do outro. Quando é necessário obter uma leitura, um indicador pneumático é conectado a um terminal ou directamente na tubagem. O gás de nitrogénio comprimido do indicador flui pelo tubo de entrada para aumentar a pressão no diafragma. Quando a pressão do gás excede a pressão da água, o diafragma afasta-se do tubo de ventilação permitindo ao gás em excesso escapar pelo tubo de ventilação. Quando isto ocorre, o gás em excesso é detectado a superfície e o fluxo de gás é cortado, de seguida a pressão do gás vai baixando até que o diafragma volte a posição original. É nesta altura, em que a pressão do gás equivale à pressão da água, que é efectuada a leitura através do manómetro indicador de pressão.

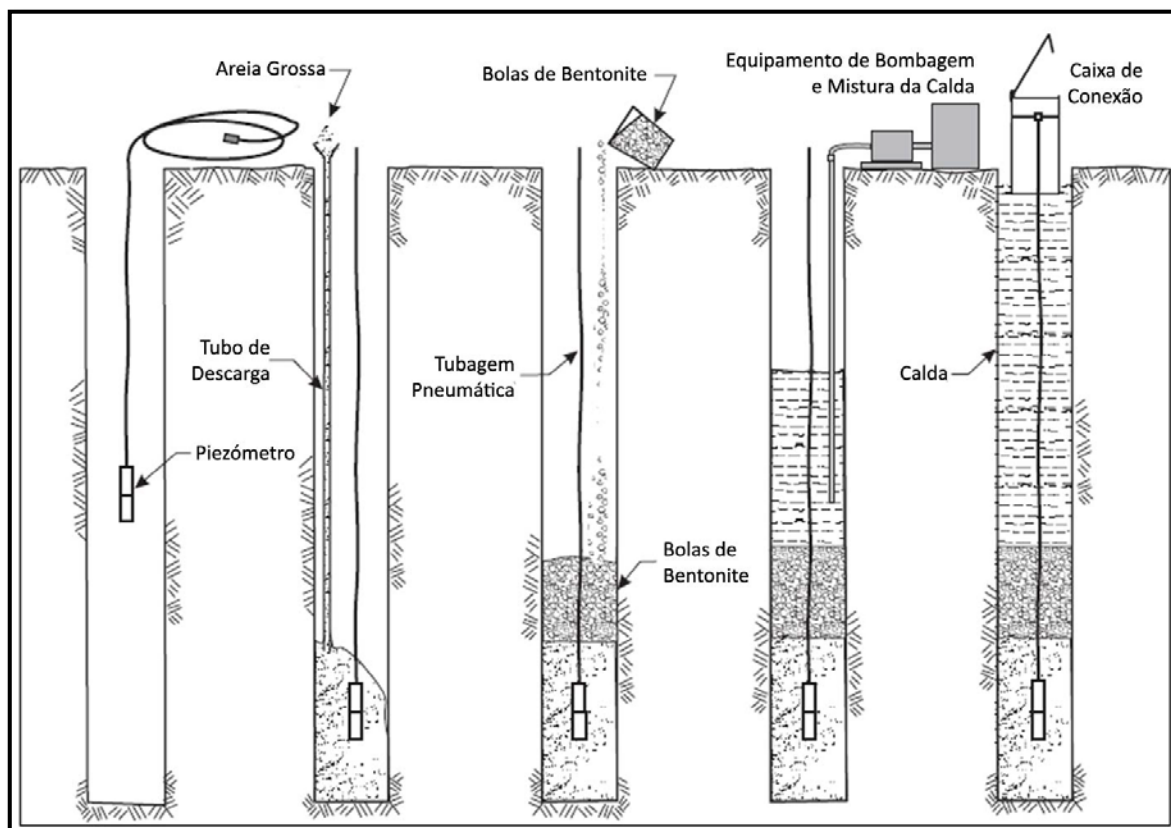


Figura 46: Instalação dos piezómetros pneumáticos (adaptado de Slope Indicator 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

As suas aplicações mais frequentes são:

- Monitorizar pressão intersticial para determinar as velocidades de aterro ou escavação adequadas;
- Monitorizar pressão intersticial para determinar a estabilidade de taludes;
- Monitorizar efeitos de sistemas de rebaixamento utilizados em escavações;
- Monitorizar efeitos de drenagem de terrenos tais como drenos verticais e drenos de areia;
- Monitorizar pressão intersticial para avaliar o desempenho de barragens de terra e aterros;
- Monitorizar pressão intersticiais para avaliar o desempenho de sistemas de contenção em aterros sanitários e barragens de estêreis.

No quadro seguinte faz-se uma comparação entre os diversos tipos de piezómetros.

Quadro 12: Comparação entre piezómetros (adaptado de Slope Indicator, 2010).

	Casagrande	Corda vibrante	Pneumático
Alcance	Profundidade do tubo	(3.45, 6.89, 17.24, 43,47 bar) (50, 100, 250, 500 psi)	12.41 bar (180 psi)
Tempo de resposta	Lento	Rápido	Rápido
Modo de leitura	Minutos	Segundos	5 minutos para cerca de 61 metros de tubo. Maiores tempos para tubos de maior comprimento.
Leitura	Com um indicador do nível de água. O peso e tamanho dependem do carretel necessário.	Leitura com equipamento portátil, leve e pequeno.	Equipamento portátil grande e pesado devido ao tanque interno.
Acesso remoto	Não. A leitura é obtida na extremidade do tubo.	Sim. Pode ser instalado um cabo eléctrico até a estação de leitura.	Sim. Pode ser instalado um tubo até a estação de leitura.
Data logger	Sim	Não	Não
Principais vantagens	Simplicidade. Alta fiabilidade	Fácil leitura. Instalação e betonagem fácil. Permitem acesso remoto.	Acesso remoto. Não é afectado por correntes eléctricas.
Principais limitações	Não permite acesso remoto.	Grandes comprimentos de cabo horizontal deverão ser protegidos de picos de corrente.	Alto tempo de leitura.
Principais custos de aplicação	Execução do furo. Os componentes são os mais baratos de qualquer tipo de piezómetro.	Execução do furo. Os componentes são mais caros que o sistema pneumático ou de tubo aberto.	Execução do furo. Os componentes são menos dispendiosos que o sistema de corda vibrante.

4.9. Equipamentos para medição e registo de vibrações

Os sismógrafos ou vibrómetros permitem medir os movimentos de vibração dos terrenos, mesmo aqueles que são demasiado fracos para serem sentidos, convertendo as medidas num registo gráfico. Este equipamento consiste num sensor (geofone) que detecta e amplifica os movimentos e uma unidade de gravação, que posteriormente reproduz os movimentos num registo visível, chamado sismograma. Os sismógrafos são desenhados para reagir ao movimento vibratório que não é mais do que a propagação das ondas sísmicas em três direcções: verticais, longitudinais e transversais. Os sismógrafos sofreram evolução com o avanço tecnológico, sendo, no início, equipamentos mecânicos, que foram evoluindo até incorporarem componentes eléctricos e electrónicos, permitindo o tratamento informático dos dados registados.



Figura 47: Exemplo de um sismógrafo de 7 canais “Vibracord VX” para controlo de vibrações (Vibracord 2010).

O *software* para tratamento dos dados possibilita a visualização das informações contidas nos registos, tais como a velocidade de pico máxima, duração dos registos, velocidade máxima em cada direcção (longitudinal, transversal e vertical), frequências de vibração nas três direcções, bem como outras informações complementares (data, hora do registo, tipo de registo, etc.)

A aplicação destes equipamentos está associada, por isso, à maioria das obras geotécnicas que envolve a formação de vibrações provenientes de escavação com recurso a explosivos, escavação mecânica com ou sem martelo hidráulico, realização de furos de sondagem e construção de estruturas. Todos estes processos são transmissores de vibrações que se propagam através dos meios vizinhos, podendo afectar uma grande variedade de alvos tais como infra-estruturas, edifícios sensíveis e populações.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

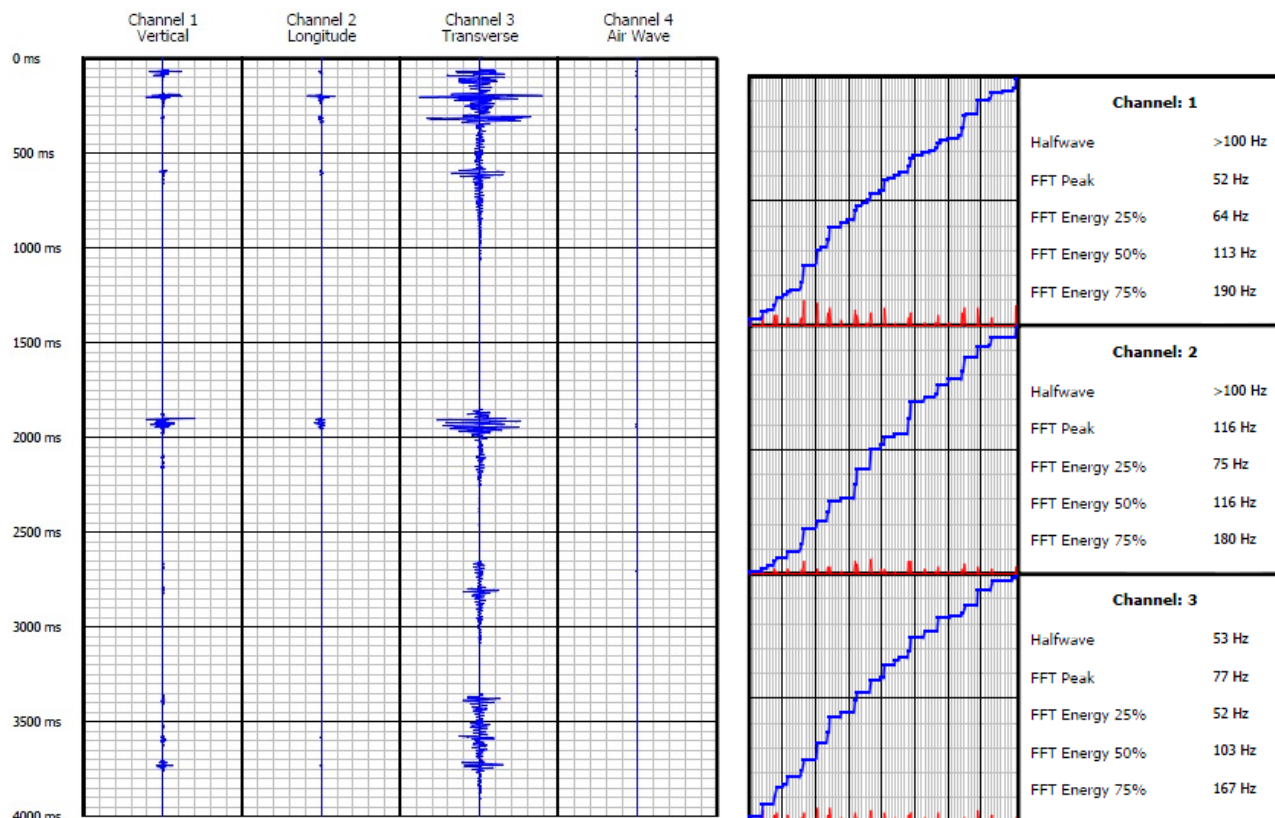


Figura 48: Exemplo de um registo de vibrações efectuado com o vibracord com 3 canais activos (pega de fogo de rebaixo, Túnel do Covelo, 2009).

A sua utilização em obra, prende-se essencialmente com o controlo de vibrações provocadas quer por máquinas ou por rebentamentos com explosivos. Estas vibrações propagam-se pelos maciços terrosos e rochosos e pelos edifícios, em função de diferentes factores como o tipo de terreno e a quantidade de explosivo detonada.

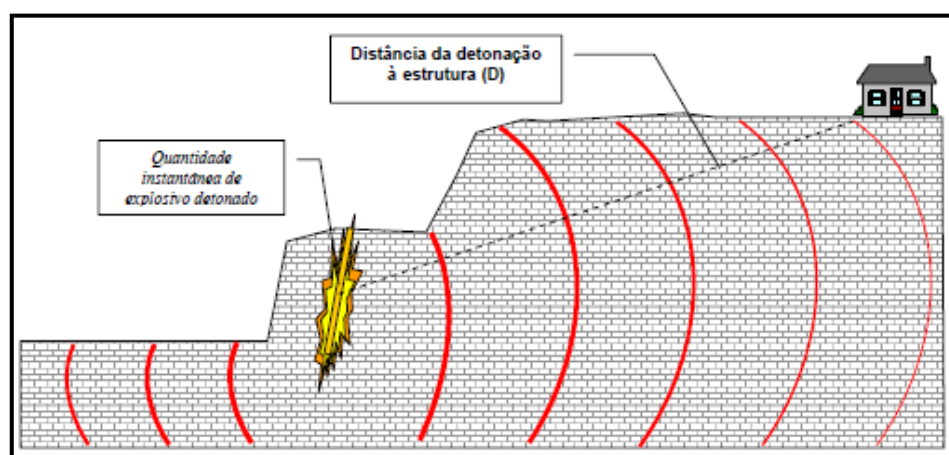


Figura 49: Perfil esquemático de algumas variáveis que influenciam as vibrações (Gama, 2008).

A percepção, por parte dos ocupantes dos edifícios solicitados por vibrações, ocorre, normalmente, em relação ao ruído radiado pelos elementos de construção, dado que o ouvido

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 4

apresenta uma sensibilidade mais elevada que os terminais nervosos que proporcionam a percepção táctil das vibrações (Teixeira, 2010).

Quadro 13: Valores limites de velocidade de vibração de pico [mm/s] (adaptado de Moura Esteves, 1993).

Tipos de construção	Solos incoerentes soltos, areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes, solos coerentes moles e muitos moles	Solos coerentes muito duros e de consistência média, solos incoerentes compactos; areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes	Rocha e solos coerentes rijos
Construções que exigem cuidados	2,5	5	10
Construções correntes	5	10	20
Construções Reforçadas	15	30	60

Nota: estes valores serão corrigidos com um factor de redução 0,7, no caso de se efectuarem mais de três explosões (ou pegas) por dia.

4.10. Outros equipamentos

Existem ainda outros equipamentos/instrumentos utilizados na instrumentação e monitorização de obras de engenharia, que não foram referidos em detalhe neste capítulo 4, dado que a sua aplicação é de um carácter muito específico e por vezes escapa ao âmbito da geotecnia sobre a qual esta obra pretende dar especial ênfase. No entanto faz-se aqui uma breve referência:

- Sensores de Temperatura – são utilizados para monitorizar o calor no processo de hidratação do betão.
- Sistema de monitorização de carris (*Track Monitoring System*) – pode ajudar a manter a segurança em linhas de caminho-de-ferro ao monitorizar o assentamento ou torção. Estes sistemas são instalados em linhas que podem ser afectadas por túneis ou escavações nas proximidades. Podem também ser instalados em zonas cujas linhas atravessam zonas em que haja perigo de lavagem ou deslizamentos.
- Medidor de esforços em solo (*Soil Strainmeter*) – Monitorizam tensões horizontais, em barragens de terra ou rocha ou monitorizar o esforço em outras estruturas terrosas.
- Sondas de assentamento para calhas inclinométricas (*Settlement Probes for Inclinator Casing*) – são utilizadas no interior de calhas inclinométricas para identificar as zonas e magnitude do assentamento no terreno que rodeia a calha.
- Sensor Espiral (*Spiral Sensor*) – este equipamento permite verificar a orientação da calha inclinométrica, sendo utilizado apenas quando a instalação é muito profunda, as leituras com o inclinómetro indiquem movimentação numa direcção improvável ou haja suspeitas de uma instalação defeituosa da calha inclinométrica.
- Sonómetros – são utilizados no controlo de ondas sonoras, provenientes do funcionamento de maquinaria ou de rebentamentos com explosivos.
- Medidores de partículas do ar (ventilações, emissões de poeiras a grandes distâncias)

5. Plano de instrumentação geotécnica

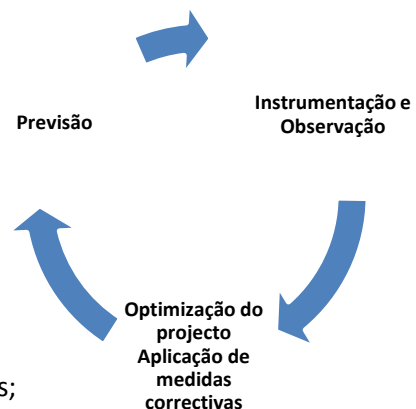
5.1. Finalidade e objectivos do plano instrumentação

O sucesso do programa de instrumentação está ligado ao desenvolvimento de necessidades bem definidas e objectivos específicos para recolher e interpretar a informação da instrumentação de campo. O processo de planeamento inclui selecção e considerações de instalação e estabelecer um orçamento para a instalação e interpretação da instrumentação. Para lá das emergências, é geralmente difícil obter financiamento suficiente para cobrir o custo da instrumentação antes da construção (Jackson, *et al.*, 2008).

Em obra, a instrumentação tem como objectivos tornar mais fácil a execução do projecto através da validação dos critérios do projecto enquanto oferece garantias de segurança e informações para o futuro.

Objectivos principais do plano de instrumentação:

- Validação das hipóteses de projecto - caracterização geomecânica;
- Controle do comportamento dos maciços terrosos /rochosos durante a obra;
- Observação das estruturas adjacentes;
- Obtenção de elementos de retro análise;
- Detecção de perigo eminente;
- Considerações sobre acções correctivas;
- Melhoria do método de construtivo;
- Acumulação de experiencia local;
- Aumento da protecção legal;
- Retro análise e melhoria dos modelos matemáticos;
- Satisfação da entidade reguladora / fiscalizadora.



Os objectivos da instrumentação durante a construção vão mudando dependendo no tamanho e tipo de obra, das condições geotécnicas e a calendarização do projecto. Após estabelecer um conjunto claro de objectivos, o especialista geotécnico do projecto identifica a necessidade potencial de instrumentação para monitorização e comunica os planos de instrumentação preliminares ao coordenador do projecto para confirmar que os objectivos do trabalho de instrumentação são justificados e adequam-se com os prováveis planos de construção.

5.2. Planeamento da instrumentação

Após a decisão de incluir instrumentação na obra, os planos são desenvolvidos para seleccionar e instalar a instrumentação adequada e colher e interpretar dados. Este passo é geralmente o mais difícil de conseguir.

A observação deve seguir as recomendações, que se dividem, essencialmente, em três partes:

- Organização de um documento que permita detalhar as tarefas elementares associadas à observação da obra, desde a concepção do plano de observação até à interpretação das observações, passando pelo caderno de encargos, localização, instalação dos aparelhos ou dispositivos de medida;
- Estabelecimento de um plano de garantia de qualidade da obra em função do Dono de Obra, isto é, a definição de um conjunto de acções planeadas e sistémicas para garantir os requisitos definidos pela qualidade;
- Estabelecimento das disposições contratuais respeitantes à observação, com destaque para os pontos mais relevantes de modo a evitar situações de conflito.

A implementação e recolha de dados pode ser responsabilidade do especialista geotécnico do projecto ou do “dono de obra”, dependendo das especificações do projecto. Em muitos projectos, o dono de obra irá comprar e instalar a instrumentação seguindo o projecto e especificidades estabelecidas no contracto, em outros casos, a empresa responsável pela construção ou um consultor designado irá instalar a instrumentação.

O especialista geotécnico da obra ou outro representante designado irão estar responsáveis pela recolha dos dados, sua interpretação e verificação.

Normalmente o plano de instrumentação é desenvolvido durante o projecto, e será frequente a necessidade de preparar plantas, desenhos e especificações que descrevem o tipo, instalação e requisitos da monitorização.

Durante a construção, o especialista geotécnico do projecto deverá estar preparado, para (Jackson, *et al.*, 2008):

- Rever o plano de instrumentação proposto pelo projectista
- Observar ou coordenar a instalação da instrumentação
- Recolher ou verificar os dados da instrumentação
- Interpretar os dados
- Detectar os problemas quando são obtidos valores anormais.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 5

Cada projecto apresenta um conjunto único de parâmetros críticos, o projectista tem de identificar estes parâmetros, de modo a para avaliar o comportamento durante e após a construção e seleccionar equipamentos necessários.

A escolha do equipamento deverá incluir: o alcance pretendido, resolução e precisão das leituras, uma vez que, o sucesso do programa de instrumentação será muitas vezes determinado pela adequação da instrumentação, sua performance e qualidade dos dados obtidos.

O plano de instrumentação pode não terminar com o final da obra. Cada vez mais se impõe a necessidade de prolongar os planos de observação e instrumentação para além da execução da obra, isto é, já durante a fase de exploração. Só assim é possível detectar comportamentos anómalos que podem afectar a operacionalidade e a segurança das estruturas, bem como detectar danos que venham a exigir obras de manutenção e/ou reabilitação. É óbvio que o plano de observação terá necessariamente diferentes características nesta fase e, portanto, deve proceder-se às alterações e adaptações convenientes. A frequência das observações e leituras terá de ser reajustada, assim como o tipo, número e distribuição dos aparelhos de medição (Amaral, 2006).

5.3. Selecção da instrumentação, localização, frequência das leituras

Factores a ter em conta na selecção da instrumentação:

Após a selecção das grandezas a medir é necessário seleccionar os aparelhos e instrumentos de observação, mais adequados, tendo em conta diversos factores:

- Condições do terreno – é necessário atender as condições específicas do terreno, ex: a permeabilidade pode determinar a inadequação de um dado aparelho e maior adequação de outro.
- Parâmetros complementares e medições redundantes – o comportamento do maciço rochoso e terroso está dependente não de um, mas sim de uma série de parâmetros, como tal é necessário ter a sensibilidade de seleccionar aparelhos que permitam estabelecer comparações/correlações entre si e permitir assim chegar a conclusões relativas à deformação ou ocorrência registada em dado momento da obra.

Outra das vantagens de ter instrumentação complementar é que em caso falha ou problemas com algum aparelho haverá sempre alguns dados que estarão sempre disponíveis para acompanhamento.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 5

- Performance do equipamento – a performance do equipamento é determinada pelo alcance, resolução, exactidão e precisão. Como é evidente o preço dos instrumentos aumenta com a sua qualidade de leitura, e existe aqui uma relação que tem de ser devidamente ponderada, tendo sempre em conta o orçamento disponível a relação custo-benefício. Normalmente a diferença entre um equipamento de alta qualidade e um de menor qualidade é insignificante quando comparado com os custos de instalação e monitorização do mesmo, como se será constatado no cap.9 deste trabalho. É falsa economia instalar um equipamento mais barato, menos fiável sendo que a sua substituição em caso de avaria é dispendiosa e por vezes impossível.
- Condições ambientais – o clima também afecta a escolha do instrumento, as condições temperatura e humidade são fundamentais. Equipamentos que têm componentes líquidos possuem uma aplicação limitada em climas gélidos assim como equipamentos eléctricos extremamente avançados não serão os mais indicados para climas tropicais, onde simples equipamentos mecânicos são mais fidedignos.
- Mão-de-obra e recursos – a quando da selecção de um determinado equipamento, o responsável deve atender ao facto da mão-de-obra disponível, dado que de nada serve ter um equipamento altamente sofisticado se não existirem técnicos capazes de o instalar e de executar as leituras. A região e instalações também são importantes dado que podem inviabilizar a manutenção e calibração dos equipamentos.
- Tempo de vida – Os aparelhos e os seus acessórios deverão estar de acordo com o tempo de vida pretendido. Determinados instrumentos poderão ser utilizados apenas durante a construção, mas outros poderão estar a fazer monitorização durante anos no tempo de serviço da obra.
- Aquisição de dados – a leitura poderá ser manual ou automática, sendo que esta ultima pode ser necessária quando:
 - É necessária monitorização em tempo real e sistemas de alarme automatizados;
 - A instrumentação está localizada num local remoto que não permite um fácil acesso;
 - A quantidade de equipamentos não permite leituras manuais em tempo útil;
 - Não existem técnicos qualificados disponíveis.

5.4. Localização, malha e frequência de leituras

O passo seguinte será a selecção das secções a instrumentar e a definição da frequência das leituras. A localização exacta dos equipamentos será determinada no terreno, quando os detalhes geológicos e os procedimentos de instalação são definidos mais detalhadamente do que na fase de projecto. Deverão constar as localizações finais seleccionadas, a orientação, a profundidade e o número de aparelhos.

A selecção dos locais de instalação dos equipamentos está dependente de vários factores, os diferentes parâmetros a acompanhar implicam normalmente diferentes localizações e como tal deve ser escolhido locais com a maior representatividade e adequabilidade, a facilidade de acesso também deverá ser considerada.

Muitas vezes, os instrumentos são agrupados em secções, que geralmente, se dividem em secções principais, onde o número de aparelhos e consequentemente de grandezas medidas é maior, e secções secundárias, onde o número de aparelhos é menor.

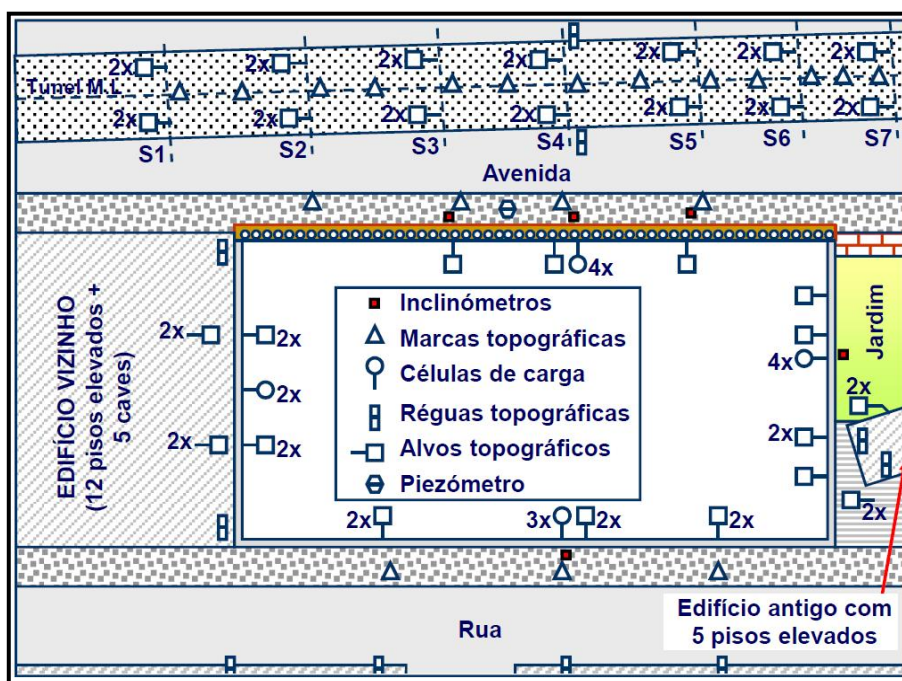


Figura 50: Exemplo e uma planta de instrumentação (Adaptado de Pinto, 2009).

Ao mesmo tempo que a localização é definida deverão ser estabelecida a frequência de leitura desejada, uma vez a mesma varia com o parâmetro observado, relevância da localização e evolução da construção e entrada ao serviço da obra.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 5

De seguida apresentam-se vários exemplos de planos de instrumentação estabelecidos para diferentes aplicações.

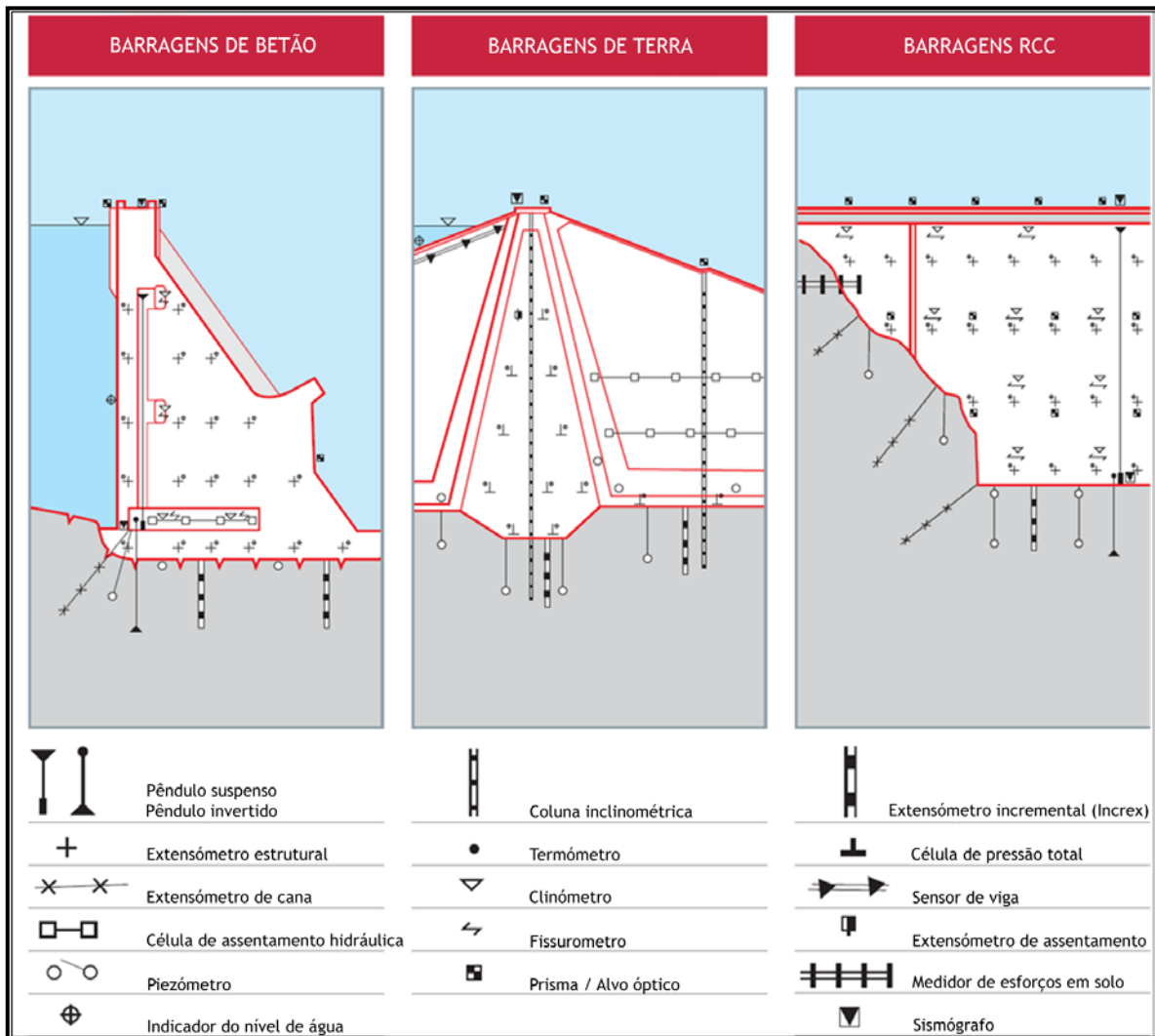


Figura 51: Aplicação em barragens de betão, barragens de terra e barragens de betão compactado com cilindro (SisGeo, 2008).

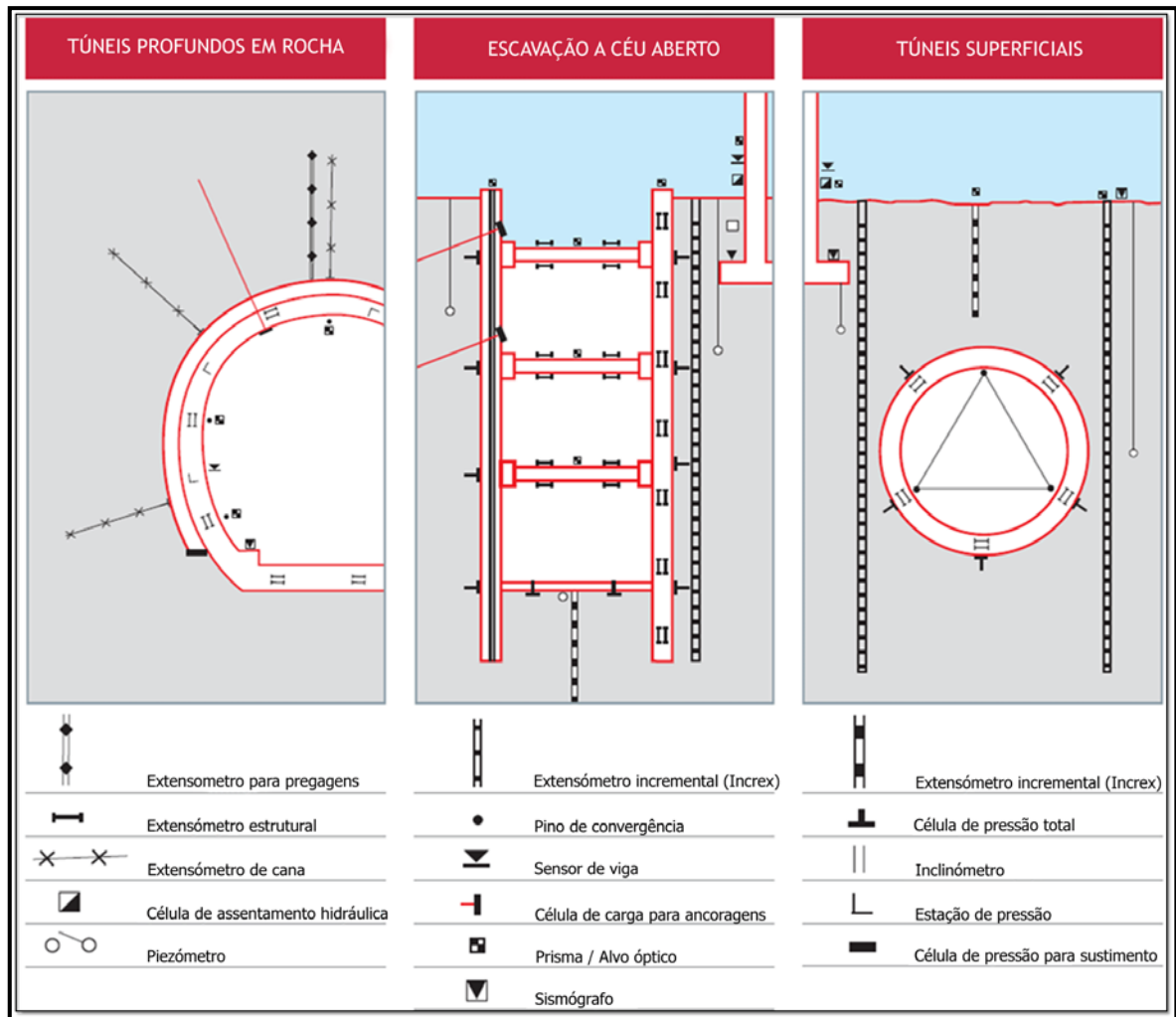


Figura 52: Aplicação em túneis profundos, escavações a céu aberto e túneis superficiais (SisGeo, 2008).

5.5. Instalação, calibração, referência inicial "zeragem"

5.5.1. Instalação

Os manuais dos equipamentos fornecidos pelos fabricantes contêm instruções para a instalação dos equipamentos. No entanto as características específicas dos locais implicam um planeamento prévio que deve ser suficientemente flexível para contemplar situações inesperadas durante a instalação, designadamente as características geotécnicas dos terrenos. As operações de instalação devem ser planeadas adequadamente. Os procedimentos deverão incluir uma lista de materiais, ferramentas e sobressalentes utilizados durante a montagem e instalação e quaisquer requisitos para o furo como diâmetro máximo e mínimo e restrições na dureza da parede.

Uma co-operação adequada entre a equipa de sondagem, a equipa de construção e a equipa de instrumentação é imprescindível para o sucesso do trabalho.

5.5.2. Calibração

De modo a obter dados credíveis os equipamentos deverão estar sempre devidamente calibrados. Normalmente, as unidades de leitura fornecidas pelos fabricantes estão calibradas, segundo a calibração de fábrica, controlada segundo procedimentos de controlo de qualidade do próprio fabricante.

O equipamento deverá ser sempre calibrado antes de usado. Os instrumentos comprados a um fornecedor normalmente virão com as curvas de instrumentação ou poderão ser calibrados para uma pressão atmosférica *standard*. É bom verificar com frequência as curvas de calibração numa bancada de teste antes da instalação para assegurar que o transporte não mexeu com a calibração.

5.5.3. Leitura de "zeragem"

A leitura de "zeragem" corresponde à referência inicial: são necessárias três leituras para se obter uma zeragem sendo através deste valor que as alterações irão ser acompanhadas por comparação com a leitura inicial. Por vezes, devido a problemas ou alterações registadas no terreno é necessário recalibrar a instrumentação mesmo com o decorrer da construção, através de novas leituras de zeragem.

Isto é frequente por na monitorização de convergências por exemplo, devido ao uso de explosivos ou fruto de avarias com conseqüente substituição de instrumentos, dado que as diferentes calibrações determinam diferentes valores.

5.6. Níveis de alerta e alarme

Para o controlo de segurança torna-se necessário definir os limites de atenção e de alerta com as correspondentes acções a tomar. Normalmente são estabelecidos níveis com diferentes cores e significados previamente determinados, para comparação de resultados com as leituras obtidas. O sinal verde significa que está tudo bem, o sinal amarelo significa a necessidade de incrementar medidas cautelares e um aumento de frequência de leituras, e o sinal encarnado indica a necessidade de acções de contingência.

Uma leitura com sinal amarelo pode corresponder a uma situação anómala que deve merecer o máximo cuidado quando estes sinais se estenderem a vários equipamentos. A realização de uma inspecção visual (com particular atenção para os caudais, pressões intersticiais, deslocamentos, fissuras, etc.) a todos os locais críticos poderá contribuir para a clarificação da situação.

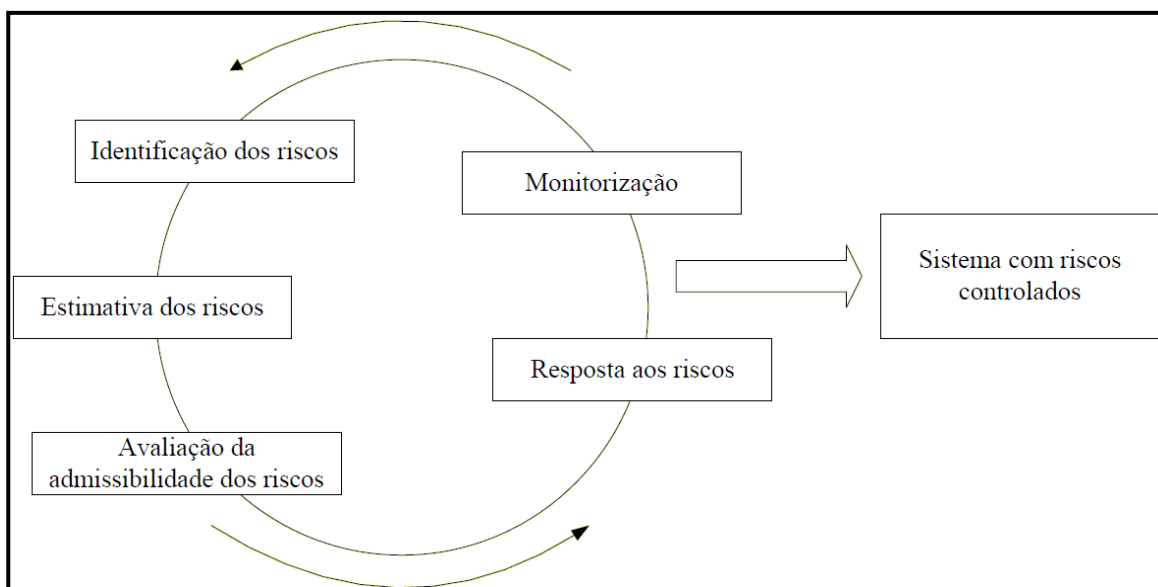


Figura 53: Análise de risco (Baker, 1997).

A definição dos limites de atenção e de alerta, bem como as medidas de reabilitação exigem uma análise de risco e devem ser da incumbência do projectista por ser a entidade que melhor conhecimento tem da estrutura. Estes limites dependem, também, da fase em que se encontra a obra.

Quadro 14: Exemplo de níveis de alerta adoptados para a generalidade das obras de engenharia (Adaptado Dunicliff 1993).

Nível de alerta	Critério	Acção
1	Movimento superior do que 10mm em qualquer estação de acompanhamento	Reportar à administração
2	Movimentos superior que 15mm em duas estações adjacentes: ou velocidade maior que 15mm por mês em qualquer estação	Relatório verbal e encontro no local procedido de relatório escrito e recomendações
3	Movimento superior a 15mm mais aceleração em qualquer estação	Inspeção imediata ao local pelo engenheiro consultor, reunião no local e prováveis medidas correctivas (de acordo com o plano de contingência)

Poderão ser considerados sistemas automatizados de alarme automático, considerada-se que um sistema de aviso possibilita minimizar os danos humanos e materiais, mas interessa referir que não se pode esperar que os sistemas de aviso não tenham erros, sinais extemporâneos e falsos alarmes.

As responsabilidades e competências de cada um dos intervenientes devem estar claramente estabelecidas (ver Quadro 15).

Quadro 15: Responsabilidade na segurança em obra (Barata, 1997).

Entidade	Competências
Dono de Obra	Nomeação de coordenadores e de segurança em fase de projecto e obra: elaboração de instrumentos de prevenção: comunicação prévia. Plano de segurança e saúde (PSS). Complicação técnica
Projectista	Garantir no projecto, a prevenção de riscos profissionais, em termos de concepção da obra e dimensionamento
Empreiteiro e Fiscalização	Garantir a prevenção na execução da obra, no que respeita à aplicação e aprofundamento do PSS. E à aplicação dos procedimentos de segurança mais eficazes.

5.7. Sistemas automatizados de medição, registo e transmissão de dados

Certo tipo de obras geotécnicas que exigem a obtenção de informação com grande rapidez, ou mesmo em tempo real especialmente durante o período de construção. Neste contexto, o aparecimento dos sistemas automáticos de observação veio desempenhar um papel importante. Os sistemas automáticos de observação têm como objectivo adquirir, transmitir e apresentar dados, incluindo a análise e o arquivo dos dados de observação.

Um sistema automático pode basear-se em:

- Sistema de aquisição com sensores de controlo remoto;
- "Data-logger" para aquisição das medições e correspondente *software*;
- Sistema de transmissão, que permite o envio dos dados para uma estação central de processamento;
- Sistemas avançados de processamento que permitem a validação e apresentação dos dados, a gestão dos alarmes e a interpretação obtida.

O princípio de funcionamento de um sistema de aquisição de dados automático, consiste na recepção de um conjunto de sinais eléctricos, permitindo que o sistema meça os sinais em intervalos regulares, efectuando a sua memorização e transmissão a um computador. A concepção do sistema deverá ter em conta a quantidade e o tipo de aparelhos de observação que integram o plano de instrumentação.

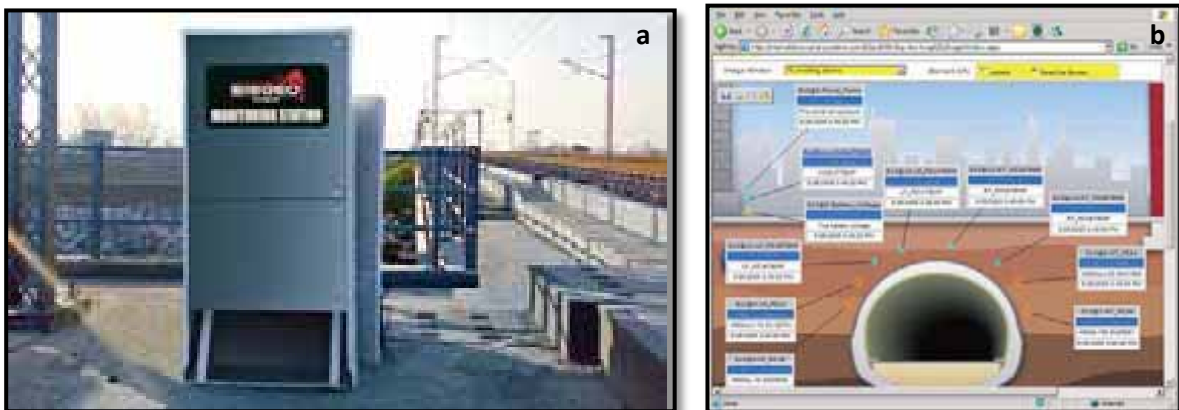


Figura 54: a - sistemas de aquisição de dados automático; b - software de aquisição e tratamento de dados (SisGeo 2010).

Apesar das incontestáveis vantagens deste tipo de sistema, podendo mesmo haver equipamentos computadorizados que não só recolhem e armazenam a informação como também a tratam, é preciso ter presente que nenhum sistema de aquisição computadorizado poderá substituir um parecer de engenharia e não deverá existir a tentação de tornar a instrumentação totalmente automatizada apenas para reduzir os custos de pessoal. Como tal, deverá existir um responsável por controlar o sistema de observação e validar os dados antes de proceder ao seu envio, periódico.

5.8. Tratamento dos dados, interpretação, apresentação dos resultados e conclusões

A análise dos resultados de observação em estado bruto consiste no seu tratamento de forma a obter elementos que permitam aos responsáveis uma interpretação adequada do comportamento da obra (conjunto maciço e estrutura).

Deverão ser estabelecidos procedimentos escritos para recolha, processamento, apresentação, interpretação, comunicação dos dados de instrumentação e para a aplicação de medidas correctivas ou minimizadoras.

A apresentação dos resultados deverá ser feita de forma clara de modo a que seja evidente a evolução do comportamento, permitindo detectar anomalias no comportamento estrutural das obras subterrâneas e mostrando as tendências quanto à evolução das grandezas. A interpretação de resultados pode envolver ainda a experiência em obras similares e em modelos específicos. Cada obra tem as suas especificidades não existindo regras gerais estabelecidas, devendo a interpretação ser feita no contexto global do conhecimento da obra.

O método para a interpretação baseia-se no propósito original do plano de instrumentação.

Na posse dos dados, o pessoal responsável pela instrumentação deve ser capaz de responder a questão: “O equipamento encontra-se a funcionar correctamente?” Por vezes a resposta pode ser obtida através de inspecções visuais. Em situações críticas, mais do que um tipo de instrumentação pode ser utilizada como sistema de apoio mesmo quando a sua exactidão é significativamente inferior à do sistema primário. Por exemplo, os alvos ópticos poderão ser utilizados para verificar se o movimento superficial está a decorrer da forma que as linhas de instrumentação superficial anunciam e avaliar se existe algum problema com o equipamento.

As leituras terão de ser correlacionadas com outros factores para determinar as causas e efeitos relacionados e para estudar os desvios das leituras face ao comportamento previsto. Quando

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 5

confrontados com dados que à primeira vista possam não parecer lógicos, a tentação é rejeita-los de imediato. Contudo, tais dados poderão ser reais e ter um significado importante. Uma questão muito importante deverá ser levantada: “Conseguimos pensar numa hipótese que explique consistentemente com os dados?” A discussão resultante irá determinar o procedimento a seguir.

Os canais de comunicação entre os projectistas e o pessoal no terreno deverão permanecer abertos, ou seja, o projectista que delineou as questões que queria ver respondidas terá de continuar a interagir com os responsáveis pela instrumentação que irão fornecer dados que serão avaliados de modo a detectar alterações que exijam atenção imediata. Os resultados do tratamento da informação recolhida pelo sistema de observação da obra vêm normalmente expressos em relatórios. Consoante o fim a que se destinam ou a origem da informação a que respeitam, esses relatórios poderão classificar-se como (adaptado Sousa 2001):

- Periódicos – tratamento dos dados da observação que devem originar relatórios normalizados enviados periodicamente ao dono de obra ou projectista;
- Específicos – aspectos específicos da obra ou de equipamentos, ocorrências que poderão sair fora do contexto espectável, estes relatórios poderão ser elaborados durante etapas significativas da obra e cujo formato e instrumentos a processar serão definidos pelo utilizador;
- Gerais – todos os tipos de dados obtidos durante a observação, tais como informação geotécnica, fotografias, desenhos sobre a forma digital, entre outros documentos;
- Inspeções visuais – elaborados após visitas de inspecção às obras e, em particular, durante a sua fase de exploração, sendo de especial importância no controlo da segurança e, em particular, nas obras não instrumentadas ou com pouca instrumentação;
- Especiais – elaborados por especialistas, em regra realizados por empresas externas.

Os dados obtidos pela instrumentação vão permitir estabelecer comparações entre as ocorrências e deformações obtidas e os modelos numéricos e deformações espectáveis delineados na fase de projecto, permitindo avaliar a forma como o maciço e estrutura se está a comportar e adquirir experiência útil em futuros projectos.

5.9. Perspectivas futuras

Tudo aponta para uma maior utilização e desenvolvimento dos sistemas automáticos no futuro. A escolha do tipo de instrumentação é efectuada com base no custo, precisão, disponibilidade de mão-de-obra qualificada e manutenção dos equipamentos. Por estes factos, e em especial nos países mais desenvolvidos e em consequência dos elevados custos da mão-de-obra, os sistemas automáticos serão preferidos face às alternativas não automatizadas, que exijam a leitura dos equipamentos e o seu processamento de forma manual.

Naturalmente, a tendência é para que os instrumentos continuem a evoluir, conduzindo ao surgimento de equipamentos cada vez mais precisos, exactos, com maior resolução e de menor custo, cada vez mais difundidos a nível de engenharia. Irá ocorrer uma melhoria da resistência à corrosão dos sensores e um uso cada vez mais frequente de sensores inteligentes ou mesmo de novos sensores ou sistemas de sensores. A utilização de cabos na instrumentação poderá também sofrer uma diminuição, acompanhada da introdução de melhorias para redução de custos de instrumentação e eliminação de problemas de transmissão de sinais.

Os maiores desenvolvimentos são esperados na área dos sistemas de aquisição de dados, com benefícios para a actividade computacional, prevendo-se uma utilização deste tipo de equipamentos cada vez mais corrente e com um menor custo.

É importante referir também o interesse na possibilidade de partilha de informação, isto é, a disponibilização dos dados e resultados a diversos utilizadores, devidamente identificados e credenciados para o efeito, em vários locais simultaneamente (Sousa, 2001)

Assiste-se já a uma evolução a nível das bases de dados que armazenam toda a informação resultante do sistema de observação, com a criação de bases de dados multimédia contendo dados de observação, desenhos, filmes de vídeo, documentos e fotografias.

**Instrumentação em Obras
de Engenharia Subterrânea**

6. Instrumentação em obras de engenharia subterrânea

As obras de Engenharia Civil, que mais necessitam de uma observação cuidadosa são as estruturas subterrâneas, e em especial os túneis. Tal deve-se ao importante número de incertezas associadas a estas obras, entre as quais é possível destacar a incompleta caracterização geológica e geotécnica do maciço e o complexo comportamento estrutural do próprio túnel.

O conhecimento geológico do maciço tem impacto na viabilidade, no traçado, no comportamento e nos custos da obra. No caso dos túneis, a prospecção geológica apresenta desafios adicionais. É necessário compreender a geologia regional (tendo em atenção a análise tridimensional) e não esquecer que as propriedades geotécnicas se alteram significativamente com o tempo, a sazonalidade, a carga a que estão submetidas (Parker, 2004). É importante lembrar ainda que os túneis são estruturas de desenvolvimento linear, isto é, estruturas em que a direcção longitudinal é muito maior que as duas direcções transversais. Este facto, por dificultar os estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos a partir da superfície para as profundidades pretendidas, associa um elevado grau de incerteza às extrapolações necessárias (Muralha, 2001).

Dado que é economicamente incomportável executar uma prospecção rigorosa do maciço em toda a extensão de uma obra deste tipo, o conhecimento geológico-geotécnico é sempre descontínuo, uma vez que os ensaios são realizados em pontos determinados de maciço sendo posteriormente aplicados métodos geoestatísticos que permitem correlacionar o conhecimento alargando-o à aos restantes pontos, conduzindo a um determinado grau de incerteza onde muitas vezes intervêm factores de natureza empírica.

A observação e instrumentação de um túnel é um aspecto imprescindível na execução deste tipo de obras. Alguns dos conceitos de projecto que se aplicam actualmente, método observacional (ver capítulo 3) e NATM (ver capítulo 7.4), incluem um conjunto de pressupostos que não dispensam o acompanhamento do comportamento do maciço e do suporte.

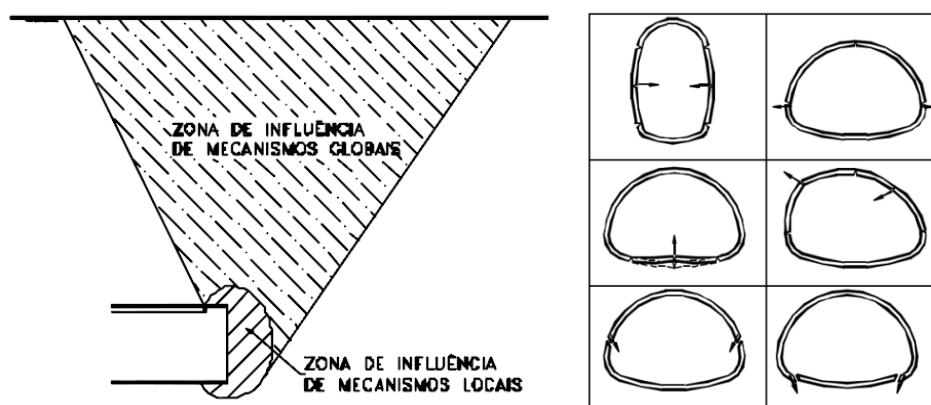


Figura 55: Deformações várias em túneis (Murakami e Maffei 2002).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 6

As actividades associadas à observação de uma obra subterrânea são vastas e por vezes complexas, porquanto influenciam e interagem com as tarefas de construção, exigindo uma elevada capacidade de resposta, tanto na execução como no tratamento da informação.

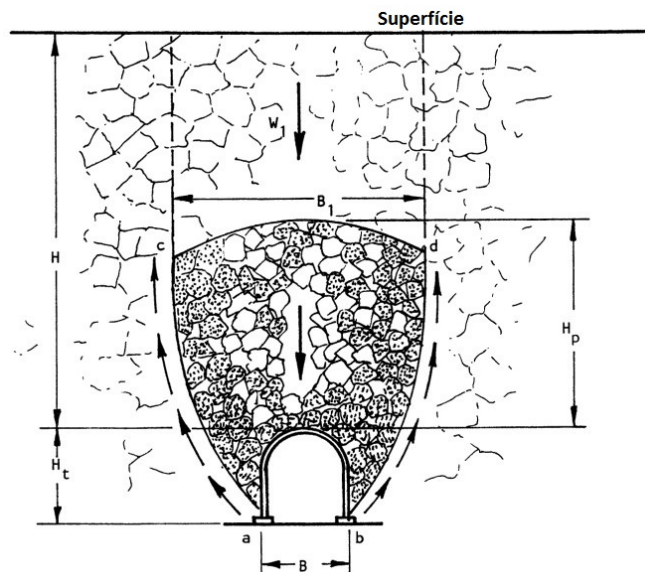


Figura 56: Diagrama simplificado que representa o movimento da rocha solta em direção ao interior do túnel e transferência de carga para a rocha circundante (adaptado de Hoek & Brown, 1980).

Os programas de instrumentação geotécnica são levados a cabo para um ou mais dos seguintes objetivos (U.S. Army Corps of Engineers, 1997):

- Quando o sustimento inicial é seleccionado com base nas condições encontradas, a monitorização pode verificar a adequação da escolha e indicar se é necessário um reforço do sustimento.
- Monitorização prévia, possivelmente numa área de teste, pode ajudar no planeamento de procedimentos de construção posteriores ou ajudar a decidir se os planos de contingência precisam de ser activados.
- Com o método NATM (New Austrian Tunneling Method), a monitorização de deslocamentos e pressões é parte essencial do processo construtivo, fornecendo dados para a contínua actualização do projecto e verificação durante a construção.
- No processo de determinar a adequação do sustimento, a monitorização também cumpre uma função de segurança, alertando para o potencial colapso do terreno.
- A monitorização pode ser necessária para cumprir com exigências ambientais (ex: rebaixamento do nível freático, assentamentos do terreno, vibrações) ou requisitos do contrato.
- A monitorização pode ser utilizada para diagnosticar falhas do projecto de escavação e indicar procedimentos mais adequados.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 6

- Instalações experimentais, túneis piloto, ou poços que são utilizados para obter dados para o projecto de estruturas importantes necessitam tipos especiais de instrumentação.

O plano de observação neste tipo de obras está relacionado com a observação sistemática essencialmente na etapa da execução da escavação, diagnóstico de situações anómalas e decisões no que respeita a tomada de medidas para resolução de problemas identificados. Como tal, a instrumentação é um meio determinante no processo da monitorização e controle geotécnico.

De acordo com (Hoek e Brown, 1980), as deficiências mais comuns praticadas nas actividades de observação e monitorização de obras subterrâneas são:

- Deficiências na planificação: relativamente ao tipo de informação necessária, variáveis de controlo, verificação das condições geológicas, controlo de métodos de escavação;
- Indefinição das condições iniciais de referência: instalação dos equipamentos demasiado tarde, ou deficiências na periodicidade das leituras, desconhecendo-se os movimentos anteriores à instrumentação;
- Inexperiência dos operadores dos equipamentos: imperfeição na instalação dos equipamentos ou na detecção do seu mau funcionamento, lacunas na identificação dos sinais de instabilidade;
- Atrasos na avaliação e interpretação: incapacidade de tratar a informação em obra, com a subsequente necessidade de envio da informação para outras entidades que desconhecem a obra, implicando a perda de oportunidade de intervenção correctiva imediata;
- Avarias de equipamentos nas actividades construtivas: erros ou cessação das leituras;
- Indefinição das responsabilidades do Empreiteiro: relativamente à colaboração e ao pagamento destas actividades, resultando incompreensão e falta de apoio;
- Equipamentos inadequados: relativamente à aplicabilidade, robustez e complexidade;
- Diminuição da observação por limitações orçamentais: a tentativa de redução de custos implica uma restrição do número de observações nos equipamentos existentes, não instalação de outros instrumentos e deficiências na análise e tratamento dos dados.

Como foi referido, a tendência actual reserva a elaboração do projecto de execução para a fase de obra, implicando frequentemente uma drástica reformulação dos pressupostos anteriores. Assim, nenhum dimensionamento de projecto, por mais sofisticado, é mais fiável que a qualidade dos

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 6

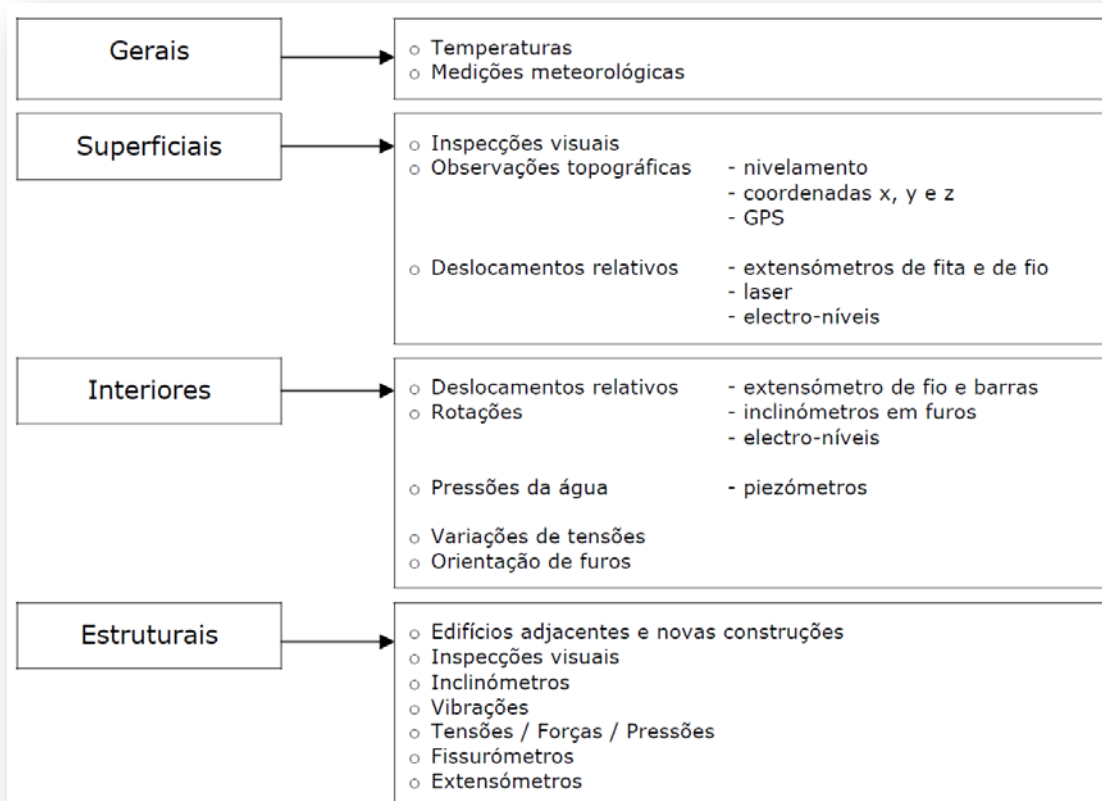
dados geotécnicos que utiliza, implicando a necessidade de medir e quantificar o comportamento das estruturas, de forma a constituir uma apropriada modelização (Cunha, 1987).

Na monitorização e controle é imprescindível usar equipamentos que permitam efectuar medições de deslocamentos relativos, rotações, pressão da água, variação de tensões e orientação dos furos.

A selecção dos equipamentos geralmente está relacionada com aspectos de eficiência, compatibilidade com os objectivos e aspectos operacionais, tais como:

- Funcionalidade dos aparelhos com as condições de tamanho e condições geotécnicas da rocha hospedeira;
- Adaptabilidade às condições de construção do ambiente subterrâneo, sem gerar perturbações no local de instalação;
- Fiabilidade e precisão adequadas;
- Robustez e baixa manutenção;
- Automatização na captação do comportamento geotécnico do maciço, registo, leitura e transferência de dados mediante sistemas electrónicos;
- Custo razoável e compatível para o tipo de escavação subterrânea.

Quadro 16: Equipamentos e dispositivos de observação de obras subterrâneas em meio urbano (Sousa, 2001).



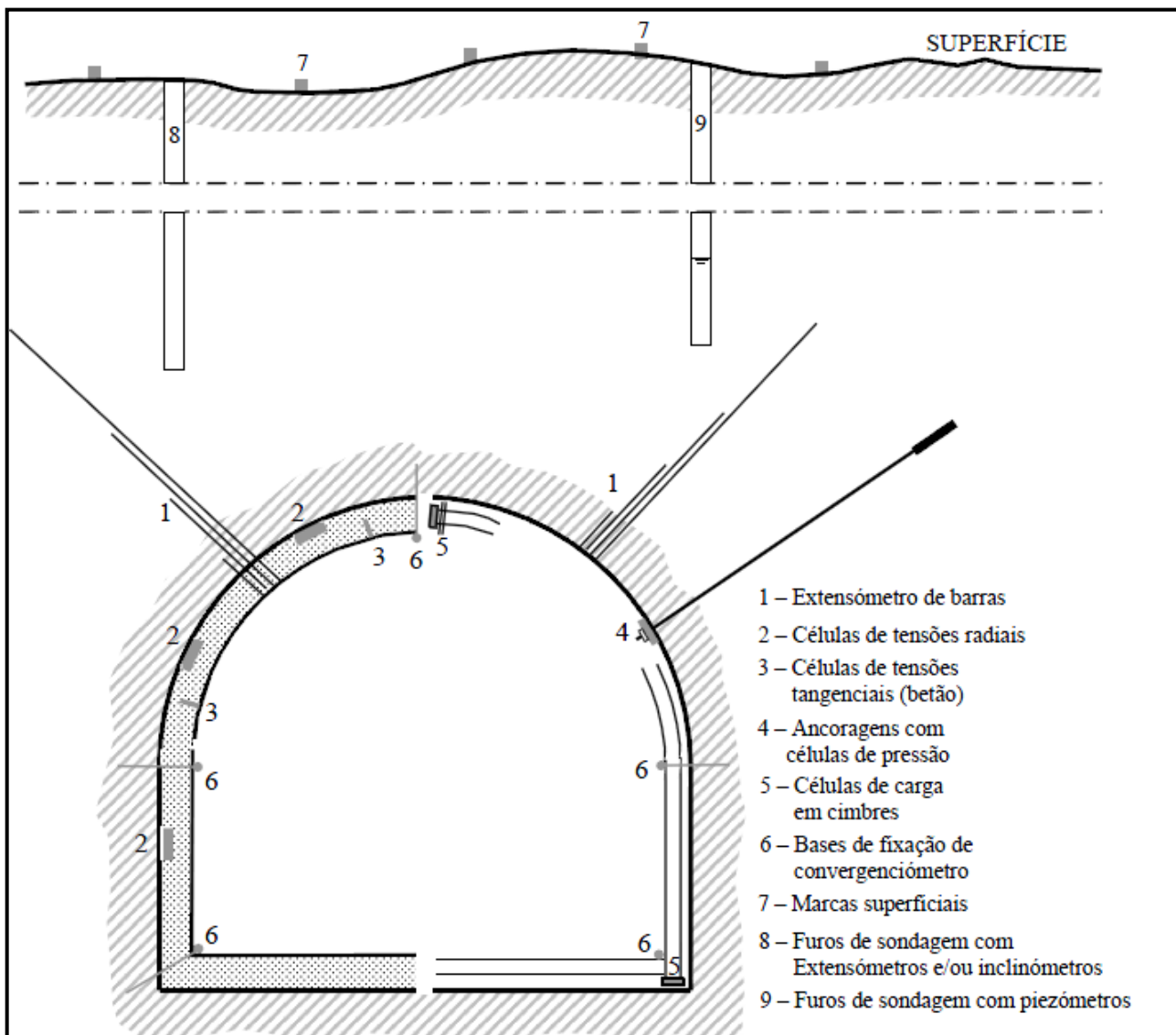


Figura 57: Seção instrumentação tipo em túneis (adaptado de Cunha 1994).

A colocação de equipamentos de monitorização antes do início da escavação, que permanecem em actividade no decorrer da obra, constitui uma metodologia eficaz na caracterização da situação de referência e do seu evoluir ao longo do período de trabalhos.

É o caso de medidores de deformações (extensómetros e inclinómetros em furos de sondagem e marcas topográficas) e de níveis piezométricos no interior de furos de sondagem (Oliveira, 1994).

São usados diversos instrumentos para a monitorização geotécnica do ambiente subterrâneo. Segundo Trabada Guijarro (1997), as medições e os equipamentos de instrumentação de uma obra subterrânea envolvem:

- Movimentos verticais: à superfície e em estruturas existentes (edifícios, estradas, etc.) através da utilização de nivelamento topográfico e em profundidade mediante a instalação de extensómetros (de barras) em secções de controlo.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 6

- Movimentos horizontais: em profundidade através da instalação de inclinómetros em secções de controlo; medição de convergências no túnel com equipamentos de precisão.
- Pressões: através de células instaladas no interior do sustimento provisório.
- Níveis piezométricos: nas camadas permeáveis ao longo do traçado do túnel, através de tubos piezométricos instalados em furos verticais desde a superfície.

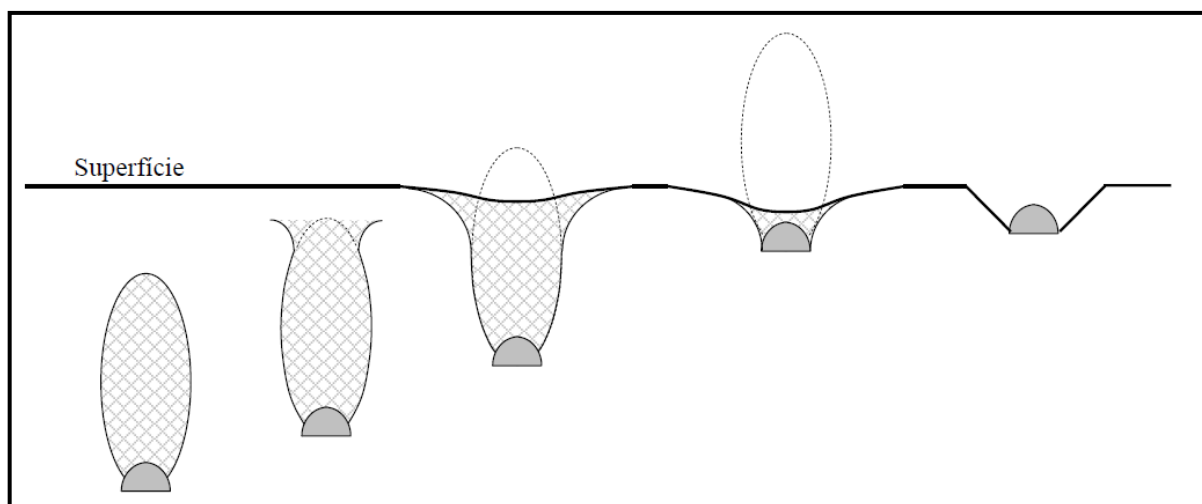


Figura 58: Evolução da zona de movimento do terreno com a profundidade da escavação (adaptado de D.E.M.G. 1997).

A estes métodos devem acrescentar-se as técnicas de reconhecimento da frente de escavação, uma vez que constituem eficientes processos de reconhecimento da rocha a escavar e de detecção antecipada de anomalias, bem como as técnicas específicas de monitorização ambiental, com destaque para a medição de vibrações e ruídos. A determinação da zona perturbada pela escavação, se bem que envolva métodos complexos (microsísmica de refração), é um aspecto que pode fornecer importantes dados para a modelação computacional em fase de obra para aplicação ao dimensionamento dos suportes, além de permitir a avaliação do dano ao maciço provocado pela escavação.

Resta acrescentar que a filosofia que preside ao NATM pressupõe a auscultação sistemática da obra na fase construtiva, da qual depende todo o sistema de reforço do sustimento primário. Para o uso correcto da técnica NATM a estabilização da frente de escavação em túneis é efectuada faseadamente: execução de micro estacas / enfilagens, escavação, saneamento da frente, betão projectado com fibras, pregagens (fibra de vidro / swellex), instalação de perfis metálicos, betão projectado com fibras. Durante estes processos decorre uma redistribuição de tensões no maciço, no qual o mesmo vai reajustar-se as novas condições isto implica um certo grau de deformações e

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 6

a instrumentação geotécnica presente permite acompanhar esta série de acontecimentos e avaliar se estão a decorrer conforme o esperado informando os responsáveis se são necessárias correcções, podendo os avanços e o sustimento utilizados ser ajustados as reais condições encontradas.

A gestão do maciço rochoso em ambiente subterrâneo deve ser por isso um processo sistemático e sequencial de modo que as alterações geotécnicas, provocadas pelas escavações subterrâneas, sejam controladas. Para isso, é necessário contar com informação geotécnica consistente e fiável, para prever o nível de impacto geotécnico, procurar medidas preventivas e correctivas, aplicá-las e realizar um acompanhamento com instrumentação, amostragem e observação “*in situ*” para o reajuste constante dos parâmetros geotécnicos.

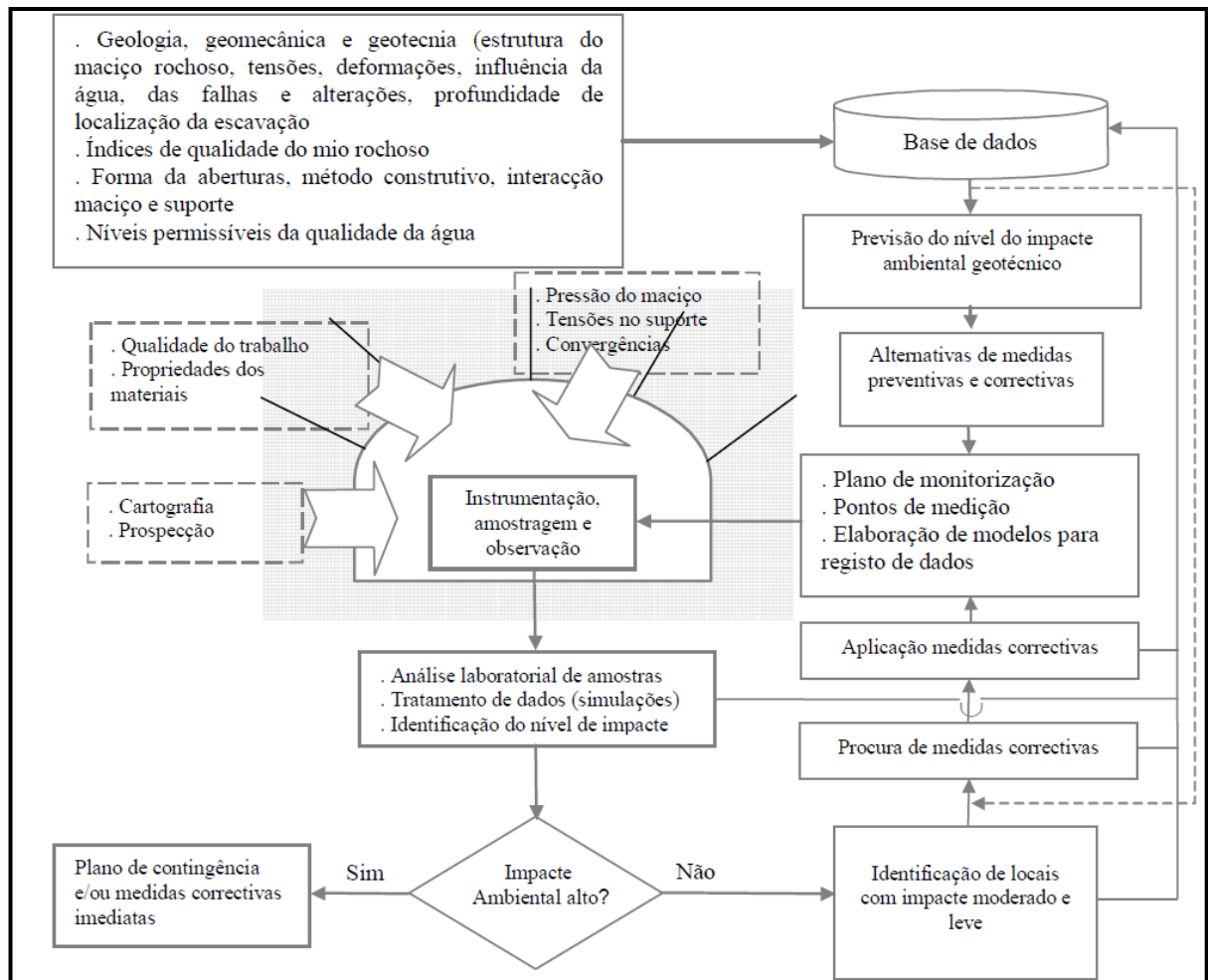


Figura 59: Processo de Observação sistemático em escavações subterrâneas (Torres, *et al.*, 2005).

7

Componente Prática

Túnel do Seixo Alvo

7. Componente Prática – Túnel de Seixo Alvo

7.1. Enquadramento geral da obra

Este capítulo introduz a componente prática da presente dissertação, que consiste no acompanhamento da execução de uma obra subterrânea, análise do correspondente plano de instrumentação, na colecta de dados dos instrumentos colocados em obra e na apresentação de considerações acerca de alguns dos dados obtidos aqui referidos.

O acompanhamento da obra por nós realizado decorreu no período de 12 de Abril a 31 de Julho de 2010.

A obra subterrânea acompanhada é um túnel rodoviário com duas galerias situado no concelho de Vila Nova de Gaia, junto do lugar de Seixo Alvo.

O túnel de Seixo Alvo localiza-se no trecho 3 da auto-estrada A32. Esta auto-estrada integra a concessão de auto-estradas do Douro Litoral que pretende ligar São João da Madeira (ER327) e Carvalhos (IP1), com uma extensão de 34,7 km, sendo 6,4 km de obras de arte especiais. As operações de construção foram iniciadas em Fevereiro 2010.

O projecto de execução é da autoria da COBA (Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A.), e a obra em questão está a ser realizada pela DLOE (Douro Litoral Obras Especiais ACE), sendo que esta entidade é um consórcio formado pelas empresas Teixeira Duarte, S:A., Zagope - Construções e Engenharia, S.A., Construtora do Tâmega, S.A. e Alves Ribeiro, S.A..

No anexo I pode ser observada a planta de localização da obra em estudo e no anexo II o enquadramento do Túnel de Seixo Alvo de acordo com a carta topográfica à escala 1/25000.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

7.2. Principais características do Túnel

O túnel situa-se entre os Pk 10+900 e 11+200 do traçado da A32 e as suas principais características apresentam-se resumidas no Quadro 17.

O conjunto de obras a realizar inclui escavação, suporte e revestimento definitivo das duas galerias gémeas afastadas entre si cerca de 20 m entre guias inferiores, e ainda os emboquilhamentos que lhe estão associados.

Quadro 17: Resumo das características do túnel (adaptado de COBA, 2009).

Túnel do Seixo Alvo	Escavação mineira			Estrutura			Recobrimento máximo (m)
	Início (km)	Fim (km)	Comp. (m)	Início (km)	Fim (km)	Comp. (m)	
Galeria Norte (Faixa Direita)	0+559,2	0+853,7	294,5	0+550,0	0+860,0	310,0	25,0
Galeria Sul (Faixa Esquerda)	0+549,9	0+845,2	295,3	0+549,7	0+851,5	310,8	

O traçado apresenta um perfil transversal tipo inserido num gabarit de 13 x 5,10 m (l x h), com 3 x 3,75 m de via e 0,5 e 1,25 de berma esquerda e direita e passeios variáveis com cerca de 0,90 de largura no interior da galeria (vide anexo III). A galeria será ainda dotada de uma série de nichos com diferentes funções como explicado no Quadro 18.

Quadro 18: Localização dos nichos (adaptado de COBA, 2009).

Galeria Norte Faixa Direita			Galeria Sul Faixa Esquerda			
Pk	Lado Direito	Lado Esquerdo	PK	Lado Direito	Lado Esquerdo	
0+550	Entrada		0+540,7	Entrada		N1 – SOS + Extintores + Armário técnico
0+565	N2		0+555	N2		
0+630	N2		0+620	N2		N2 – bocas-de-incêndio + Carretel
0+635	N1	N3	0+625	N1	N3	
0+705	N2		0+695	N2		N3 – Caixas de visita ao dreno do hastedal
0+780	N2		0+770	N2		
0+785	N1		0+775	N1		
0+845	N2		0+835	N2		
0+860	Saída		0+851,5	Saída		

O túnel, será executado com recurso a escavação mineira e o maciço no qual se insere é maioritariamente constituído por xistos estaurolíticos.

O túnel está implantado em meio urbano, contudo, devido ao tipo de ocupação e ao desenvolvimento dado ao seu traçado, consegue-se praticamente evitar a passagem sob edificações (vide anexo III a planta e perfil do túnel).

7.2.1. Principais condicionantes de execução

O túnel encontra-se implantado em terrenos metamórficos intersectando ainda depósitos de aterro no lado Sul do emboquilhamento Nascente.

No desenvolvimento em perfil das galerias é de mencionar o baixo recobrimento das mesmas, em especial junto ao emboquilhamento de entrada (emboquilhamento nascente).

Importa referir, dado o carácter urbano da obra, as importantes condicionantes de ocupação superficial ao traçado adoptado: a vertical do alinhamento do túnel apenas interessa à superfície a extremidade de uma edificação próxima do PK 0+725 da galeria Norte. Assinala-se contudo a presença de uma estação de serviço próxima do PK 0+725 da galeria Sul que importa acautelar devido aos depósitos de combustível, não estando previstos no entanto incidências significativas sobre o seu funcionamento segundo os deslocamentos calculados.

À entrada do Túnel a habitação existente junto à galeria Sul obrigou a adoptar estruturas de contenção ancoradas, nos taludes superiores. Devido à sua localização, junto à boca do túnel, será possivelmente afectada pelo ruído durante a fase construtiva. À saída do túnel, assinala-se a presença da Fanfarra Recreativa e Cultural de Olival que, devido à proximidade do emboquilhamento poente do túnel, será também afectada pelo ruído durante a fase construtiva.

Faz-se ainda referência à presença da Escola EB 2-3 – Olival, cerca de 10 m a Sul da Galeria Sul. Assim, estes condicionantes prendem-se com a interacção entre a construção e exploração da obra subterrânea e a qualidade de vida das populações envolventes à mesma, nomeadamente no que respeita a:

- Expropriações;
- Assentamentos em edificações próximas;
- Ruídos e vibrações durante a fase construtiva.

7.2.2. Secções tipo

Dado que as características do maciço condicionam o tipo de fundação necessário em cada zona geotécnica, para as zonas de galeria corrente o projecto preconiza duas soluções distintas: secção tipo I para a escavação em qualquer tipo de terreno com qualidade razoável abaixo do eixo horizontal, e secção tipo II para escavação em ZG3. As referidas secções diferem no processo construtivo e no modo de fundação.

a) Secção tipo I – ZG1 e ZG2

Para as zonas do maciço com índices de fracturação e alteração médios a baixos, correspondentes a rocha de melhor qualidade, a secção é semelhante em toda a extensão (ZG1 e ZG2), sem laje de soleira e com espessura de 0,4 m na abobada, espessando nos hasteais por variação do intradorso abaixo do eixo horizontal. Os hasteais terminam em sapata corrida de 1,90x0,70 m.

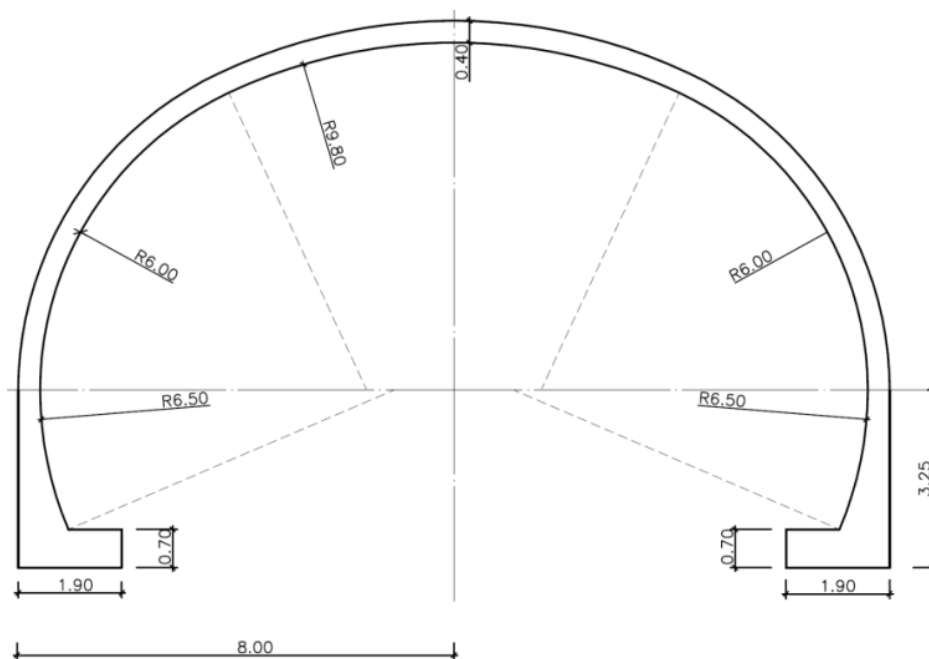


Figura 60: Secção tipo I: dimensões da galeria: altura dos hasteais: 3,25m; largura 16m; altura ao eixo 11,1m (COBA, 2009).

b) Secção tipo II – ZG3

Esta secção é definida para condições geotécnicas e hidrogeológicas desfavoráveis.

A estrutura da galeria possui uma secção transversal abobadada, com espessura constante igual a 0,40 m até ao eixo horizontal, com ganho de espessura nos hasteais abaixo deste eixo por adopção de arco no intradorso até à fundação em soleira curva, com espessura mínima de 0,40 m.

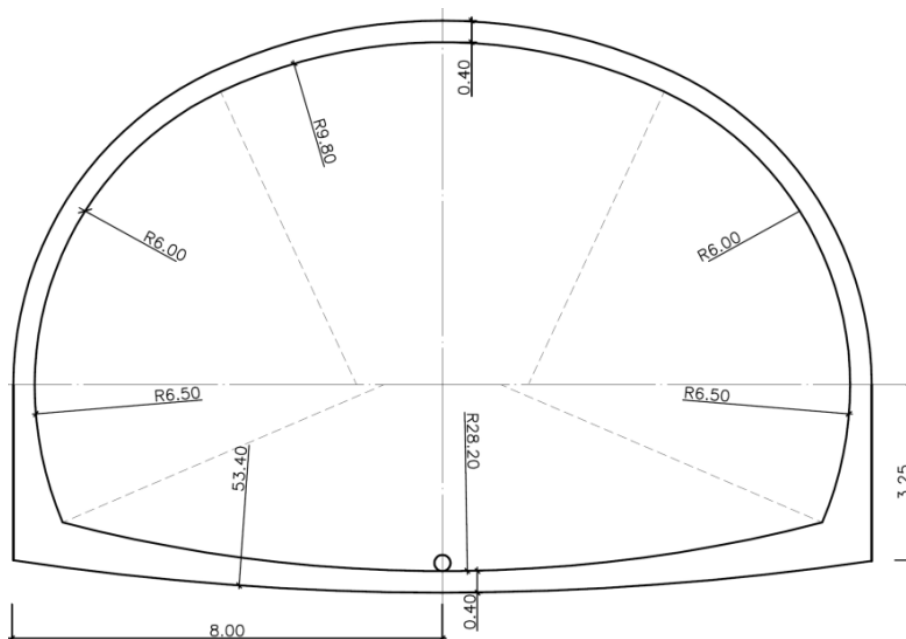


Figura 61: Secção tipo II: dimensões da galeria: altura dos hasteais: 3,25m; largura 16m; altura ao eixo 9,8m (COBA, 2009).

De referir que em cerca de 90% do trecho a escavar em ZG3 poderá ser adoptado como revestimento definitivo o definido para a Secção Tipo I em substituição do preconizado para a Secção Tipo II, sempre que ao nível da fundação existam materiais de boa qualidade do tipo ZG1 e/ou ZG2, como referido.

Prevê-se a possibilidade de recorrer a esta abordagem em pequenas passagens/intercalações de ZG3 na zona central das galerias

7.2.3. Emboquilhamentos

A zona de entrada e saída das galerias denomina-se emboquilhamento. Dado que estas zonas são um ponto crítico da obra, atendendo ao local de implantação das galerias e à localização preconizada para a execução da entrada e saída das mesmas, foi necessário adoptar estruturas de contenção adequadas às condicionantes geológico-geotécnicas e topográficas existentes.

a) Emboquilhamento Nascente (de entrada):

Os taludes que definem a geometria do talude frontal do emboquilhamento de entrada resultam da adopção da inclinação de 1V:1,5H no pano superior e de 1V:1H abaixo da banquetta à cota (220,00). Lateralmente, o princípio seguido é semelhante. Da intersecção de ambos resulta a delimitação da área de intervenção.

Ao longo da área de intervenção as estabilizações variam entre taludes de escavação com revestimento vegetal, betão projectado com pregagens e paredes ancoradas nos locais com condições de vizinhança mais exigentes, nomeadamente na lateral esquerda à galeria Sul onde se encontra uma casa acima dum caminho existente (COBA, 2009). Em anexo (anexos VIII e IX) são apresentadas plantas detalhadas dos emboquilhamentos de entrada e saída.

b) Emboquilhamento Poente (de saída):

Aqui a geometria adoptada corresponde a inclinações em geral 1V:1,5H, com a adopção de inclinações de 1,5V:1H no talude inferior junto à base. Já no talude lateral Sul, adoptou-se uma inclinação de 3V:1H no talude inferior 1:1 no talude intermédio e 1V:1,5H no talude superior (COBA, 2009).

De referir ainda que foi previsto o revestimento com pedra de xisto nos planos inferiores dos taludes frontais e na parede ancorada, bem como estabilização com betão projectado (betão de pigmento cor ocre na ultima camada) nos restantes taludes.

7.3. Aspectos geológico-geotécnicos

7.3.1. Enquadramento geológico (ambiente geológico geral)

O Túnel de Seixo Alvo atravessa uma elevação suave em zona urbana, atravessando de acordo com a Carta geológica 1/50 000 folhas 13 – A Espinho e 13-B Castelo de Paiva, a unidade Xe - Xistos Estaurólíticos (Xistos de Fânzeres) inserida no Complexo Xisto-Grauváquico Ante-Ordovício (Figura 62).

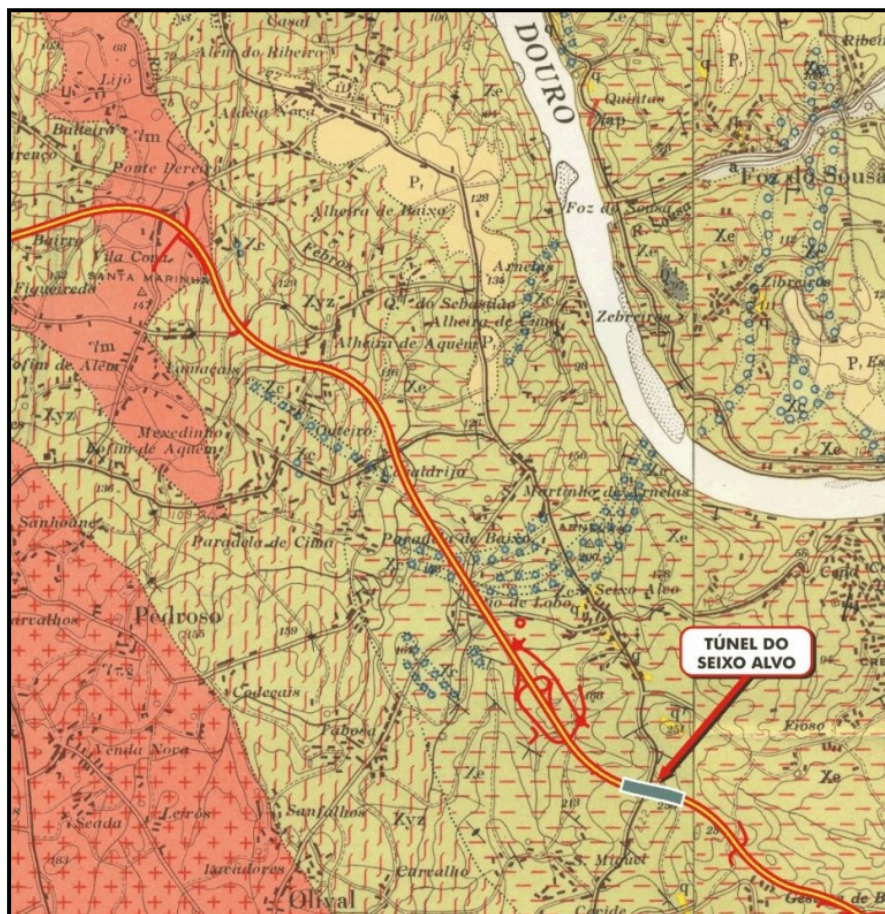


Figura 62: Extracto das cartas geológicas de Portugal 1/50 000, folhas 13-A Espinho e 13-B Castelo de Paiva.

Na entrada do túnel aflora uma unidade constituída por depósito de aterro. Também na zona de entrada, em profundidade a sondagem ST1 intersecta no seu final materiais de natureza granitóide, a que não será alheia a proximidade às unidades Xyz – migmatitos, gneisses, micaxistos e xistos luzentes e, mais a Poente, o granito porfiróide da Madalena. Litologicamente a principal unidade ocorrente no túnel, corresponde a micaxistos estaurólíticos, de aspecto gneissóide, cortados por filões de quartzo abundantes (notícia explicativa da carta geológica 13-B).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

Descrevem-se resumidamente as unidades geológicas, assinaladas na cartografia geológica à escala 1/50 000 (folhas 13-A Espinho), no túnel e zona envolvente.

Recente

Aterro (At)

Resulta da actividade antrópica e ocorre em espessura que se identificou até aos 7 m. É constituído por materiais diversos e heterogéneos, mas de natureza idêntica à litologia local. Ocorre ao longo das estradas e das zonas habitacionais mais próximas do traçado, em particular junto ao emboquilhamento Poente.

Solo residual (Sr)

Resulta da alteração dos xistos, tratando-se um solo areno-siltoso, por vezes argiloso, de espessura máxima aproximada de 3,5 a 4,0 m.

Ante-Ordovícico

Complexo Xisto-Grauváquico

Xistos estaurolíticos – Xistos de Fânzeres (Xe)

Xistos luzentes cinzento-acastanhados, com estaurolite e por vezes granadas, intercalados por lentículas ou filonetes de quartzo branco. Nas sondagens assume por vezes aspecto gneissoide.

No anexo IV é apresentada a informação geológica, resultante da campanha de prospecção e ensaios, consulta bibliográfica e levantamento de superfície, que foi implantada nos perfis longitudinais do traçado da obra (à escala 1/1000) (adaptado de COBA, 2009).

7.3.2. Plano de prospecção geotécnica, zonamento geotécnico

Além do respectivo reconhecimento de superfície, foi estabelecido um plano de prospecção geológico-geotécnica envolveu a realização de trabalhos, em duas fases distintas, uma fase anterior (2004 e 2007) e uma fase posterior (actual). No conjunto das fases de estudo, no túnel e zona envolvente foram executados um total de 11 perfis sísmicos de refração, 8 poços com recurso a retroescavadora e 20 sondagens mecânicas à rotação com ensaios *in situ* além de uma série de ensaios de laboratório.

O programa de caracterização geológico-geotécnica adoptado permitiu obter informações relevantes ao projecto, e que servem de base às soluções desenvolvidas e aos métodos construtivos adoptados.

Quadro 19: Resumo da campanha de realizada.

	Tipo prospecção:	Quantidade:
Prospecção mecânica	Perfis sísmicos de refração	11
	Poços com retroescavadora	8
	Sondagens mecânicas à rotação (complementadas com 126 ensaios SPT)	20
Ensaio <i>in situ</i>	De permeabilidade, tipo Lugeon	11
	De permeabilidade, tipo Le Franc	16
	De permeabilidade, tipo menard	16
Ensaio Laboratoriais	Ensaio de resistência à compressão uniaxial	28
	Ensaio de Carga Pontual	34
	Ensaio de resistência ao deslizamento de descontinuidades	6
	Ensaio de teor em quartzo	6
	Ensaio Cerchar	6

7.3.3. Zonamento geotécnico

A informação obtida pelo plano de prospecção e ensaios levados a cabo, permitiu estabelecer um modelo e estimar a distribuição das zonas geotécnicas que servem de base às soluções desenvolvidas e aos métodos construtivos adoptado para a obra. Tal processo consiste em definir zonas do maciço com características geotécnicas dentro de determinados intervalos, de modo a avaliar o método de escavação mais adequado e o sustimento a utilizar no túnel.

Na definição do zonamento geotécnico do maciço a ser intersectado pelas escavações a realizar para a execução da obra subterrânea do Túnel do Seixo Alvo, foram tidas em consideração as características litológicas e estruturais das formações ocorrentes, bem como as respectivas características mecânicas, tais parâmetros são estimados com base na experiência adquirida no projecto e o acompanhamento de obras em maciços semelhantes.

Os elementos essenciais que serviram de base ao zonamento geotécnico, foram os seguintes:

- Graus de alteração e fracturação (segundo a ISRM – International Society for Rock Mechanics);
- RQD (“Rock Quality Designation”);
- Recuperação;
- Classificação geológica de maciços rochosos GSI (Hoek, 2007);
- RMR (“Rock Mass Rating”) (Bieniawski, 1989).

Os parâmetros utilizados e as particularidades das unidades geológicas presentes, permitiram a definição de 3 zonas geotécnicas distintas, ZG3, ZG2 e ZG1, cujas principais características são indicadas no Quadro 20.

Quadro 20: Zonamento geotécnico (adaptado de COBA, 2009).

Zona Geotécnica	Formação	Alteração (ISRM)	Fracturação (ISRM)	Recuperação (%)	RQD (%)	GSI	RMR
ZG1	Xe, γ , quartzo	W_{2-3} a W_3	* F_{2-3} a F_3	≥ 90	> 50	42-62	>45
ZG2	Xe, γ , quartzo	** W_{3-4}	F_{3-4} a F_4	≥ 50	> 25	28-45	30 – 45
ZG3	Sr, Xe, γ , quartzo (maciço rochoso brando e maciço terroso)	W_4 a W_5	F_{4-5} a F_5	< 50	< 25	15-30	< 30
* localizadamente F_{3-4} ** localizadamente W_3							

ZG1 (Maciço de razoável qualidade)

Esta designação refere-se às zonas do maciço rochoso nas quais se verificam as melhores características geotécnicas. São zonas nas quais se espera a existência de maiores teores em quartzo e menor fracturação. A sua maior expressão na obra é prevista para a zona central do túnel Sul.

Do ponto de vista geotécnico o maciço que constitui esta zona apresenta fracturas afastadas a medianamente afastadas e grau de alteração compreendido entre o pouco a medianamente alterado. O índice de qualidade RQD característico é superior a 50%, evidenciando a relativa qualidade do maciço presente.

A ocorrência desta zona, encontra-se identificada para recobrimentos da ordem dos 20 a 25 m.

ZG2 (Maciço de qualidade intermédia a fraca)

Corresponde a uma zona geotécnica de transição entre o maciço de fracas características e zonas de melhor qualidade. É expectável a sua ocorrência entre o maciço mais superficial de pior qualidade e o maciço mais profundo de melhor qualidade, assim como em zonas mais profundas, mais fracturadas.

Apresenta-se como um maciço rochoso medianamente alterado, em que as fracturas que o compartimentam se encontram medianamente afastadas a próximas.

Os recobrimentos dos trechos onde se assinala a presença desta zona variam entre os 10 e os 25 m.

ZG3 (Maciço de fraca a má qualidade)

Trata-se da zona que inclui a franja superficial de maciço terroso e ainda o maciço rochoso brando ou mais alterado e fracturado, esta zona está particularmente associada aos emboquilhamentos. No seio do maciço rochoso de melhor qualidade, por acção tectónica, podem também existir algumas zonas cujos materiais apresentem características geotécnicas que se encaixam dentro da presente zona geotécnica.

O grau de alteração do maciço rochoso característico desta zona geotécnica varia entre o alterado a muito alterado, quanto à fracturação as fracturas apresentam-se geralmente próximas a muito próximas. O índice de qualidade RDQ característico desta zona geotécnica é inferior a 25%, traduzindo por isso a baixa qualidade do maciço presente.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

Dado que a abóbada é a zona mais condicionante no que concerne ao sustimento, por ser a primeira zona a ser escavada (sendo muitas vezes necessário prolongar os suportes até à soleira do rebaixo), associado ao facto da qualidade do maciço ser muito heterogénea ao nível da galeria, foi considerada essencialmente a abóbada da galeria e zona envolvente para a definição das extensões interessadas por cada zona geotécnica, considerando-se por simplificação para toda a galeria. Apesar desta simplificação, no decurso da obra caso se verifiquem condições geológico-geotécnicas distintas, o método construtivo é adaptado às novas condições encontradas.

Dado que nem sempre é possível com base na informação geológica e geotécnica definir trechos com expressão de continuidade com significado para a obra, ao longo de todo o traçado, resultado de estreitas transições na qualidade dos materiais a escavar, optou-se pela consideração de trechos com percentagens estimadas de cada uma das zonas geotécnicas presentes.

No Quadro 21, encontram-se discriminadas as percentagens estimadas para as diferentes zonas geotécnicas para a totalidade das galerias. Esta estimativa teve em consideração as percentagens atribuídas em trechos mistos já referidos.

Quadro 21: Estimativa das percentagens atravessadas (adaptado de COBA, 2009).

%	ZG1	ZG2	ZG3
Galeria Norte	0	13	87
Galeria Sul	23	30	47

O zonamento geológico-geotécnico apresentado é indicativo, devendo ser aferido em obra com a apreciação das reais condições do maciço. Considera-se uma distribuição global no conjunto das galerias de cerca de 10% para ZG1, de 20% para ZG2 e de 70% para ZG3.

7.3.4. Parâmetros geomecânicos adoptados para modelação numérica

Parâmetros Geomecânicos

Os cálculos que conduziram à formulação dos modelos numéricos foram conduzidos considerando um factor de alívio do maciço de 30%, previamente à aplicação do suporte primário. O comportamento mecânico do terreno foi modelado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico definido de acordo com os parâmetros geomecânicos adoptados, apresentados no quadro seguinte.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

Quadro 22: Parâmetros geomecânicos adoptados (adaptado de COBA, 2009).

Zona geotécnica	γ (kN/m ³)	E' (GPa)	u'	c' (kPa)	Φ' (°)
At	20	0,02	0,33	1	30
Sr	21	0,25	0,30	20	35
ZG1	26	4,5	0,20	275	50
ZG2	25	1,0	0,25	100	45
ZG3	22	0,25	0,30	50	40

Estado de tensão *in-situ*

Dado que o estado tensão *in-situ* não foi determinado, este foi arbitrado de acordo com a experiência do projectista em cenários geológicos semelhantes, em obras de cariz idêntico não muito distantes do local da obra em questão.

Atendendo ao referido e ao escasso recobrimento da escavação, entendeu-se adequado que fosse considerado um valor para a relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical igual a 0,5. A tensão vertical, para um determinado ponto, resulta do peso volúmico dos materiais sobrejacentes (COBA, 2009).

Secções de cálculo – Modelos considerados

Foi efectuada a modelação numérica para 3 secções representativas de cada zona geotécnica (ZG1, ZG2 e ZG3) com um recobrimento de 25m, correspondente ao máximo encontrado no alinhamento do túnel. Adicionalmente foi analisada uma secção de menor recobrimento, com cerca de 9 m, correspondente às zonas de emboquilhamento.

As análises contemplam a escavação sequencial, bem como a aplicação do suporte, de acordo com o faseamento proposto para a zona geotécnica atravessada (ver capítulo 7.5).

Foi considerado um modelo numérico bidimensional em estado de deformação plana, tendo sido discretizado o meio contínuo recorrendo a elementos triangulares isoparamétricos de 6 pontos nodais (COBA, 2009).

Quadro 23: Secções de cálculo analisadas (adaptado de COBA, 2009).

Secção	Pk* Aproximado	Recobrimento (m)	Galeria/Maciço Escavado	Perfil Geomecânico
1	0+715	25	ZG1	15 m ZG3 / 5 m ZG2 / ZG1
2	0+715	25	ZG2	15 m ZG3 / ZG2
3	0+715	25	ZG3	25 m ZG3
4	0+575	8	ZG3/ZG1**	9-15 m ZG3 / ZG1
*Galeria Norte				
**Soleira escavada em ZG1				

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

As figuras seguintes ilustram os modelos considerados em projecto e anteriormente referidos.

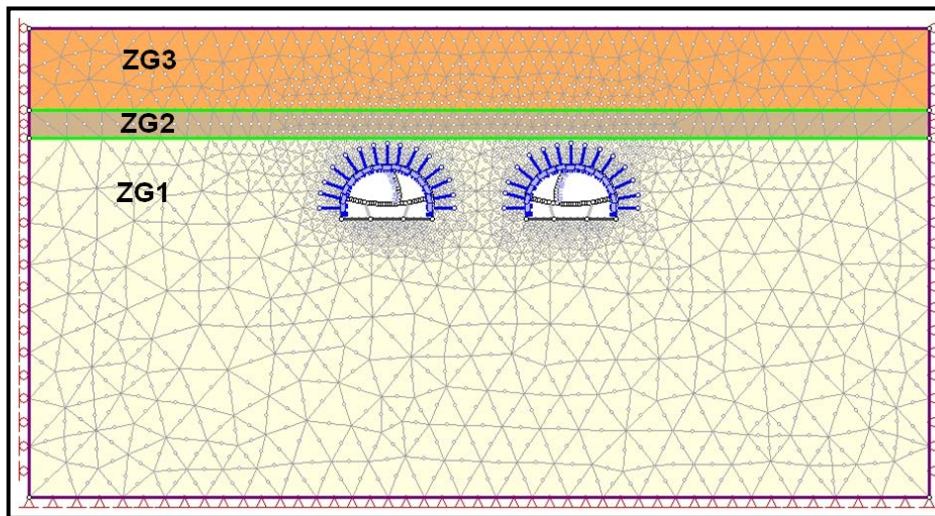


Figura 63: Secção 1: Modelo de cálculo para suporte tipo ZG1 (COBA, 2009).

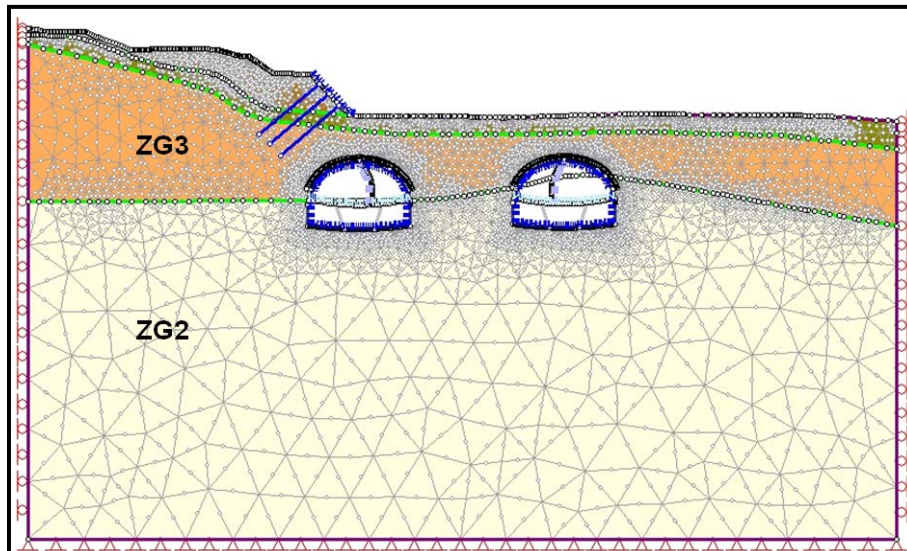


Figura 64: Secção 4: Modelo de cálculo para suporte tipo ZG3 (COBA, 2009).

7.4. Método construtivo adoptado para o túnel

O método de escavação segue o método mais utilizado actualmente e que tem vindo por isso a assumir o papel de método convencional: o método de escavação NATM (New Austrian Tunneling Method) apresentado em 1964 por Rabcewiz.

O NATM pode ser definido como um método de escavação subterrâneas que utiliza todos os meios disponíveis para tirar o máximo partido das capacidades auto-portantes do maciço, obtendo a estabilidade da escavação. Tal é conseguido com a aplicação de um sustimento inicial ligeiro mas adequado, seguido de sustimento definitivo que embora deformável seja resistente à rotura do maciço.

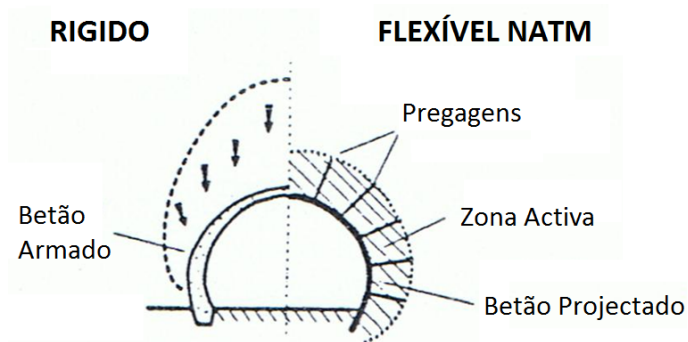


Figura 65: Comparação do método NATM com a técnica de revestimento rígido (Adaptado de Ortigão *et al.*, 1993).

A monitorização das deformações é fundamental para entender o modo como a escavação se comporta e estabiliza.

Conforme definido pela Austrian Society of Engineers and Architects, o NATM constitui um método em que a rocha ou solo das paredes de um túnel são integrados no anel estrutural passando elas próprias a fazer parte dessa estrutura de suporte.

O NATM baseia-se na escavação em fases ou estágios. Este método generalizou a sua aplicabilidade nas obras subterrâneas em alternativa a outros métodos de escavação, principalmente pelas seguintes vantagens:

- Livre selecção da área de escavação;
- Boa adaptação às alterações geotécnicas do maciço rochoso;
- Flexibilidade para adaptação a diferentes secções de escavação;
- Equipamento de escavação simples e fácil e rápida mobilização.

A sua flexibilidade resulta da fácil adaptação do método de escavação e dos meios de suporte às alterações de suporte e as alterações geológicas e hidrogeológicas (Galiza, Lisoarte, Vieira, 2008).

7.4.1. Faseamento e suporte primário

De acordo com os valores obtidos durante o plano de prospecção e os ensaios efectuados, nomeadamente o Cerchar que permite determinar a abrasividade da rocha, que apresentou resultados que variam entre 0,0 (não abrasivo) a 2,8 (muito abrasivo) admitiu-se a possibilidade de utilização de uma roçadora, nos terrenos de pior qualidade menos abrasivos (ZG3 e parte de ZG2). Dado o importante grau de fracturação exibido pelo maciço admitiu-se, ainda que recorrendo a uma roçadora de maior capacidade, a utilização pudesse também vir a ser estendida a terrenos mais abrasivos de melhor qualidade (parte de ZG2 e ZG1 – ensaios de compressão uniaxial com valores máximos de resistência à compressão de cerca de 65 MPa).

Contudo, a ocorrência muito frequente de filões e filonetes de quartzo, que juntamente com a presença de estauroilite (de dureza 7-7 ½ na escala de dureza de Mohs) aumentam a dureza e abrasividade geral do maciço, vai seguramente promover um sobreconsumo das ferramentas de corte.

Em síntese, os resultados são muito variáveis indicando a presença de um maciço com características heterogéneas, muito influenciado por oscilações no seu grau de alteração e fracturação e pela presença de filões ou filonetes de quartzo e minerais de estauroilite, e foram admitidas as seguintes hipóteses de desmonte:

Quadro 24: Condições de desmonte propostas.

Zona Geotécnica	Desmonte:
ZG3	Através de meios mecânicos correntes, ainda que pontualmente potentes.
ZG2 e ZG1	Quer com recurso a explosivos quer com recurso a máquinas de ataque pontual (roçadoras) adequadas para o efeito.

Foi prevista a afluência de água às escavações, considerada na classificação geomecânica, uma vez que se registaram permeabilidades muito variáveis; contudo na zona de maior recobrimento e cotas de água mais elevadas o maciço apresenta-se mais impermeável, não sendo esperada a entrada massiva e repentina de água na galeria. Ainda assim, será de acautelar, em especial, as transições entre as diferentes unidades, bem como, zonas associadas a eventuais falhas/zonas de esmagamento, nomeadamente junto aos emboquilhamentos, e particularmente no emboquilhamento Nascente.

No entanto, as condições de desmonte adoptadas não corresponderam às propostas, devido a determinados constrangimentos técnicos, legais e essencialmente urbanos que condicionaram as opções consideradas, daí escolha recaiu sobre a escavação faseada com martelos hidráulicos.

Solução adoptada, escavação faseada em 5 etapas

A classificação de Bieniawski indica para ZG1 a possibilidade de avanço a secção plena (note-se que a classificação é válida para galerias de menor secção), dado que tal não é de todo recomendado para a totalidade das zonas geotécnicas, os túneis devem ser escavados preferencialmente por fases e atendendo às reais dimensões das galerias. Consideram-se deste modo cinco fases de escavação (Figura 66):

- Calote superior (subdividida em duas fases);
- Destroça ou rebaixo (subdividida em três fases – caixão central e alargamentos).

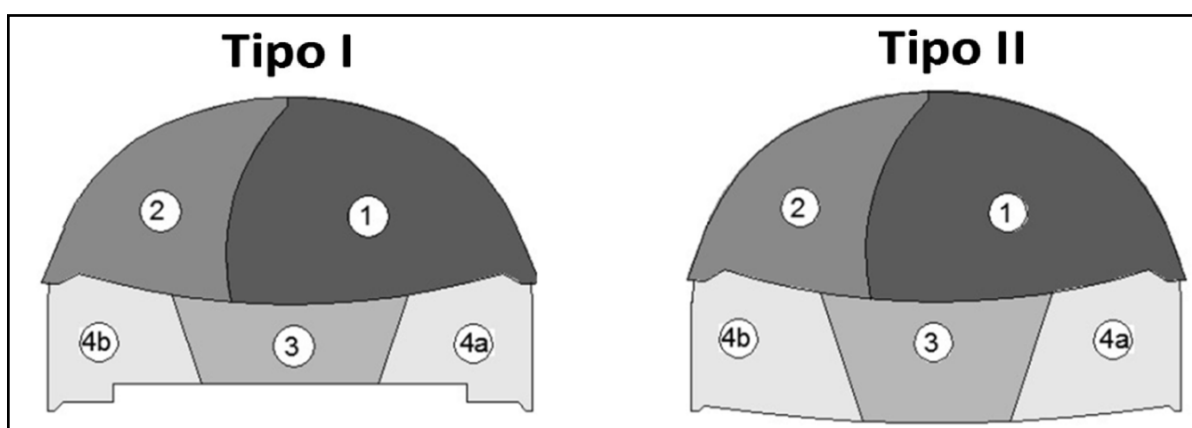


Figura 66: Secções de escavação (adaptado COBA, 2009).

As áreas de escavação nominal de cada uma das fases podem ser visualizadas no quadro seguinte:

Quadro 25: Áreas nominais das secções de escavação (m²).

Áreas de Escavação (m ²)							
Secção Tipo I			(m ²)	Secção Tipo II			(m ²)
Fase	1ª Fase	1ª	53.5141	Fase	1ª Fase	1ª	56.0633
	Alargamento	2ª	31.2217		Alargamento	2ª	30.7573
	Caixão Central	3ª	19.0569		Caixão Central	3ª	26.3050
	Destroça Lateral	4ªa	16.9476		Destroça Lateral	4ªa	22.1925
	Destroça Lateral	4ªb	16.9476		Destroça Lateral	4ªb	22.1925
Total			137.6878	Total			157.4578

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

Suporte primário

Os suportes primários adoptados basearam-se nos resultados obtidos com os métodos empíricos validados pelos métodos numéricos, bem como na prática do projectista em obras semelhantes.

Para as escavações que intersectam zonas de melhor condição geológico-geotécnica as medidas de suporte foram mais ligeiras, aumentando a sua robustez com a deterioração das características do maciço. Na prática isto corresponde a um aumento das espessuras de betão projectado, diminuição dos afastamentos previstos entre perfis metálicos, aperto na malha de pregagens, assim como a utilização de outros mecanismos de suporte como por exemplo enfilagens ou micro estacas.

Neste contexto foram utilizados essencialmente quatro tipos de suporte primário, betão projectado com fibras, perfis metálicos com afastamentos diferenciados para cada zona geotécnica, pregagens temporárias do tipo *swellex* utilizadas nas zonas ZG1 e ZG2 com uma malha em quincôncio e ainda enfilagens utilizadas nas zonas ZG3 e emboquilhamentos sendo constituídas por varões de aço nervurado de 32mm de diâmetro, injectados com calda com cimento, em furo de 76mm.

As principais características do suporte primário utilizado encontram-se resumidas no Quadro 26.

Quadro 26: resumo das características do suporte primário utilizado (adaptado de COBA, 2009).

Sustimento										
Zona Geotécnica	Betão Projectado		Perfis Metálicos				Pregagens			
	Espessura (cm)	E (GPa)*	TH 29		PS 115 20 30		L (m)	Afastamento (m)	D _{ext} (mm)	E (Gpa)
			Afastamento (m)	E (GPa)	Afastamento	E (GPa)				
ZG1	12	0	-	200	1,75	200	4	1,75	1,75	200
	20									
ZG2	15	0	1,25	200	1,25	200	4	1,5	1,5	200
	20									
ZG3	20	0	1	200	1	200	-	-	-	-
	25									

*GPa na fase de aplicação

No entanto, em obras subterrâneas é de vital importância adaptar o sustimento, betão projectado e malha de pregagens prevista às condições encontradas, nomeadamente, sempre que sejam detectados blocos com viabilidade cinemática de queda na secção e que necessitem de ser amarrados, mesmo que para tal seja localmente ultrapassada a quantidade de pregagens de malha prevista (COBA, 2009).

7.4.2. Revestimento definitivo

O revestimento definitivo do túnel, em betão armado, é constituído tal como referido anteriormente por duas secções tipo, adoptadas de acordo com o zonamento geotécnico.

a) Secção Tipo I

A adoptar nas zonas ZG1 e ZG2, em secção corrente, possui uma abóboda com 0,4 m de espessura, cujos hasteais descarregam numa sapata de 1,90 m de largura e 0,70 m de espessura, não existindo nenhum elemento estrutural contínuo na soleira.

Nesta secção tipo, serão consideradas três densidades distintas de armadura, respectivamente para as zonas ZG1, ZG2 e ZG3 com ZG2 na calote inferior.

b) Secção Tipo II

A adoptar em secção corrente na zona geotécnica ZG3 sempre que não for possível usar a Secção Tipo I (quando o solo de fundação não seja ZG1 ou ZG2).

Na soleira, esta secção possui uma laje curva contínua de betão com 0,40 m de espessura mínima e uma abóboda e hasteais com 0,40 m e 0,92 m de espessura, respectivamente.

Considerou-se no revestimento definitivo do túnel, a adopção de juntas de contracção com um espaçamento máximo de 12,10 m, que serão coincidentes com as juntas de construção. Todas as juntas terão mastique ou, em alternativa, um perfil expansivo de estanqueidade colado de primeira fase.

Foi ainda previsto um sistema de impermeabilização e drenagem, colocado entre o suporte primário e o revestimento definitivo. Nos emboquilhamentos, prevê-se o prolongamento da estrutura (Secção Tipo I ou II) com chanfre acima da rasante e paralelo ao talude frontal. Em ambos os casos (entrada e saída), as estruturas serão dotadas de gola de rebordo.

7.4.3. Impermeabilização e drenagem

De acordo com o projecto é necessário controlar a possibilidade de presença de água no maciço a atravessar pelas duas galerias (Norte e Sul) do Túnel do Seixo Alvo. Embora seja preconizada a aplicação de betão projectado sobre a superfície interior do túnel, aquele não é suficientemente impermeável para garantir uma barreira eficaz à passagem das águas subterrâneas.

Como tal, foi planeado um sistema de drenagem capaz de captar escoamento subterrâneo afluyente à zona do túnel, evitando a agressão das águas aos materiais usados nas estruturas, prolongando a sua vida útil.

Impermeabilização e drenagem profunda dos túneis

Ao longo das duas galerias a solução prevista de impermeabilização é constituída por uma lâmina impermeabilizante de PVC associada a um geotêxtil com funções de protecção e de drenagem.

O geotêxtil de protecção é aplicado entre o suporte primário e a geomembrana para a proteger e simultaneamente captar e transportar o escoamento subterrâneo que eventualmente ocorra.

No eixo da plataforma localiza-se longitudinalmente um dreno em PVC, com a finalidade de receber as águas infiltradas e de as encaminhar para o sistema de drenagem longitudinal do emboquilhamento de saída das galerias.

Drenagem Superficial da Plataforma dos Túneis

É prevista a colocação de uma caleira pré-fabricada de betão polímero, localizada junto ao passeio.

Drenagem dos Hasteais dos Túneis

É prevista a colocação nos dois lados das duas galerias, de drenos longitudinais de PVC.

Para permitir a inspecção e eventual limpeza dos drenos dos hasteais serão instaladas caixas de visita, espaçadas aproximadamente de 150 m.

Drenagem da Soleira dos Túneis

A drenagem da soleira do túnel é constituída por um dreno/colector longitudinal em PVC, envolvido por geotêxtil e material drenante.

Foram consideradas caixas de visita cegas afastadas aproximadamente 150 m. A rede de colectores a implantar prevê a recolha e encaminhamento, tanto das águas recolhidas nos drenos

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

dos hasteais como nos drenos da soleira, de modo a garantir um único ponto de descarga no sistema de drenagem longitudinal da plataforma.

Drenagem dos Emboquilhamentos

- Valas de crista de talude de secção quadrada;
- Valas de crista de talude em meia cana de betão;
- Valetas de banqueteta em meia cana de betão;
- Caixas de mudança de direcção em valas de crista;
- Dissipadores de betão.



Figura 67: a – vale de cista de talude; b – caixa de mudança de direcção.

7.5. Arranque da Escavação Mineira

Como anteriormente referido a observação da obra em curso decorreu entre o dia 12/04/2010 e o dia 31/07/2010, a prática adoptada foi a de efectuar o ataque às galeria em duas frentes de escavação distintas, no Quadro 27, é possível observar a data de arranque da escavação mineira em cada uma das frentes e a evolução da obra.

De referir ainda que até dia 31 de Julho de 2010 a escavação mineira da frente nascente, galeria sul ainda não se tinha iniciado, encontram-se os trabalhos em fase de pré-túnel.

Quadro 27: Avanço e Pks as frentes de escavação até no dia 31/07/2010.

	Frente Nascente							
	1ª Fase				2ª Fase			
	Arranque		Pk (31/07/10)	Avanço Total (m)	Arranque		Pk (31/07/10)	Avanço Total (m)
	Dia	Pk*			Dia	Pk*		
Galeria Norte	22/06/10	0+562,4	0+592,9	30,5	15/07/10	0+562,4	0+569,9	7,5
-	Frente Poente							
Galeria Norte	03/06/10	0+854,3	0+789,5	64,8	15/06/10	0+854,3	0 + 799,2	55
Galeria Sul	13/07/10	0+843	0+811,1	31,9	21/07/10	0+843	0+829,3	19,7

*Os Pk's de arranque referem-se ao início da escavação mineira propriamente dita e não ao pré-túnel.

Nos primeiros metros a partir das bocas dos túneis foi aplicado na calote um chapéu de microestacas. Nesta zona de emboquilhamento para avanços idênticos os suportes são mais robustos.

Tratando-se de um ponto crítico da obra, pretende-se com esta abordagem estabilizar ao máximo o maciço de modo a permitir a abertura da galeria e a segurar a estabilidade dos taludes frontais, reduzindo ainda o risco de abertura de chaminés à superfície.

A escavação das galerias iniciou-se pelo lado oposto ao pilar central, sendo os alargamentos subsequentes executados para a zona central. Esta metodologia permitiu um melhor controlo dos deslocamentos à superfície (nomeadamente junto aos emboquilhamentos).

Como apresentado no Quadro 27, a primeira frente a iniciar a escavação foi a frente poente (galeria norte) onde foram registados também os maiores avanços, da ordem dos 65m (galeria norte).

Dada a importância dos aspectos geológico-geotécnicos as escavações foram acompanhadas por um técnico especializado que procedeu ao seu mapeamento, elaborando e registando as classificações RMR e GSI do terreno, as características de compartimentação do maciço, ocorrência de água, bem como de outros aspectos considerados relevantes à escavação.



Figura 68: Sequência de trabalhos nas galerias, a - execução do chapéu de micro estacas, b – colocação da estrutura do pré-túnel, c – colocação da costela provisória da primeira fase, d – desmonte com martelo hidráulico, e – escavação das galerias com 1ª e 2ª fase visivelmente identificáveis, f – avançam dos trabalhos de escavação com sistema de ventilação insuflante já instalada.

7.6. Parede ancorada

Com o intuito de proteger uma casa existente, situada no lado nascente junto à galeria sul, foi ainda necessária a construção de uma parede ancorada, que irá ser alvo de monitorização (esta temática será abordada em toda a sua plenitude no capítulo seguinte (Cap. 8)).

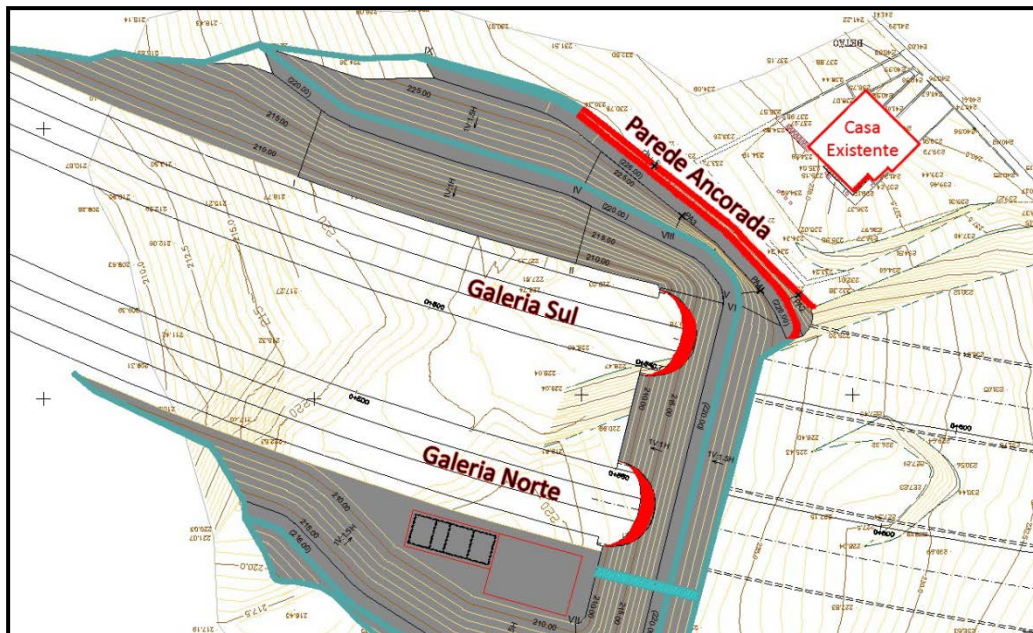


Figura 69: Figura ilustrativa do enquadramento da casa existente e parede ancorada face ao túnel (adaptado COBA, 2009).



Figura 70: Foto da parede ancorada e evolução da obra (lado Poente) a 23/07/10.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 7

A parede ancorada contém 24 ancoragens no 1º nível, das quais 6 irão ser acompanhadas com células de carga e 24 ancoragens no 2º nível, das quais 2 irão ser acompanhadas com células de carga. Isto perfaz um total de 48 ancoragens das quais 8 têm células de carga. A parede possui uma inclinação 4V:1H.

As ancoragens fazem um ângulo de 90º com a parede e possuem as seguintes características:

- 1º Nível – ancoragens definitivas P = 500 KN (4 cordões 0.6'') LL min = 18.00m e LS min = 7.00m.
- 2º Nível – ancoragens definitivas P = 500 KN (4 cordões 0.6'') LL min = 14.00m e LS min = 7.00m.

8

Componente Prática

Plano de Monitorização

8. Plano de monitorização e sua justificação

8.1. Metodologia e justificação

Tal como referido anteriormente, as metodologias seguidas na construção de túneis baseadas no método NATM com adopção de suportes primários, além de tirarem o máximo partido das características auto-portantes do maciço permitem uma certa deformação (através da sua flexibilidade). Neste sentido, importa avaliar com razoável precisão o modo de deformação do maciço e, conseqüentemente, confirmar a validade do suporte primário preconizado, é por isso fundamental estabelecer, em fase de obra, um programa de observação dos deslocamentos.

O esquema de observação idealizado encontra-se distribuído em fiadas de instrumentação, no sentido de medir os parâmetros que asseguram a estabilidade e segurança dos trabalhos de escavação, com especial atenção, nos emboquilhamentos.

A partir desta base foi feita a adaptação de cada secção, em concreto, às condicionantes particulares de cada fiada, nomeadamente às condicionantes geológico-geotécnicas e de ocupação de superfície. Cada fiada de instrumentação terá de estar devidamente “zerada” a previamente à passagem da frente de escavação. As leituras de “zeragem” terão de estar efectuadas aquando da passagem da frente de escavação pela secção de instrumentação, porque caso contrário não existirão valores base de referência para avaliar e comparar os resultados obtidos.

O plano de instrumentação resultante, que foi adoptado para o Túnel de Seixo Alvo, é minucioso, especialmente devido ao baixo recobrimento (máximo 25m), às fracas características globalmente apresentadas pelo maciço e ao cariz urbano da zona onde a obra se desenvolve.

É de referir, ainda, que foi dedicada especial atenção para impedir a interacção entre as pregagens previstas dos taludes frontais das bocas a partir do túnel, com os equipamentos instalados nas secções de instrumentação.

O plano geral de instrumentação adoptado está incluído no anexo V do presente documento.

8.2. Deslocamentos do maciço previstos em Projecto (verticais e horizontais)

Através da modelação numérica utilizada (ver cap. 7.3.4.), tornou-se possível estimar os deslocamentos esperados. Como referido anteriormente, foram calculadas quatro secções distintas, uma para cada zona geotécnica, ZG1, ZG2 e ZG3, em secções com recobrimento máximo, de 25 m, secções 1, 2 e 3, respectivamente, e uma secção 4 com menor recobrimento, correspondendo às zonas de emboquilhamento.

As plastificações obtidas para o maciço são de pequena escala para a escavação realizada em materiais mais competentes, nomeadamente para a Secção 1 e 2. As plastificações do maciço verificadas nos modelos das piores condições geológico-geotécnicas apresentam grandezas superiores que no entanto, são ainda aceitáveis para o cenário traçado.

A ocorrência de plastificações, no suporte primário, é de carácter pontual e somente verificada ao nível do betão projectado, o que se traduzirá na fendilhação local do mesmo, e por isso sem condicionantes para a obra.

No que aos deslocamentos diz respeito, os valores obtidos são superiores nos modelos referentes às piores condições geológico-geotécnicas. Em todos os modelos estudados as deformações são convergentes, para o interior do túnel.

Os valores mais elevados, respeitantes a assentamentos verificados à superfície (3,74 cm) foram obtidos no modelo ZG3 correspondente à Secção de Cálculo 3. Neste modelo foram registados valores de deslocamento vertical da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos na abóbada das galerias.

Os deslocamentos horizontais verificados são por norma bastante reduzidos, à excepção da Secção de Cálculo 3, onde se verifica uma deformação horizontal máxima de 2,64 cm no pilar central das galerias. No Quadro 28 é apresentado o resumo dos deslocamentos verticais máximos obtidos na abóbada da escavação e à superfície, para as diferentes secções e fases de cálculo consideradas.

Quadro 28: Resumo dos deslocamentos verticais máximos considerados em projecto (COBA, 2009).

Secção	Zona Geotécnica	1ª Fase	Alargamento	Rebaixo	d _{vert. máx superfície} (mm)
		d _{vert. máx} (mm)	d _{vert. máx} (mm)	d _{vert. máx} (mm)	
1	ZG1	0,96	3,86	4,39	2,11*
2	ZG2	3,29	8,25	11,92	8,35*
3	ZG3	5,68	21,25	51,80	37,44*
4	ZG3	4,77	10,60	18,48	15,83**

* Ao eixo central das galerias
 ** No pé do talude

8.3. Monitorização durante a obra

8.3.1. Parâmetros e equipamentos utilizados

O Quadro 29 apresenta os parâmetros a aferir e a considerar no plano de instrumentação:

Quadro 29: Resumo dos equipamentos adoptados (adaptado COBA, 2009).

No interior do Túnel	Desde o exterior do Túnel:	Nas estruturas de contenção:
<ul style="list-style-type: none"> • Medição de convergências; • Inspeção visual de betão projectado/ monitorização de fissuração. 	<ul style="list-style-type: none"> • Medição de deslocamentos com extensómetros multiponto; • Medição de assentamentos com marcas topográficas de nivelção precisa; • Medição de deslocamentos em alvos topográficos; • Medições com inclinómetros, para o controlo do comportamento dos taludes frontais e hasteais no interior da galeria; • Medição da variação do nível de água com piezómetros; • Inspeção visual de taludes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Alvos topográficos; • Marcas topográficas; • Inclinómetros; • Inspeção visual de taludes. • Células de carga em ancoragens.

A secção tipo, base das fiadas de instrumentação, contempla marcas de superfície de nivelção precisa, a 6 e 12m do eixo, extensómetros multiponto ao eixo e a 3m e 6m deste, um inclinómetro a 2 m do hasteal com base implantada 5m abaixo da soleira do túnel e ainda um piezómetro. As secções de leitura distribuem-se, preferencialmente, perpendiculares ao alinhamento do túnel.

Os extensómetros propostos são do tipo cana com múltiplas cabeças de leitura com duas profundidades de leitura, uma no fundo a 2m do tecto do túnel e outra 2m acima desta, como esquematizado na figura 71, onde é possível observar a secção de instrumentação tipo.

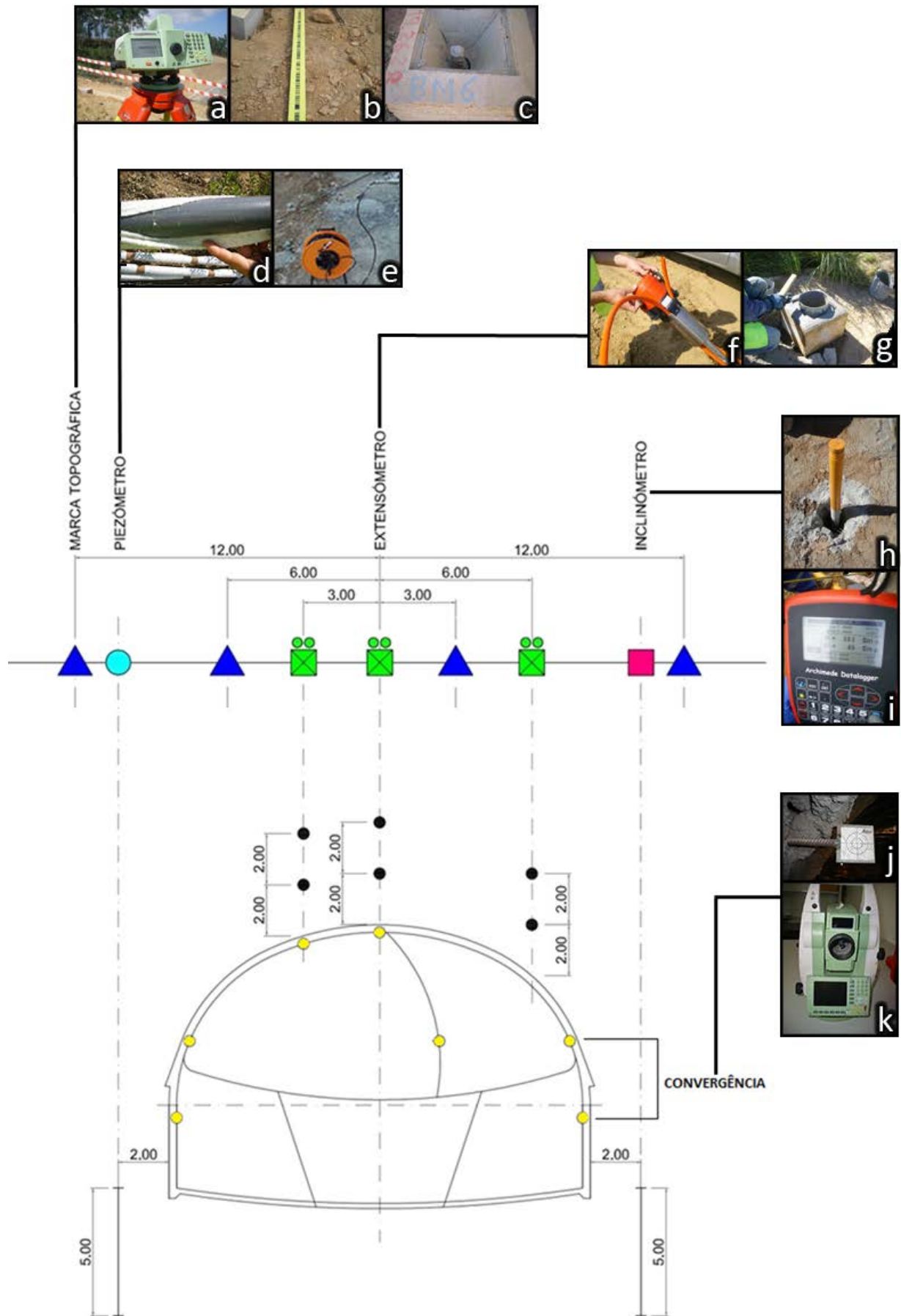


Figura 71: Esquema da secção transversal tipo de instrumentação e os diversos equipamentos aplicados e utilizados para obter as leituras (adaptado de COBA, 2009).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Tendo em consideração os distintos parâmetros a acompanhar, os equipamentos a utilizar serão forçosamente diferentes pelo que as unidades de medida e os erros aceitáveis são ponderados de acordo com cada caso. As unidades de medida, precisão dos equipamentos utilizados e respectivos erros aceitáveis encontram-se representados no Quadro 30.

Quadro 30: Precisão dos equipamentos utilizados.

	Unidade de medida	Precisão	Erro Aceitável
Inclinómetros	$K * \sin \alpha$	1 mm	3mm por cada 30 metros
Extensómetros	mm	0.01	0.03
Micrómetro Digital			
Alvos Topográficos	m	0.0001	0.0003
Alvos de Talude	m	0.0001	0.0003
Alvos de Estruturas	m	0.0001	0.0003
Marcas de Convergência (total)	m	0.0001	0.0003
Marcas de Nivelamento	m	0.0001	0.0003
Marcas de Apoio (BM's)	m	0.0001	0.0003
Piezómetros	cm	1	3
Células de Carga	kN	1	3

Caso se verifiquem erros superiores aos erros aceitáveis, as respectivas leituras terão forçosamente de ser repetidas.

Toda a instalação dos equipamentos de monitorização, desde a perfuração à colocação e selagem, esteve a cargo de uma equipa especializada para o efeito. Todos os trabalhos de furação para instalação de inclinómetros, piezómetros e extensómetros, foram devidamente acompanhados no sentido de se recolher informação, embora indirecta, relativa à natureza dos terrenos interessados.



Figura 72 e 73: Execução de um furo para colocação de extensómetro.

8.3.2. Secções de instrumentação adoptadas

As Secções de instrumentação adoptadas podem ser visualizadas no Quadro 31.

Quadro 31: Secções de instrumentação adoptadas (adaptado de COBA, 2009).

Emboquilhamento	Galeria	Perfil	Localização	Marcas Topográficas	Extensómetros Multiponto	Inclinómetros	Piezómetros
Entrada Nascente	Sul	NS1	0+555	7 + 1	-	-	-
		NS2	0+570	4 + 1	3	2	1
		NS3	0+580	4 + 1	3	-	-
		NS4	0+595	4 + 1	3	-	-
		NS5	0+610	4 + 1	3	-	-
		NS6	0+625	4 + 1	3	-	-
	Norte	NN1	0+564	7	-	-	-
		NN2	0+574	4	3	2	-
		NN3	0+589	4	3	-	-
		NN4	0+604	4	3	-	-
		NN5	0+619	4	3	-	-
		NN6	0+634	4	3	-	-
Zona central	Sul	CS1	0+700	7 + 1	-	-	-
		CS2	0+740	4 + 1	3	-	1
		CS3	0+765	4	3	-	-
	Norte	CN1	0+700	7	-	-	-
		CN2	0+750	4	3	-	-
Poente Saída	Norte	PN1	0+850	7	3	-	-
		PN2	0+835	4	3	-	-
		PN3	0+812.5	4+1	3	-	-
		PN4	0+780	4	3	-	-
	Sul	PS1	0+842	7+1	-	-	-
		PS2	0+825	4+1	3	2	1
		PS3	0+802	4	3	1	-

Além dos referidos instrumentos, foram ainda instalados 4 inclinómetros, 15 marcas e 34 alvos no emboquilhamento de entrada (ver Anexo VIII) e 25 alvos, 8 marcas e 3 inclinómetros no emboquilhamento de saída, fora das fiadas tipo (ver Anexo IX).

Na zona central do túnel foram posicionados alvos nas edificações mais próximas das galerias.

8.3.3. Frequência de leituras em obra

A frequência das leituras a implementar em fase de construção está representada no Quadro 32, no entanto a periodicidade das leituras foi ajustada no caso a cada secção ou ponto de leitura em função da sua tendência para a estabilização.

Relativamente às marcas topográficas, extensómetros e inclinómetros considera-se que existe estabilização quando a variação semanal das leituras for inferior a 2 mm, em duas semanas consecutivas.

Quadro 32: Plano de frequência de medição (adaptado de COBA, 2009).

Aparelho	Distância da Última Secção de Medida		
	<20 m	20 – 50 m	> 50 m
Marcas Topográficas	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Extensómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Inclinómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Piezómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
	Após elevadas precipitações (>25mm/dia) e/ou afluições súbitas de água ao túnel		
Inspecção visual de taludes	Semanal ou após elevadas precipitações (>25mm/dia)		
Inspecção betão projectado	Bi-diária	Bi-semanal	Semanalmente
Medição de convergências	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Alvos	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Durante a fase de obra, os dispositivos instalados para monitorização dos taludes e contenções dos emboquilhamentos, deverão ser lidos com periodicidade semanal e após grandes chuvadas.			

Após a instalação das marcas e dos inclinómetros e antes do início dos trabalhos inerentes à escavação foram realizadas três campanhas de leitura que por sua vez constituirão a denominada “zeragem”. Os alvos topográficos são colocados à medida da progressão da execução das estruturas de contenção, sendo a sua “zeragem” efectuada nessa altura.

Durante o decorrer da obra a periodicidade indicada pode ser alterada caso o resultado das leituras o justifique, sendo realizadas leituras adicionais em qualquer dos instrumentos.

Os dados recolhidos diariamente nas medições são compilados num relatório e entregues, no máximo até uma semana após a realização das leituras, às entidades intervenientes no projecto/obra. O referido documento inclui a elaboração de gráficos interpretativos, apresentados de forma sequencial, onde se assinalam as fases mais significativas de desenvolvimento da construção.

8.3.4. Níveis de alerta e alarme

O sistema de alerta baseou-se não só nos deslocamentos máximos estimados, já referidos, como, principalmente, nos seguintes critérios:

- Seguimento geotécnico detalhado da obra incluindo os levantamentos das frentes de escavação;
- Estudo das curvas deslocamentos-tempo, nomeadamente os incrementos de primeira e segunda ordem que correspondem à velocidade e à aceleração dos deslocamentos, respectivamente;
- Comparações entre os resultados sistematicamente obtidos em distintas secções de observação;
- Comparações com os resultados teóricos em modelos analíticos e numéricos;
- Interpretação de deformações em função da profundidade e segundo a posição das discontinuidades principais.

Neste contexto, tendo em conta a envolvente urbana de inserção das galerias, as experiências anteriores e com base nos deslocamentos estimados foram sugeridos os valores de alerta e alarme constantes no Quadro 33:

Quadro 33: Critérios de alerta e alarme para a escavação do túnel (Deslocamentos verticais acumulados ao nível da abóbada) (COBA, 2009).

Zona Geotécnica	1ª fase		Alargamento		Rebaixo	
	δ Verticais (mm)		δ Verticais (mm)		δ Verticais (mm)	
	Alerta	Alarme	Alerta	Alarme	Alerta	Alarme
ZG1	2	4	3	5	4	6
ZG2	3	6	7,5	15	10	20
ZG3	5	10	15	25	30	40
Emboquilhamentos	6	12	12	18	18	25

Foram ainda fixados como limites de alerta para deslocamentos horizontais em ZG3, os valores de 25 e 35 mm no pilar central na fase de rebaixo.

Relativamente aos dispositivos colocados nos taludes e contenções dos emboquilhamentos, foram fixados critérios quantitativos, baseados nas seguintes taxas:

- < 1,0 mm/dia: considerado estável;
- 1,0 – 2,0 mm/dia: taxa pequena a média; requerendo atenção e vigilância especial;
- 2 mm/dia: considerado como o primeiro nível de alarme.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Note-se que estes valores, em especial o indicado como “estável”, implica que o deslocamento não se registre sempre na mesma direcção, o que, a verificar-se, pode conduzir a deslocamentos acumulados importantes ao fim de alguns dias.

Os limites anteriormente apresentados, não devem ser encarados de forma absoluta mas sim como uma forma de avaliação do comportamento do túnel a ajustar se necessário durante o decorrer da obra, face aos resultados e a eventuais novos dados obtidos na execução da escavação. De salientar que deverão ser criteriosamente comparados os resultados das medições com os limites apresentados, tendo em consideração o sistema de auscultação utilizado e o momento de leitura em relação ao avanço da frente de escavação.

A interpretação dos resultados da instrumentação não dispensa a avaliação e inspecção visual dos suportes aplicados e do seu comportamento (como por exemplo a detecção de abertura de fissuras no betão projectado).

Por último, salienta-se a importância da presença em obra de técnicos experientes em obras subterrâneas por parte de todas as entidades intervenientes. Estes, com base nos resultados da cartografia e instrumentação poderão intervir no sentido de implementar eventuais medidas correctivas e/ou de emergência.

8.3.5. Recolha e apresentação de resultados

8.3.5.1. Controlo de assentamentos superficiais e deslocamentos profundos

8.3.5.1.1. Marcas nivelamento

O controlo de assentamentos superficiais é executado de forma sistemática, de modo a permitir observar os possíveis assentamentos introduzidos pela abertura dos túneis. Para o efeito, são utilizadas marcas superficiais de nivelção precisa. As mesmas estão instaladas em perfis de instrumentação, constituídas por uma cabeça de leitura acoplada na extremidade de um varão de altura variável de 0,5 a 1,5 m ou associadas a extensómetros. As cabeças de leitura serão dotadas de um sistema de que permita a acoplagem de régua de nivelamento quer permitem a leitura de deslocamentos verticais.

Os perfis de observação referidos têm um espaçamento variável dada a dificuldade de acesso aos locais de implantação e à correspondência com secções de medição das convergências no interior da escavação.

Após três leituras de “zeragem”, onde é estabelecido um zero inicial médio, a frequência das leituras é função da distância das secções de medição em relação às frentes de trabalho e dos resultados obtidos nas leituras.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Para efectuar a leitura dos nivelamentos recorre-se a uma equipa de topografia qualificada, com equipamento especial (constando de um nível de alta precisão com lâminas de faces paralelas e mira de invar). As cotas serão referenciadas a pontos fixos, tipo “*bench marks*”, ou pontos afastados da obra considerados como “pontos fixos”. Antes de se efectuar a leitura, os equipamentos devem encontrar-se devidamente posicionados e nivelados (ver figura 74).

As principais dificuldades encontradas prendem-se essencialmente com três factores: o facto da colocação do equipamento não ser efectuada exactamente, no mesmo local da anterior localização origina erros, a pressão e temperatura atmosféricas variáveis afectam a precisão do equipamento existindo ainda a possível ocorrência de erros por parte do utilizador. No sentido de minorar estes problemas, devem ser assumidos métodos padronizados, com leituras à mesma hora do dia e posicionamento tão adequado quanto possível.



Figura 74: a- Nível de bolha do nível alta precisão; b- nível de bolha da régua de nivelamento; c- colocação da régua de nivelamento sobre a marca associada a um extensómetro.

Uma vez que a obra ainda se encontra em curso, dos dados obtidos foram seleccionadas três secções de instrumentação. Esta selecção foi feita segundo um critério de representatividade (da localização e resultados), quantidade de leituras obtidas e viabilidade para cruzamento de dados. Neste contexto, foram seleccionadas as secções: a) NN2 de Nascente, b) PN2 de Poente e c) PS2 de Poente. Os resultados das medições das referidas secções, serão apresentados no gráfico 2:

a) Marcas de Nivelamento Nascente, secção NN2

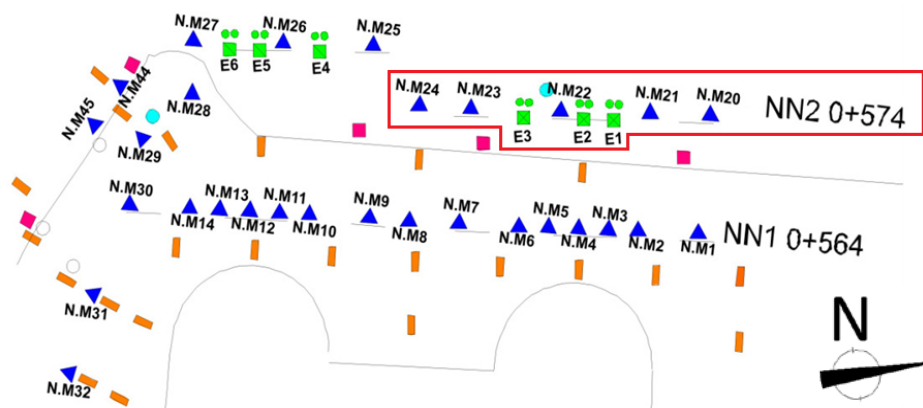


Figura 75: Localização da secção de instrumentação escolhida NN2 (DLOE ACE, 2010).

A secção NN2 encontra-se situada ao Pk + 574, sobre a galeria norte da frente nascente tal como é possível observar na Figura 75 e no Anexo VII. Esta secção é constituída por 5 marcas de superfície e 3 marcas associadas a extensómetros.

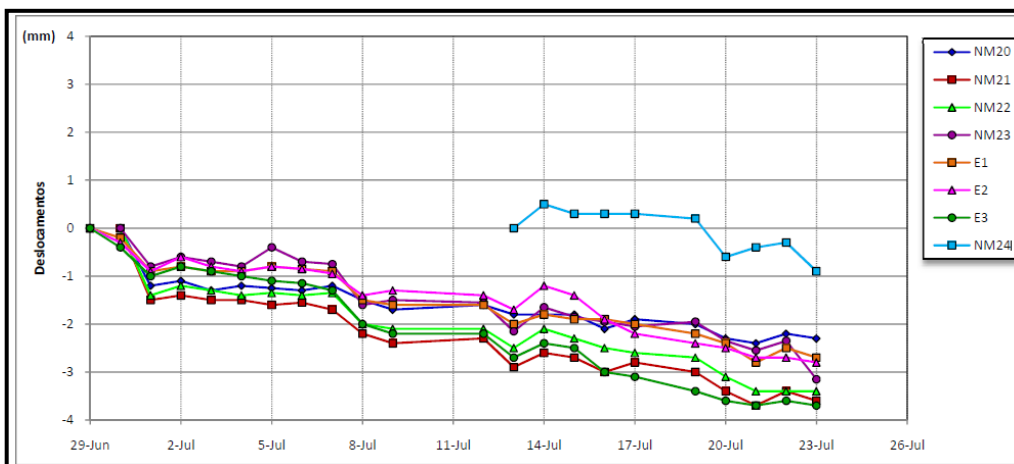


Gráfico 2: Evolução diária das marcas de superfície da secção NN2, Pk 0+574 (DLOE ACE, 2010).

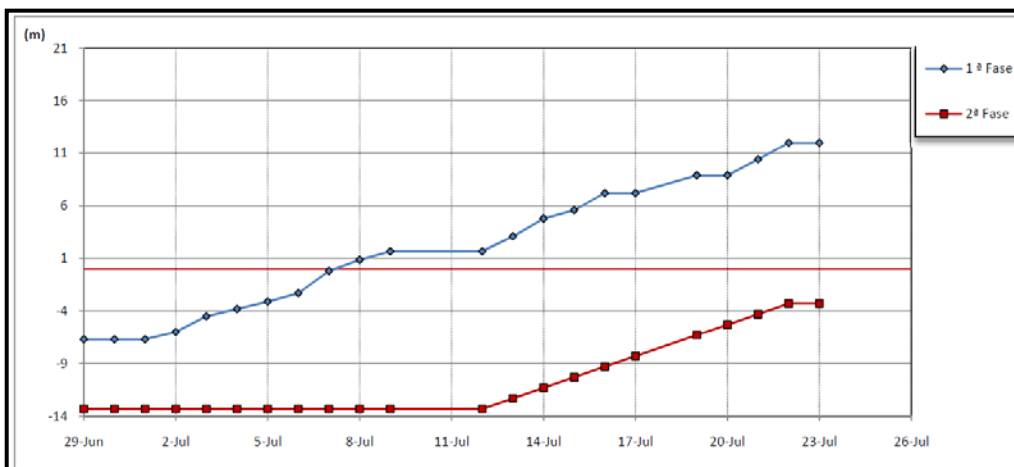


Gráfico 3: Distancia à frente da secção NN2 (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

A linha vermelha horizontal do gráfico 3 representa o 0 (zero), ou seja a posição da secção NN2 face à frente de escavação. Analisando simultaneamente os gráficos 2 e 3 é possível verificar que, as leituras se iniciaram no dia 29 de Junho e valor máximo de deslocamento acumulado foi cerca de 3,5 mm que pode ser considerado um valor relativamente baixo.

Globalmente apesar do deslocamento negativo (correspondente a uma descida) registado por toda a secção desde o início das leituras, verifica-se uma tendência para a estabilização.

É visível a passagem da 1ª fase de escavação pela secção (entre dia 6 e 8 de Julho) através da ligeira descida registada pela secção.

Uma nota para a marca NM24, cujos valores não são muito representativos uma vez que a sua zeragem foi já efectuada após a passagem da primeira fase.

b) Marcas de Nivelamento Poente, secção PN2

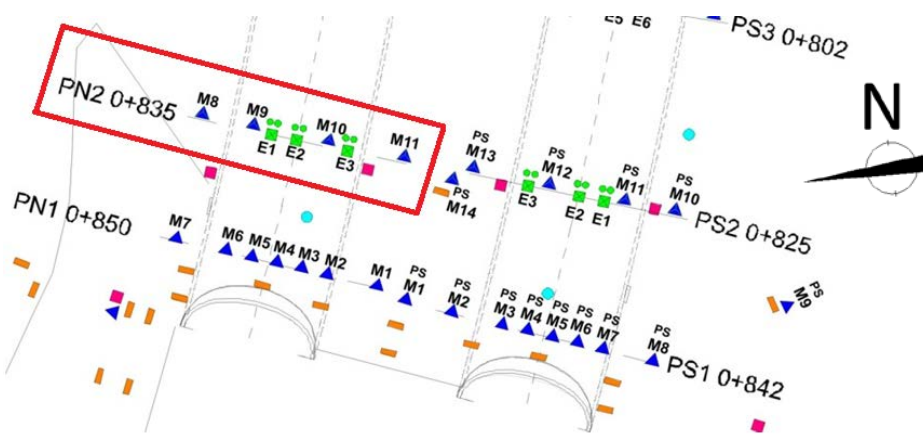


Figura 76: Localização da secção de instrumentação escolhida PN2 (DLOE ACE, 2010).

A secção PN2 encontra-se sobre a galeria norte frente poente, ao Pk 0+835, é constituída por 4 marcas de nivelamento e 3 marcas associadas a extensómetros.

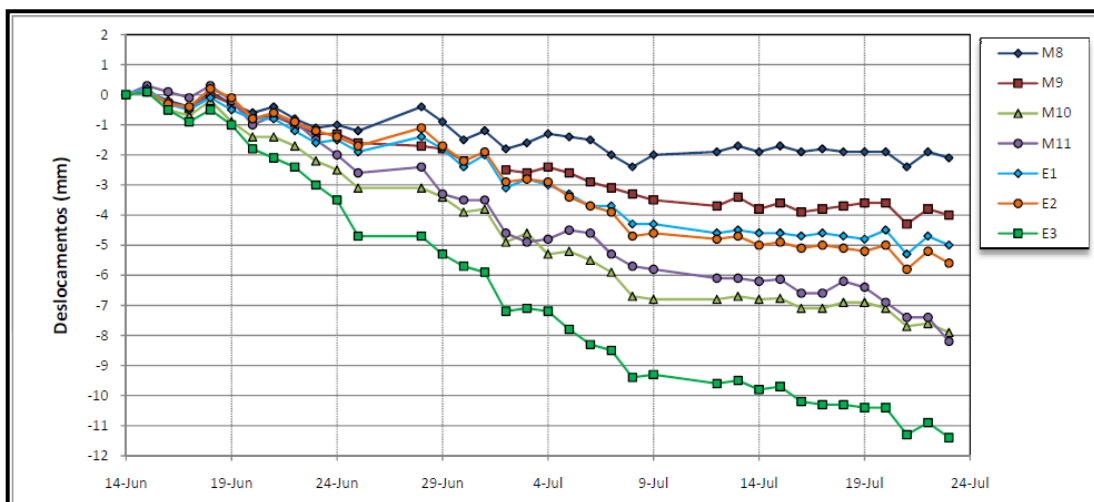


Gráfico 4: Evolução diária das marcas de superfície da secção PN2, Pk 0+834 (DLOE ACE, 2010).

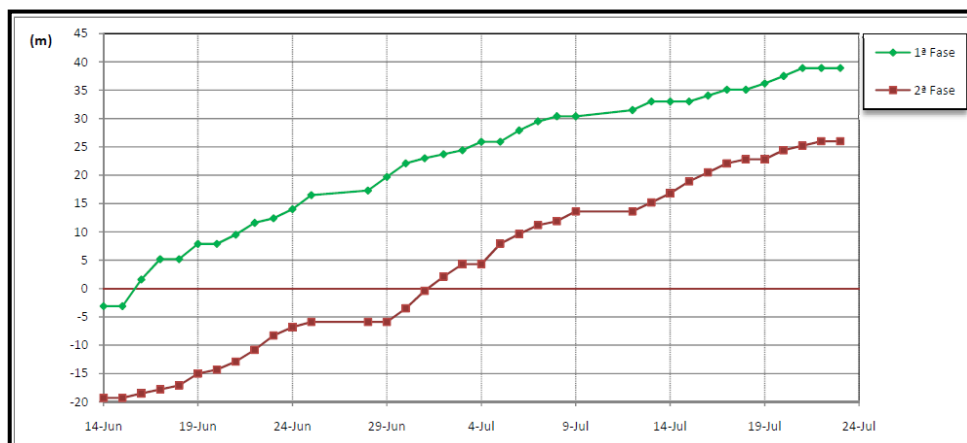


Gráfico 5: Distância à frente da secção PN2 (DLOE ACE, 2010).

Analisando simultaneamente os gráficos 4 e 5 é visível uma descida em toda a secção, com valor máximo de deslocamento acumulado de cerca de 11.5 mm para a marca associada ao extensómetro 3, no entanto, a marca M11 que é a que se encontra mais próxima não atinge a mesma ordem de deslocamento (8 mm) o que terá a ver com o terreno de onde se encontram instaladas, constituído por material de aterro de características heterogéneas, a isto acresce o facto do tipo de selagem dos extensómetros os torne mais sensíveis a movimentos superficiais, pois ao contrário das marcas de nivelamento que possuem selagens de 1,5m, as marcas nos extensómetros são constituídas apenas por um pino de nivelamento selado na caixa de betão do extensómetro, de referir que os limites estabelecidos em projecto destinam-se a deslocamentos profundos.

Apesar da passagem da primeira (14-19 Junho) e segunda fase (29 Junho-4 Julho) de escavação, não são claramente visíveis mexidas no gráfico 4, existindo uma clara tendência para a estabilização.

c) Marcas de Nivelamento Poente, secção PS2

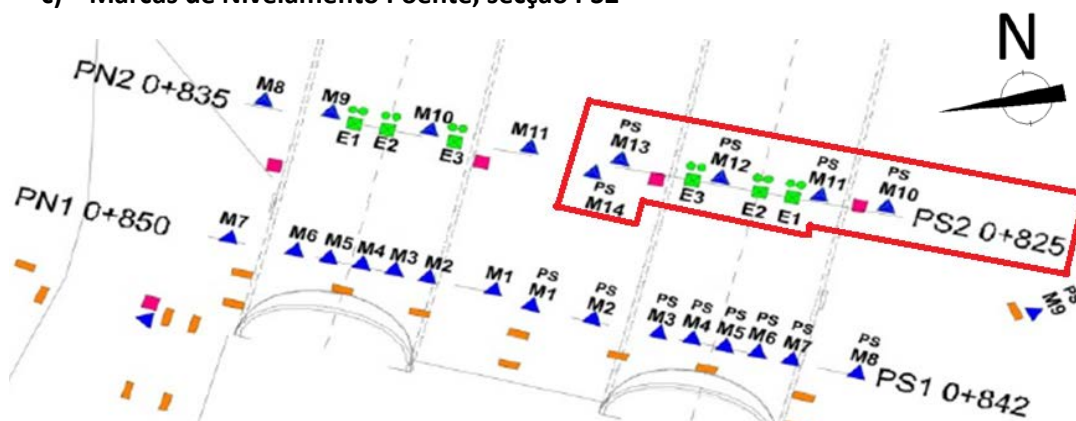


Figura 77: Localização da secção de instrumentação escolhida PS2 (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

A secção PS2 encontra-se situada sobre a galeria sul (frente poente), ao Pk 0+842 sendo esta secção constituída por 5 marcas de nivelamento e 3 marcas associadas a extensómetros. Foi seleccionada no sentido de permitir cruzar informação com a linha PN2 que se encontra no mesmo alinhamento.

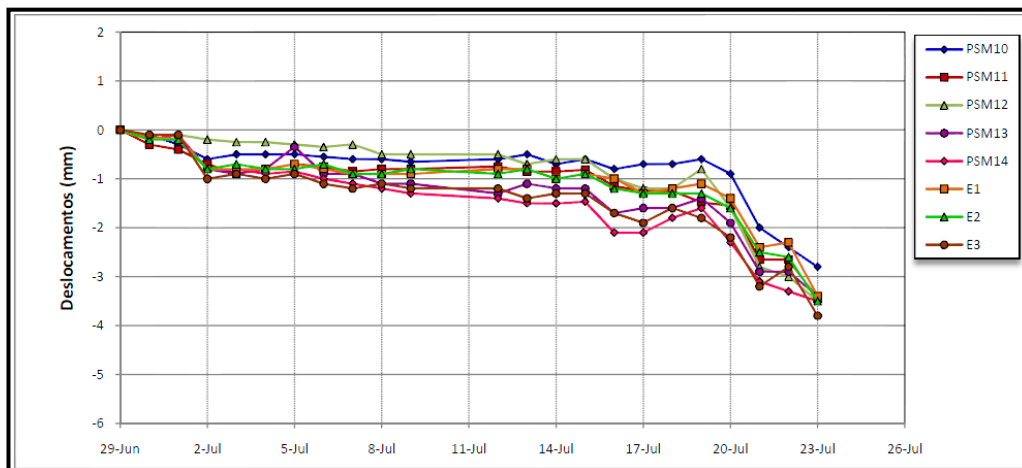


Gráfico 6: Evolução diária das marcas de superfície da secção PS2, Pk 0+825 (DLOE ACE, 2010).

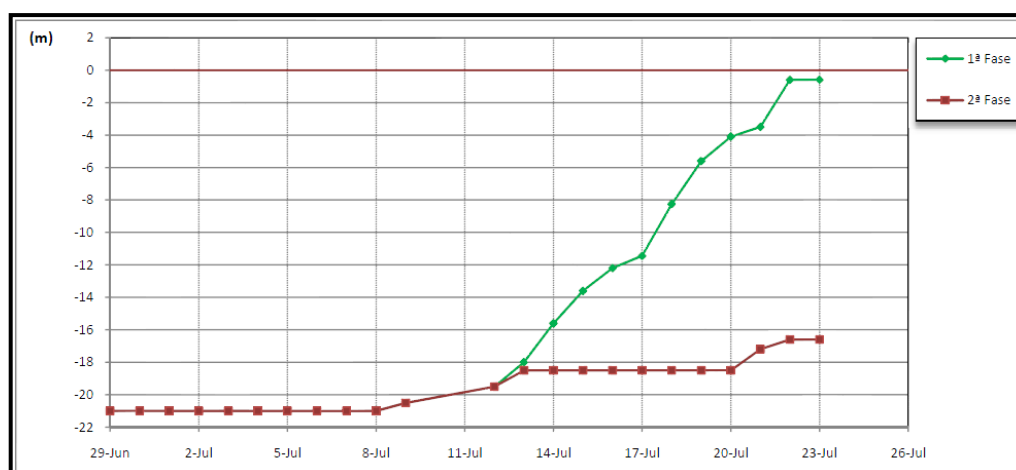


Gráfico 7: Distancia à frente da secção PS2 (DLOE ACE, 2010).

Ao analisar o gráfico 6 é visível que os deslocamentos se encontravam sensivelmente estáveis até ao dia 14/15 de Julho, altura em que começam a ocorrer avanços na 1ª fase de escavação, com tendência de aumentar, com o aproximar da frente de escavação, atingindo um valor máximo de deformação de cerca de 4mm na marca E3 (Gráfico 7). No entanto os deslocamentos nas marcas de toda a secção são sensivelmente uniformes, não sendo ainda visível a tendência de estabilização uma vez que não ocorreu ainda a passagem de frente de escavação pela linha de instrumentação.

8.3.5.1.2. Medições de deslocamentos profundos com extensómetros de barras multiponto

No sentido de avaliar deslocamentos profundos foram implementados extensómetros de barras multiponto, que são instalados em furos abertos a partir da superfície. Pretende-se deste modo avaliar o comportamento do maciço durante as escavações e eventual evolução no tempo das deformações.

Tal como anteriormente referido, os extensómetros possuem uma marca de nivelamento associada (figura 78), cujo nivelamento da base da cabeça do extensómetro, é feito utilizando o mesmo equipamento usado para leitura das marcas de nivelamento. A leitura das selagens profundas é feita com o auxílio de um micrómetro digital com precisão de 0,01 mm.

O micrómetro mede a diferença entre o ponto A e o ponto B, ou seja mede os deslocamentos existentes em ambos os pontos. No entanto, existem adversidades que dificultam a leitura entre elas o tipo de aparelho utilizado. Que neste caso é digital, logo extremamente sensível à água o que dependendo das condições atmosféricas condiciona a leitura, dado que a precisão do aparelho é elevada diferentes utilizadores originam diferentes posicionamentos e logo ligeiras variações dos valores, em determinados casos a construção das caixas dos extensómetros não é adequada, uma vez que caixas construídas com demasiada altura não permitem um correcto posicionamento do aparelho.

As leituras foram feitas sempre com a mesma orientação e quando possível pelo mesmo utilizador de modo a minimizar eventuais erros de leitura.



Figura 78: Leitura das selagens profundas com micrómetro digital e pormenor de marca de nivelamento associada para leitura na cabeça.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Uma vez mais, dado que a obra ainda se encontra em curso, foram seleccionados apenas seis extensómetros correspondentes a duas linhas de instrumentação consideradas as mais representativas no momento actual, permitindo cruzamento de informação. a) Extensómetros multiponto da linha NN2, Nascente e b) Extensómetros da linha PN2, Poente. Os resultados das medições para os instrumentos, serão apresentados de seguida:

a) Extensómetros da linha NN2, Nascente

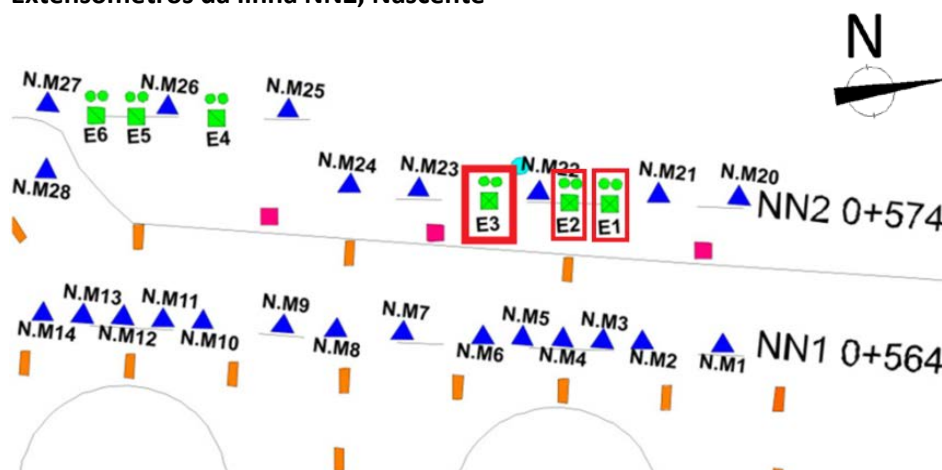


Figura 79: Localização dos extensómetros E1, E2, E3 frente Nascente (DLOE ACE, 2010).

Os extensómetros E1, E2, E3 da frente nascente encontram-se na secção NN2 ao Pk 0+574 o que permite cruzar informação com as marcas de nivelamento da mesma secção previamente apresentadas.

Extensómetro Multiponto NN2, E1 Nascente

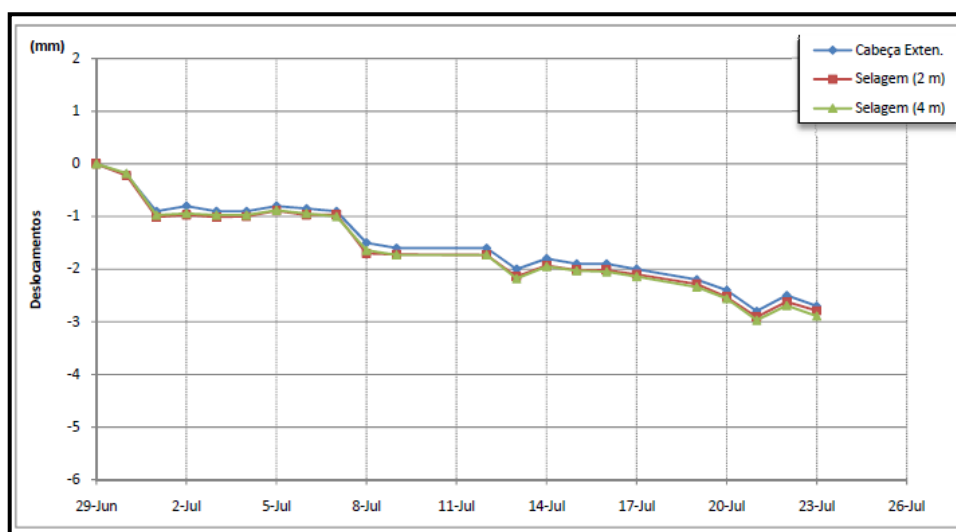


Gráfico 8: Evolução diária do extensómetro E1 da Secção NN2(DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

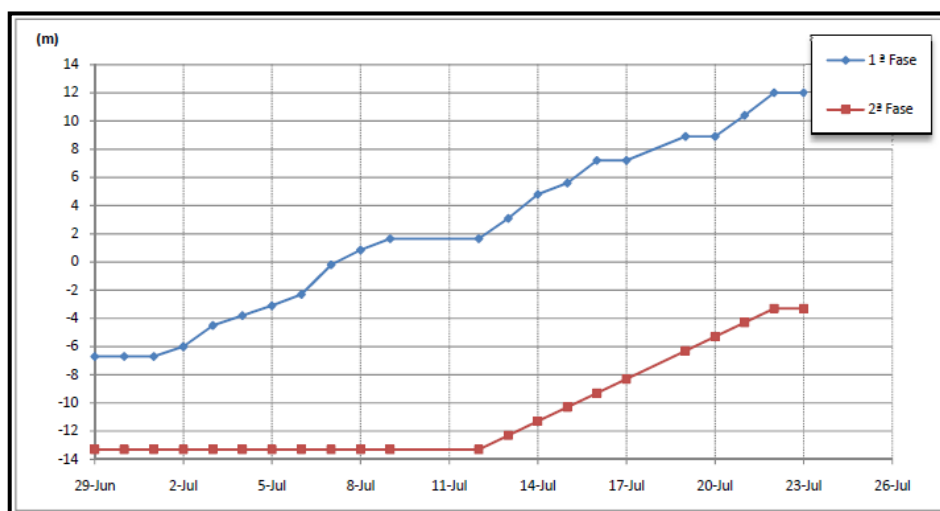


Gráfico 9: Distância da linha NN2 relativamente à frente de escavação (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 8, relativo ao deslocamento apresentado pelo extensómetro E3, revela que as leituras se iniciaram a 29 de Junho e o deslocamento máximo atingido até ao momento é da ordem dos 3 mm, podendo considerar-se um valor baixo, e em concordância com os valores registados pelas marcas de nivelamento.

A passagem da 1ª fase pela linha ocorreu entre os dias 5 e 8 de Junho (gráfico 9), com reflexo nos deslocamentos registados embora que sem grande expressão, uma vez que estamos a falar de valores muito pequenos. A cabeça e as selagens seguem um comportamento sensivelmente idêntico e em discrepâncias evidentes.

Extensómetro Multiponto NN2, E2 Nascente

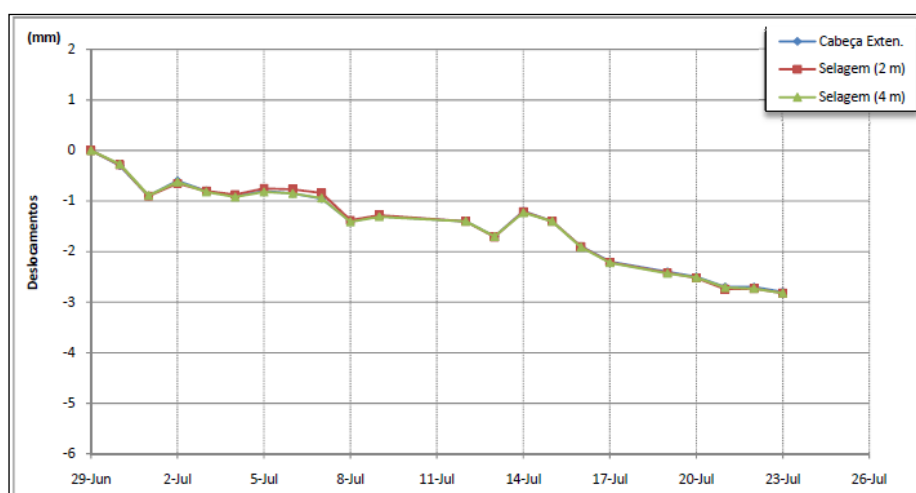


Gráfico 10: Evolução diária do extensómetro E2 secção NN2 (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 10 expressa um comportamento quase idêntico da cabeça e das selagens, com uma descida pequena, com deslocamento máximo obtido de 3mm, valor que pode ser considerado

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

uma vez mais como baixo, o que fornece boas indicações quanto à qualidade do trabalho de escavação desenvolvido e comportamento do maciço resultante.

Extensómetro Multiponto NN2, E3 Nascente

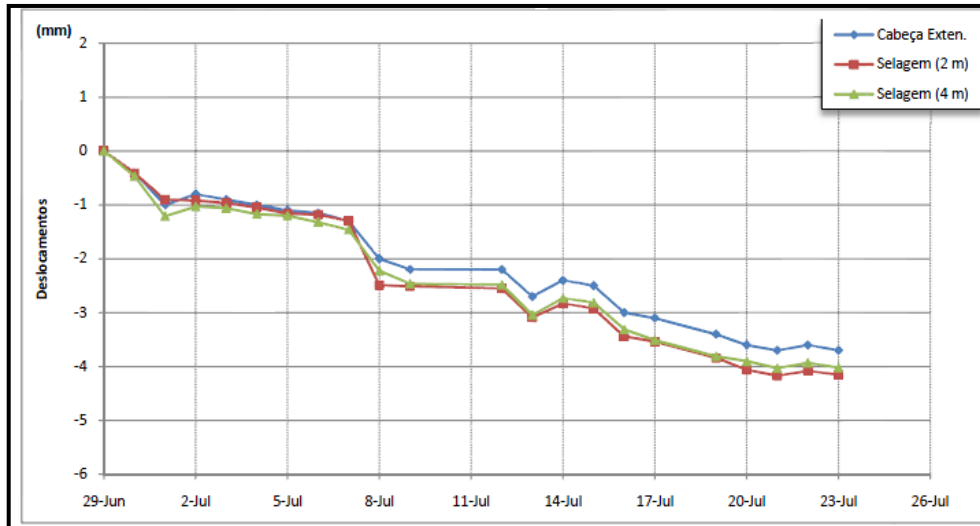


Gráfico 11: Evolução diária do extensómetro E3 da secção NN2 (DLOE ACE, 2010).

A análise conjunta dos gráficos 9 e 11 permite constatar que as selagens profundas e a cabeça possuem um comportamento sensivelmente idêntico desde o início das leituras a dia 29 de Junho até à aproximação da frente de escavação. Após a passagem da frente (entre os dias 5 e 8 de Junho) começa a existir um visível afastamento entre os valores na cabeça e as selagens. A diferença encontrada explica-se pelo facto de as selagens profundas se encontrarem mais próximas do coroamento do túnel e como tal estão mais sensíveis a deslocamentos, enquanto que a cabeça se encontra numa zona mais superficial onde o deslocamento não se expressa de um modo tão evidente. De referir, ainda, que o gráfico 12 revela também uma tendência para a estabilização.

b) Extensómetros da linha PN2, Poente

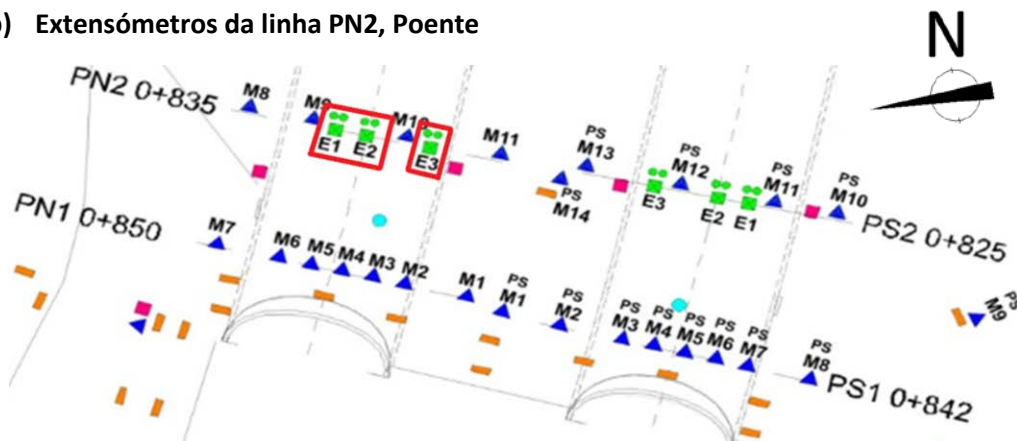


Figura 80: Localização dos extensómetros E1, E2, E3 frente poente (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Os extensómetros E1, E2, E3 da frente poente encontram-se na secção PN2 ao Pk 0+835 o que permite cruzar informação com as marcas de nivelamento da mesma secção previamente apresentadas. O extensómetro E1 encontra-se mais próximo do hasteal esquerdo, o E2 encontra-se mais próximo da zona central e o E3 encontra-se mais próximo do hasteal direito.

Extensómetro Multiponto PN2, E1 Poente

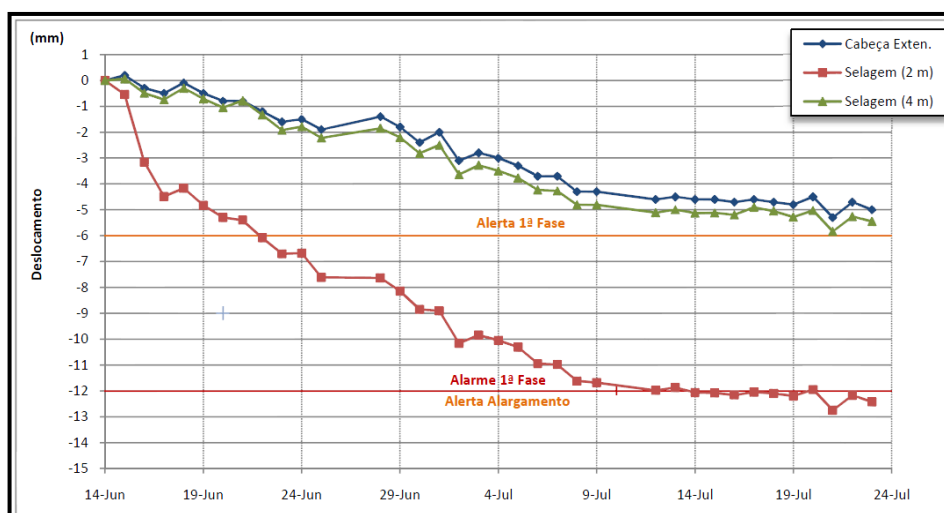


Gráfico 12: Evolução Diária do extensómetro E1 da Secção PN2 (DLOE ACE, 2010).

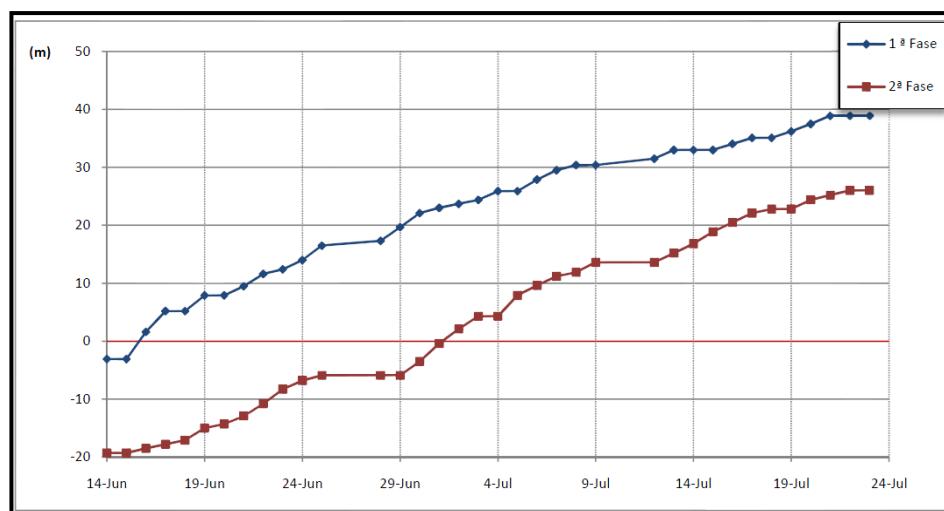


Gráfico 13: Distância da linha PN2 relativamente à frente de escavação (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 12 relativo ao deslocamento do extensómetro 1, lado poente, revela desde logo que os limites de alerta e alarme considerados em projecto para a 1ª fase foram ultrapassados pela selagem que se encontra a 2 metros do coroamento (selagem mais profunda), atingindo um deslocamento máximo da ordem dos 13 mm. Esta selagem ultrapassou também o limite de alerta para a 2ª fase (alargamento), com um comportamento do deslocamento diferenciado da selagem a 4m do coroamento e da cabeça do extensómetro, isto implica que os deslocamentos no maciço

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

resultantes da escavação se tenham feito sentir em especial na zona mais próxima do coroamento e menos numa zona intermédia e superficial. A passagem da 1ª e 2ª fases de escavação são visíveis pelo agravamento do deslocamento registado, no entanto, na parte final do gráfico começar a verificar-se uma orientação no sentido da estabilização.

Extensómetro Multiponto PN2, E2 Poente

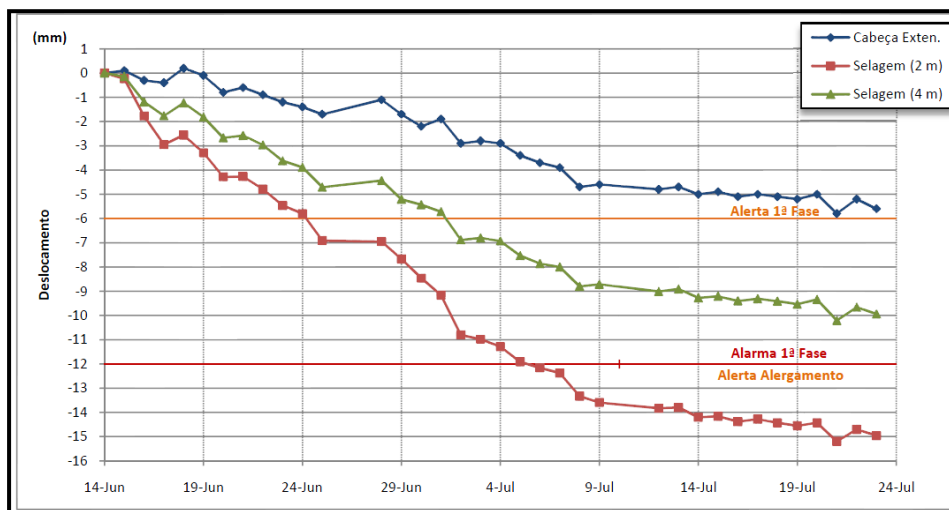


Gráfico 14: Evolução diária do extensómetro E2 da secção PN2 (DLOE ACE, 2010).

No gráfico 14 encontram-se representados os valores de deformação do extensómetro E2, o qual evidência que os deslocamentos à superfície são inferiores aos das selagens. A selagem mais profunda, a dois metros do coroamento, apresenta valores de deslocamentos acumulados na ordem dos 15 mm. Embora tenham sido ultrapassados os limites de alarme da 1ª fase de escavação verifica-se uma tendência para a estabilização. De referir que a passagem da 2ª fase (Gráfico 13), entre os dias 29 de Junho e 4 de Julho, fez-se sentir e está patente no agravamento dos deslocamentos registados.

Apesar de terem sido ultrapassados os limites estabelecidos em projecto, pode considerar-se o gráfico de deformação obtido no extensómetro E2 poente como um bom gráfico tipo de comportamento destes equipamentos.

Extensómetro Multiponto PN2, E3 Poente

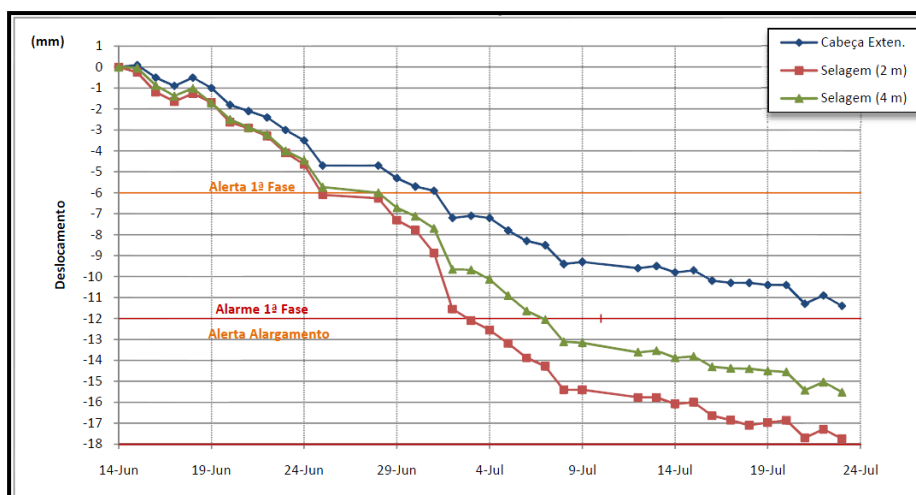


Gráfico 15: Evolução diária do extensómetro E3 da secção PN2 (DLOE ACE, 2010).

O extensómetro E3 que se encontra sobre o hasteal direito (escavação do alargamento) atingiu valores superiores ao E2 que se encontra ao eixo da galeria, tal deve-se muito provavelmente, ao terreno onde se encontram instalados. Numa fase inicial do gráfico os deslocamentos ficam a dever-se à passagem da 1ª fase de escavação e numa fase mais adiantada ao alargamento. Os deslocamentos superficiais ultrapassaram os deslocamentos registados em profundidade, o valor máximo é de 18 mm na selagem mais profunda. É de referir ainda que, embora os limites tenham sido ultrapassados, as leituras apontam para a estabilização.

Dado que tanto a linha NN2 Nascente como a linha PN2 Poente se encontram na zona considerada como emboquilhamento, de acordo com o projecto encontramos-nos numa zona tipo secção 4, no entanto, as análises numéricas realizadas referem-se apenas ao lado nascente pelo que apenas é possível estabelecer comparações entre a linha NN2 e os deslocamentos previstos para a mesma zona.

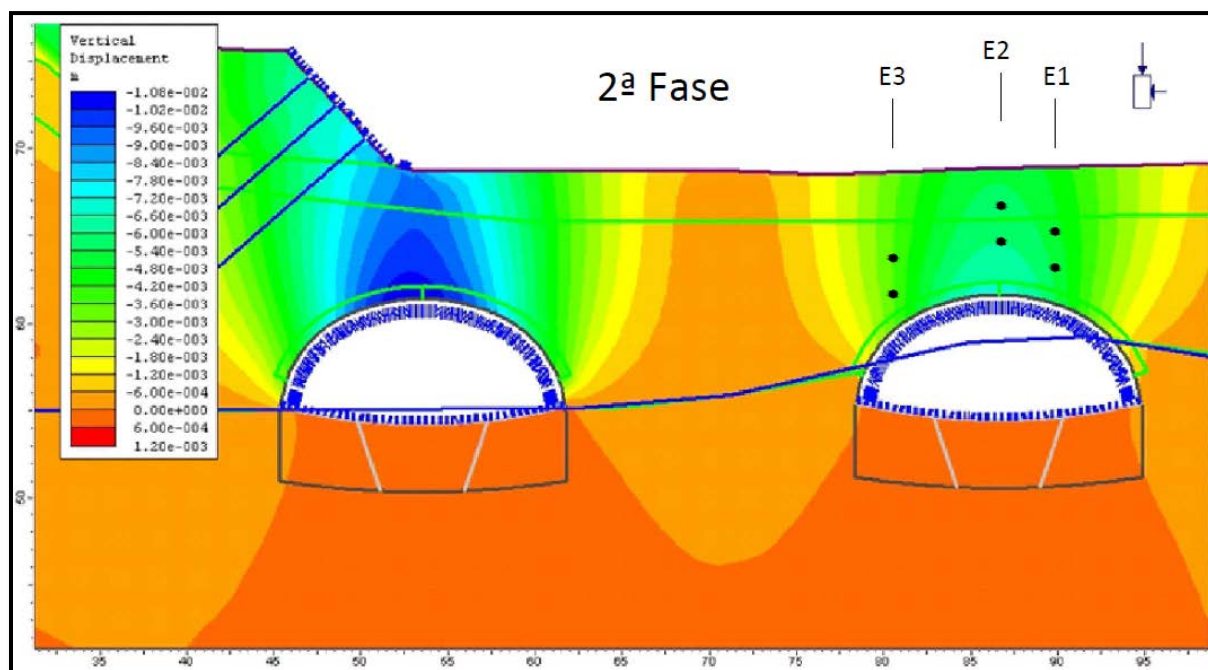


Figura 81: Deslocamentos verticais previstos em projecto na Seção 4 após a abertura da meia seção superior e aplicação do suporte primário: E1 – Extensómetro 1; E2 – Extensómetro; E3 – Extensómetro 3 (adaptado de COBA, 2009).

Foram considerados os dados relativos apenas à 2ª fase, uma vez que os resultados obtidos referem-se também a essa fase da obra.

Quadro 34: Comparação entre deslocamentos verticais previstos em projecto e registados em obra.

	Deslocamentos Máximos previstos 2ª Fase (mm) (ver fig. 82)			Deslocamentos Máximos Registados (mm)		
	Selagem profunda 2m do coroamento	Selagem profunda 4m do coroamento	Cabeça	Selagem profunda 2m do coroamento	Selagem profunda 4m do coroamento	Cabeça
E1	-3 a -4,8	-3 a 4,8	-3 – 4,2	-3	-2,9	-2,8
E2	-6,6 a -7,2	-6 a 6,6m	-3 – 4,2	-2,8	-2,8	-2,8
E3	-2,4 a 4,2	-2,4 a 4,2	-2,4 – 4,2	-4,2	-4	-3,7

Os resultados apresentados no quadro anterior revelam que as deformações ocorridas até ao momento (2ª fase) se encontram dentro do que era expectável em projecto. No entanto, é curioso observar que as maiores deformações eram esperadas nos extensómetros E2 e E1, enquanto em obra as maiores deformações registadas foram no extensómetro E3.

8.3.5.1.3. Medições com inclinómetros, para o controlo do comportamento dos taludes laterais, frontais e hasteais no interior da galeria

À semelhança dos outros dispositivos, estes elementos são colocados junto das marcas e alvos topográficos, em secções principais, na perspectiva de numa mesma secção se obterem medições provenientes de diferentes dispositivos tornando possível o cruzamento de informação.

As calhas inclinométricas serão em PVC, tipo ABS, com diâmetro interior de $\phi 64$ mm e o torpedo utilizado torpedo possui dois sensores do tipo servo-acelerómetros montados com desfasamento de 90 graus. Os inclinómetros encontram-se fundados em formações competentes, no mínimo 5,0 metros abaixo da cota final da escavação.

Antes de se efectuarem quaisquer leituras deve ser utilizado um torpedo cego, desprovido de servo-acelerómetros que tem como finalidade verificar o desimpedimento dos furos e a profundidade dos mesmos.

As medições periódicas da deformação só são possíveis após três leituras de zeragem, processo que tem como objectivo a determinação das condições iniciais da calha e a definição da orientação a adoptar, sendo que a posição A0 (A+) corresponde à direcção de onde se esperam maiores movimentos, a posição B0 (B+) faz um ângulo de 90º com a anterior no sentido dos ponteiros do relógio (Figura 82).

Para a obtenção de uma leitura o torpedo é baixado até à base inferior da calha, e executada a primeira passagem no sentido ascendente com leituras de metro a metro. A profundidade a que se encontra o torpedo será controlada por uma escala graduada de 0,50 m e impressa no próprio cabo eléctrico que liga o torpedo à caixa de leituras à superfície. Dado que os acelerómetros estão orientados com um ângulo de 90º entre si a segunda passagem irá ser efectuada com um desfasamento de 180º com a anterior, completando assim a leituras nas 4 direcções da calha.

Os valores lidos pelo aparelho correspondem ao resultado de $K \times \sin \alpha$, no qual K é uma constante de 20000, a precisão das leituras é directamente influenciada pela qualidade de instalação da calha, pelo que a aquando da instalação o ângulo máximo da calha com a vertical para que possam ser obtidas boas leituras é de 3º.

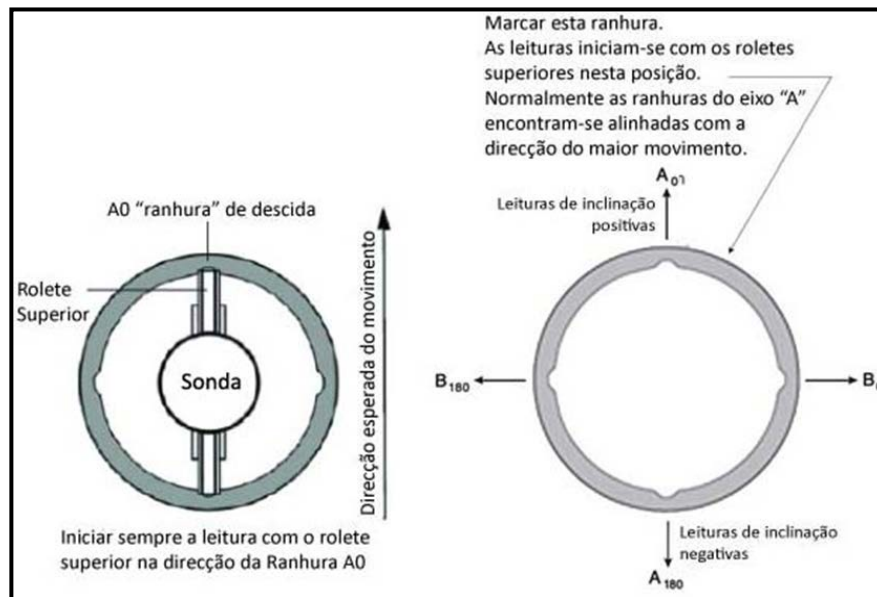


Figura 82: Esquema de orientação da calha inclinométrica (Adaptado de Slope Indicator 1994).

Durante a segunda passagem o utilizador tem acesso aos valores de "Checksum" que equivalem ao valor do erro entre primeira e segunda passagem, valores excessivos de "checksum" podem dever-se a causas, como: deformações na calha, má calibração da sonda inclinométrica ou ainda colocação indevida da sonda a profundidades que não correspondem às da passagem interior. O "data logger" utilizado permite ainda a comparação da leitura actual com o valor referência da leitura anterior, dado valioso quando o utilizador se encontra no terreno permitindo ao mesmo detectar potenciais irregularidades.

A qualidade, tempo de resposta e precisão dependem do tipo de torpedo e data logger utilizado, e o erro máximo associado ao aparelho é aproximadamente 5 mm em cada 30 metros de profundidade.



Figura 83: Leitura de um inclinómetro; a – introdução do torpedo; b - data logger.

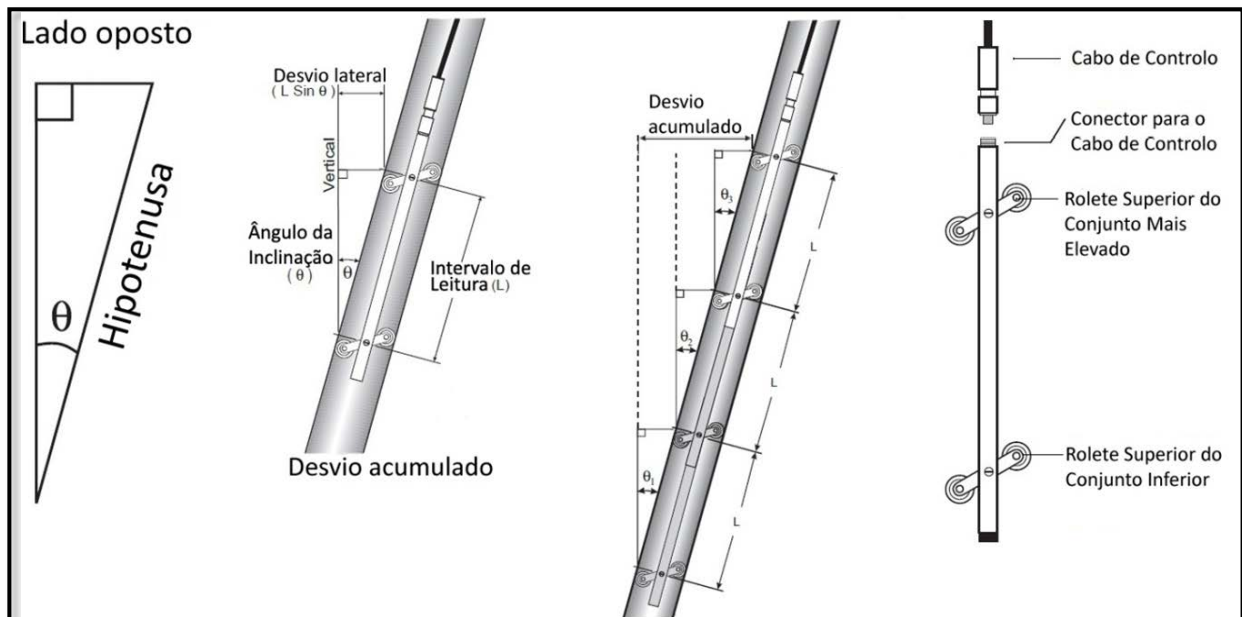


Figura 84: Esquema da sonda inclinométrica inserida na calha instalada para monitorizar deformações do terreno (adaptado de Machan e Bennett 2008).

Avaliação e Interpretação

O tratamento de dados consiste principalmente na construção de gráficos interpretativos, com recurso a *software* especializado. Estas ferramentas, permitem obter essencialmente os seguintes gráficos:

- Posição absoluta (ver figura 85).
- Deformações acumuladas (ver figura 86).
- Deformações incrementais (ver figura 87).

O gráfico relativo à posição absoluta, representa a posição da calha relativamente à vertical, ou seja, o seu perfil original ou variação do mesmo, pelo que assume especial importância aquando da leitura de zeragem que irá estabelecer o eixo do gráfico de deslocamentos, permitindo observar a posição da calha relativamente à vertical certificando a qualidade da instalação da mesma (figura 85).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

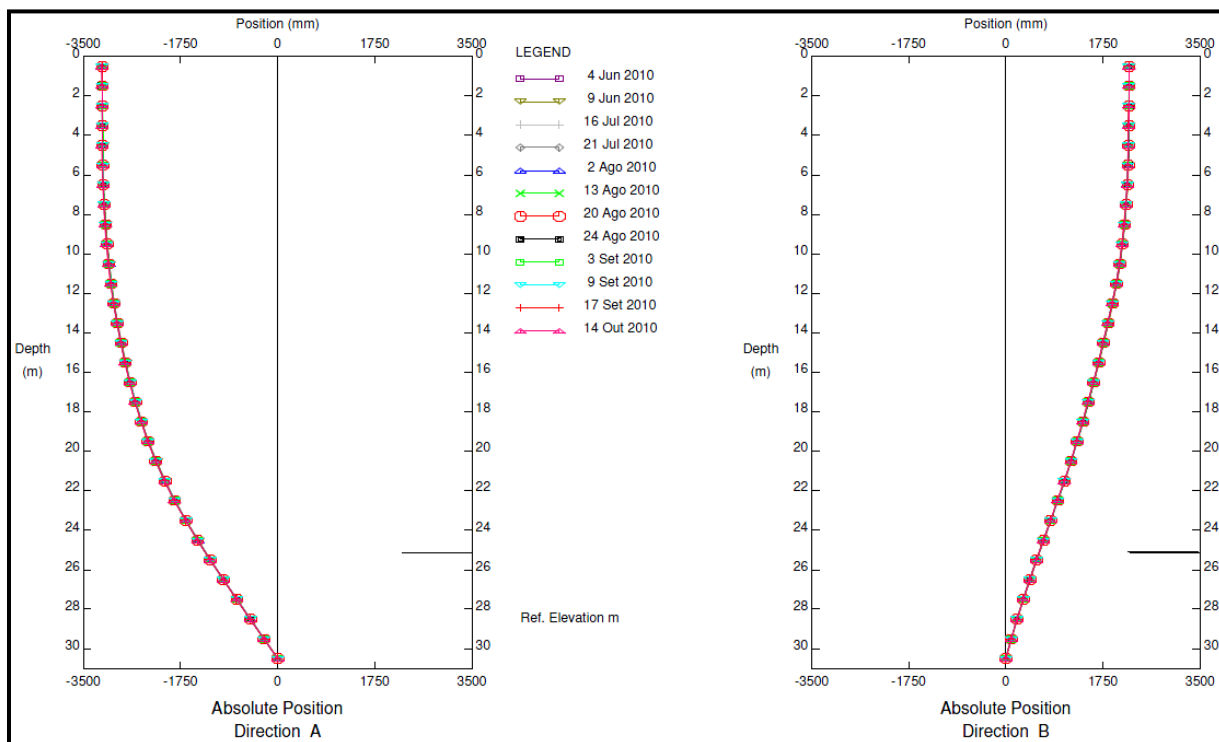


Figura 85: Exemplo de um gráfico de posição absoluta (DLOE ACE, 2010).

O gráfico de deformações acumuladas que representa as mudanças de posição da calha inclinométrica relativamente à inicial que corresponde ao eixo vertical do gráfico. Os deslocamentos são acumulados desde a extremidade inferior da calha até à superior tomando como referência o ponto inicial da mesma, o qual se considera imóvel ver figura 86.

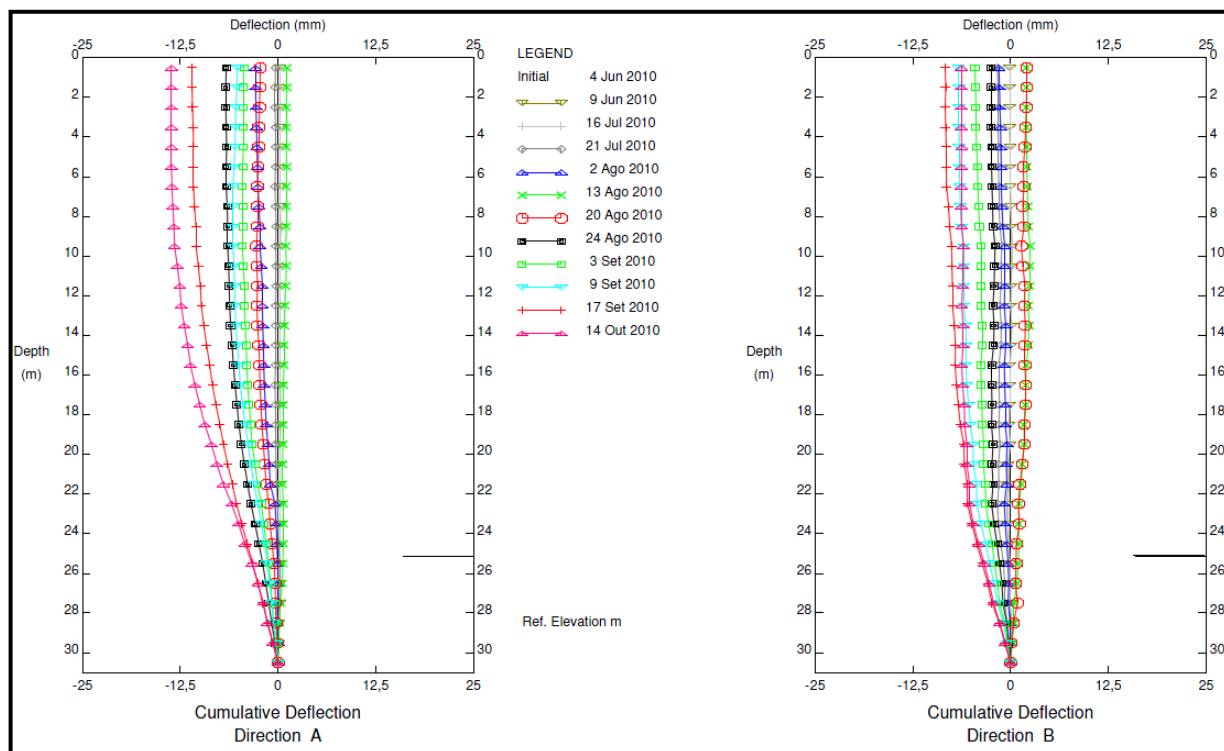


Figura 86: Exemplo de um gráfico de deformação acumuladas (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

O gráfico das deformações incrementais permite observar os deslocamentos para cada ponto de medição sem considerar a acumulação das deformações figura 87.

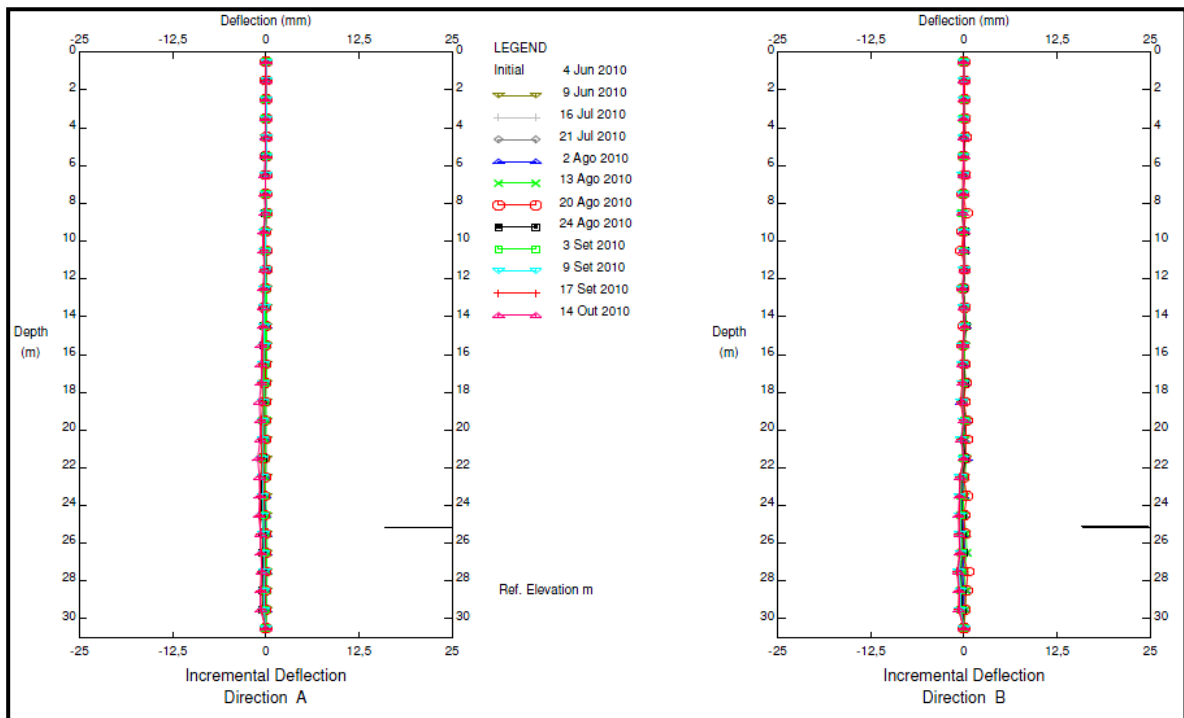


Figura 87: Exemplo de um gráfico de desvios incrementais (DLOE ACE, 2010).

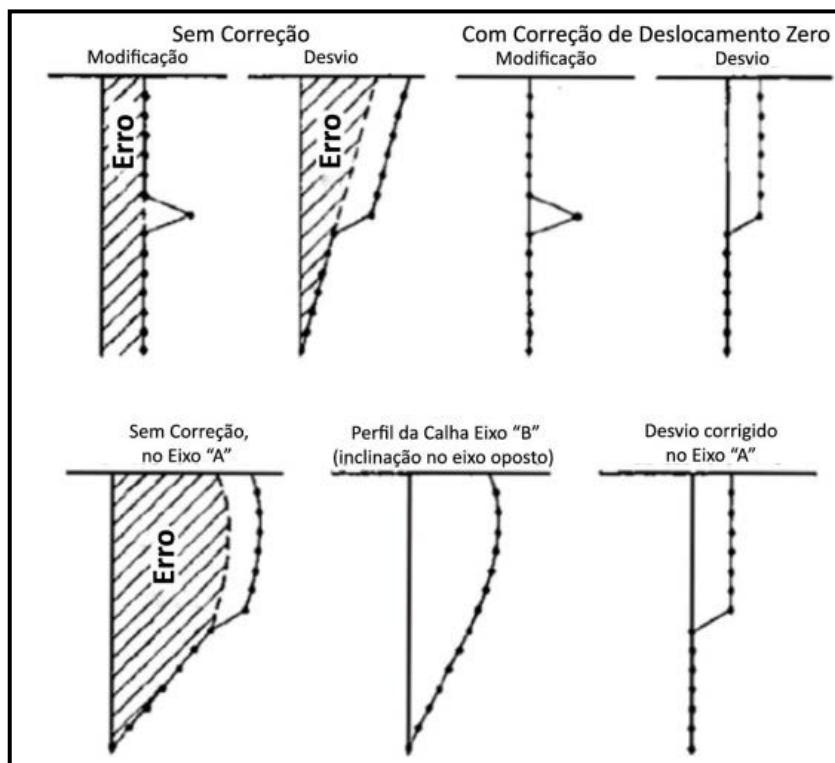


Figura 88: Mudança típica de direção e erros de rotação (Mikkelsen, 2003)

Relativamente aos resultados obtidos, serão apenas apresentados os resultados relativos ao tratamento dos dados em desvios acumulados e deformações incrementais de dois inclinómetros:

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

o inclinómetro I6N com 20 metros de profundidade (frente nascente) e o inclinómetro I4P com 26 metros de profundidade (frente poente).

a) Inclinómetros Nascente, I6N

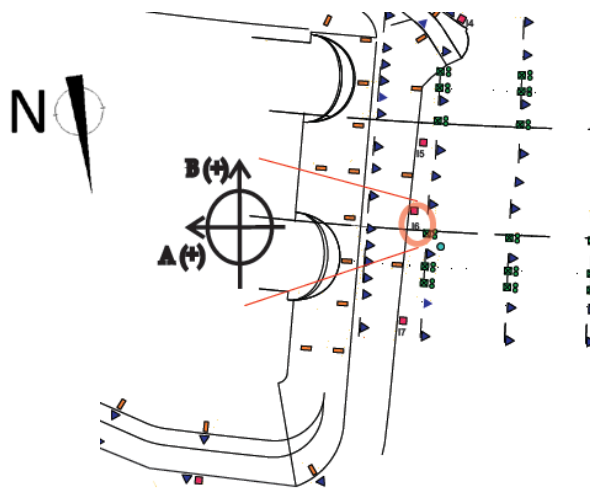


Figura 89: Orientação adoptada para o inclinómetro I6N (DLOE ACE, 2010).

O inclinómetro I6 nascente encontra-se situado junto ao hasteal direito da galeria norte (frente-nascente), possui uma profundidade de 20m. A orientação seleccionada e a localização encontram-se ilustradas na figura 89.

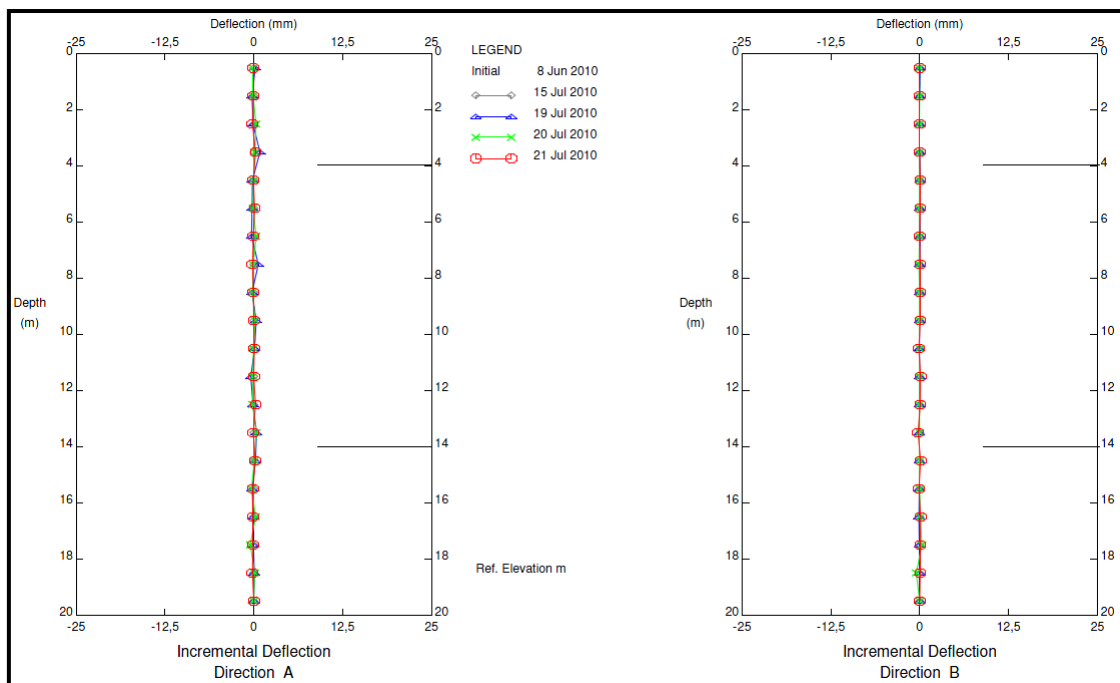


Gráfico 16: Desvios Incrementais nas direcções A e B do inclinómetro I6N (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 16 relativo aos desvios incrementais do inclinómetro I6N, revela que não ocorreram deformações horizontais na zona monitorizada pela calha inclinométrica.

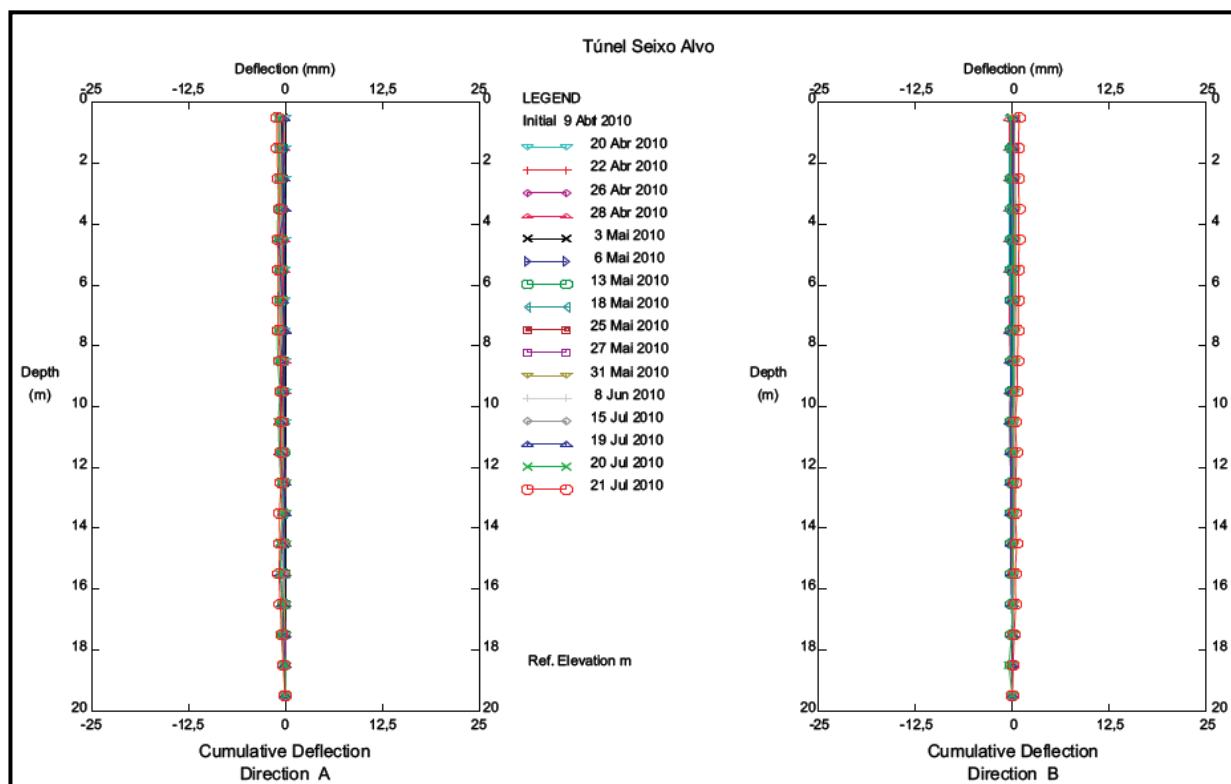


Gráfico 17: Desvios acumulados nas direcções A e B no inclinómetro I6N (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 17 confirma as ilações obtidas no gráfico 16, demonstrando que não ocorrem deformações significativas ao longo de toda a calha inclinométrica.

b) Inclinómetros Poente, I4P

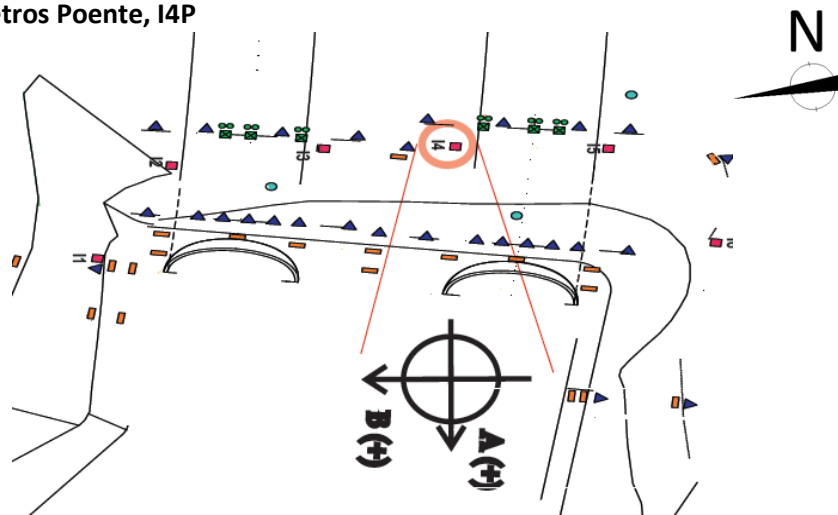


Figura 90: Orientação adoptada para o inclinómetro I4P (DLOE ACE, 2010).

O inclinómetro I4P encontra-se fundado a 26m de profundidade, a 2m do hastel esquerdo da galeria sul (frente-poente), na zona de vão central entre as galerias, tal como documenta a figura 90.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

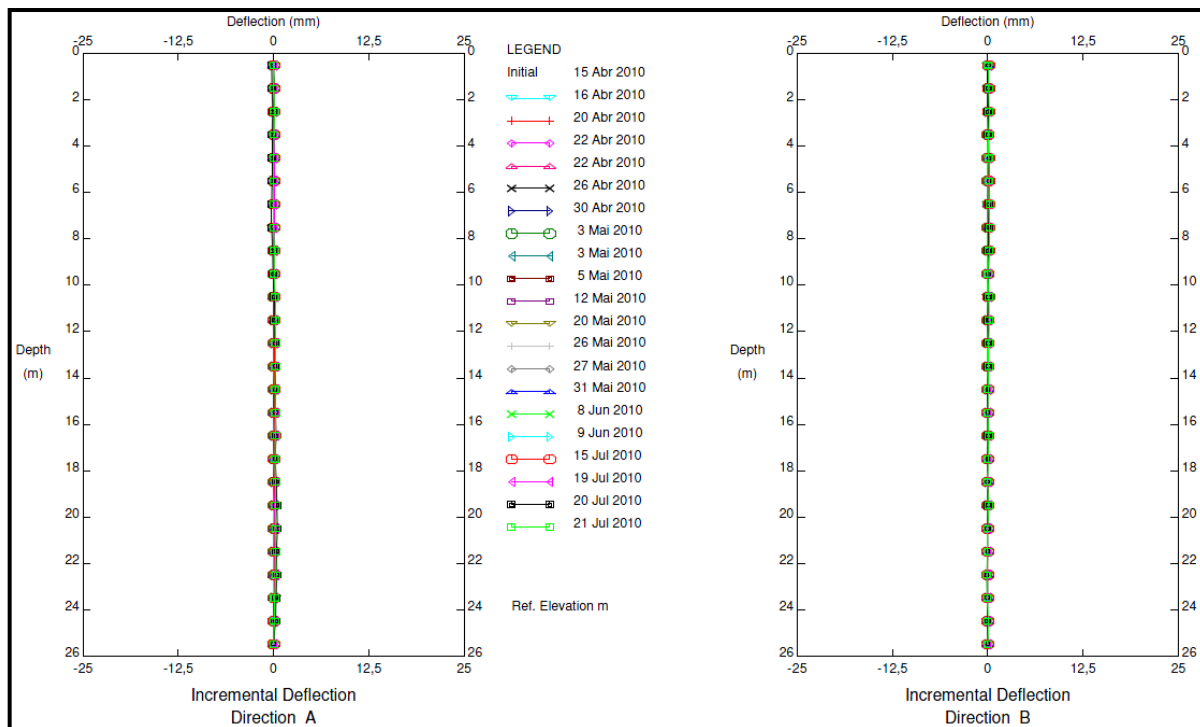


Gráfico 18: Desvios incrementais nas direções A e B no inclinómetro I4P (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 18 demonstra que não ocorreram deformações significativas na calha quer na direção A ou B.

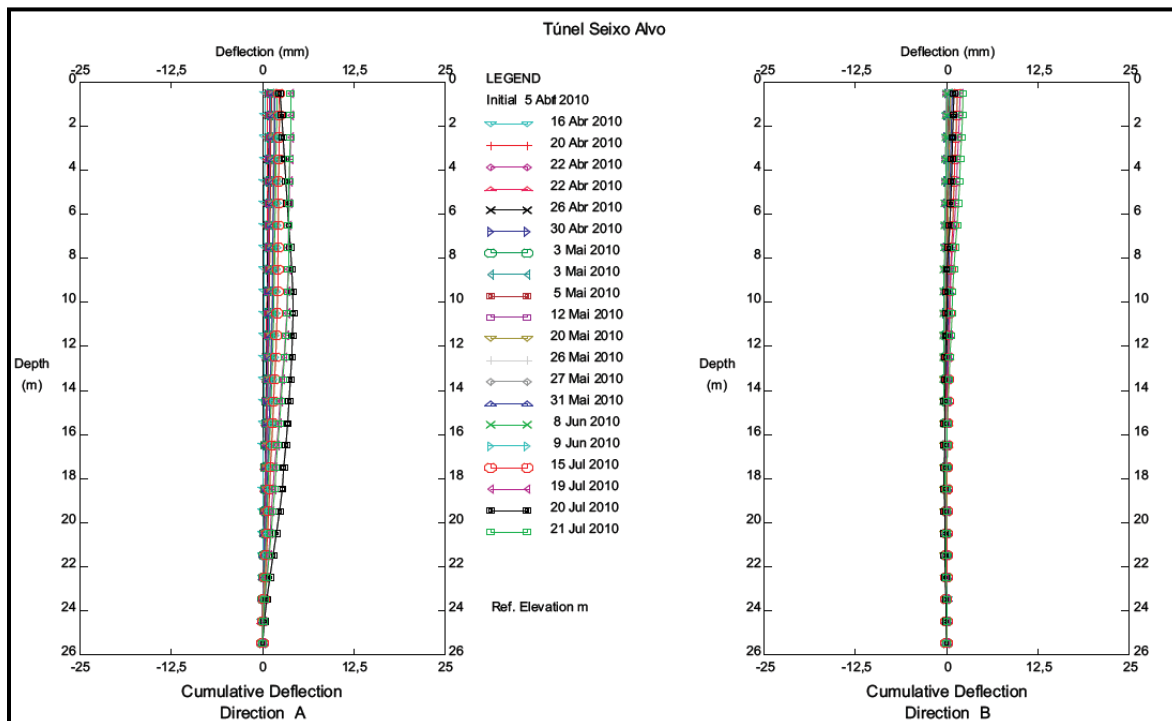


Gráfico 19: Desvios acumulados nas direções A e B no inclinómetro I4P (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Ao analisar o gráfico 19 verificamos que ocorreu uma pequena acumulação de desvios na direcção de A+, ou seja na seja na direcção do talude, no entanto esta deformação acumulada não ultrapassa os 5 mm, o que valida as soluções de suporte aplicadas.

Os inclinómetros I6 Nascente e, I4 Poente encontram-se na zona considerada como emboquilhamento, secção de cálculo 4 (de acordo com o projecto), no entanto as análises numéricas realizadas referem-se apenas ao lado nascente pelo que apenas é possível estabelecer comparações entre o inclinómetro I6N e os deslocamentos previstos para a mesma zona.

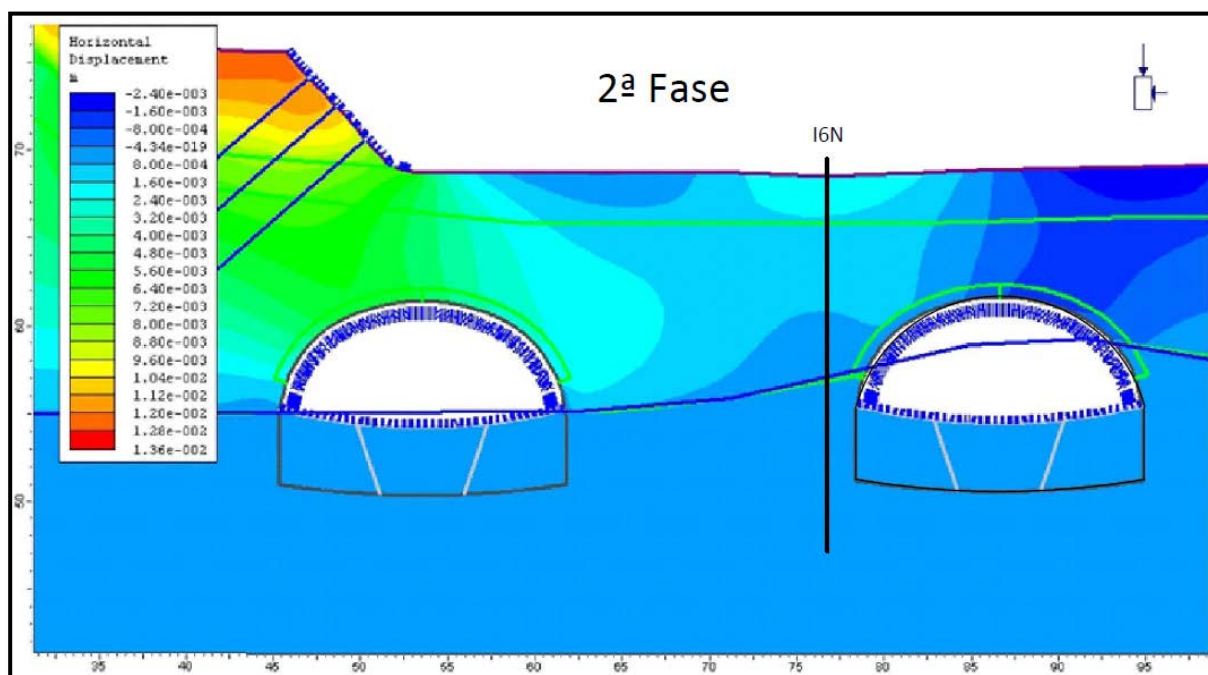


Figura 91: Deslocamentos horizontais previstos em projecto na Secção 4 após a abertura da meia secção superior e aplicação do suporte primário: I6N- inclinómetro 6 frente nascente (adaptado de COBA, 2009).

Foram considerados os dados relativos apenas à 2ª fase, uma vez que das leituras referem-se também a essa fase da obra.

Relativamente aos deslocamentos horizontais refere-se que os valores máximos obtidos foram da ordem de 1mm (gráfico 16), estando de acordo com o previsto em projecto.

8.3.5.1.4. Medição da variação do nível de água com piezómetros

Juntos a ambos emboquilhamentos são instalados, em furos abertos a partir da superfície e isolados no fundo, dois piezómetros abertos para medição da variação do nível de água.

Algumas das sondagens da campanha de prospecção (ST1, ST11, ST5, ST13, ST8 e ST15) foram providas de tubo crepinado envolvido em geotêxtil, de forma a funcionarem como piezómetros de tubo aberto. Em projecto, já havia sido prevista a sua destruição pela passagem da escavação das galerias/taludes ou inacessibilidade devido ao posicionamento em obra (figura 92) e, como tal das referidas sondagens com piezómetros só foi viável a utilização das sondagens ST5, ST11 E ST13. Durante os procedimentos que envolveram a campanha de prospecção os níveis de água dos referidos piezómetros foram registados apresentando, uma pequena variação dos valores, normalmente inferior a 1 m, até à sua estabilização, abaixo ou acima do resultado inicial.

Para apresentação de resultados, dos piezómetros existentes em obra, foram seleccionados os dois correspondentes a sondagens que ainda restavam, dado que eram os que se encontravam instalados à mais tempo no local.

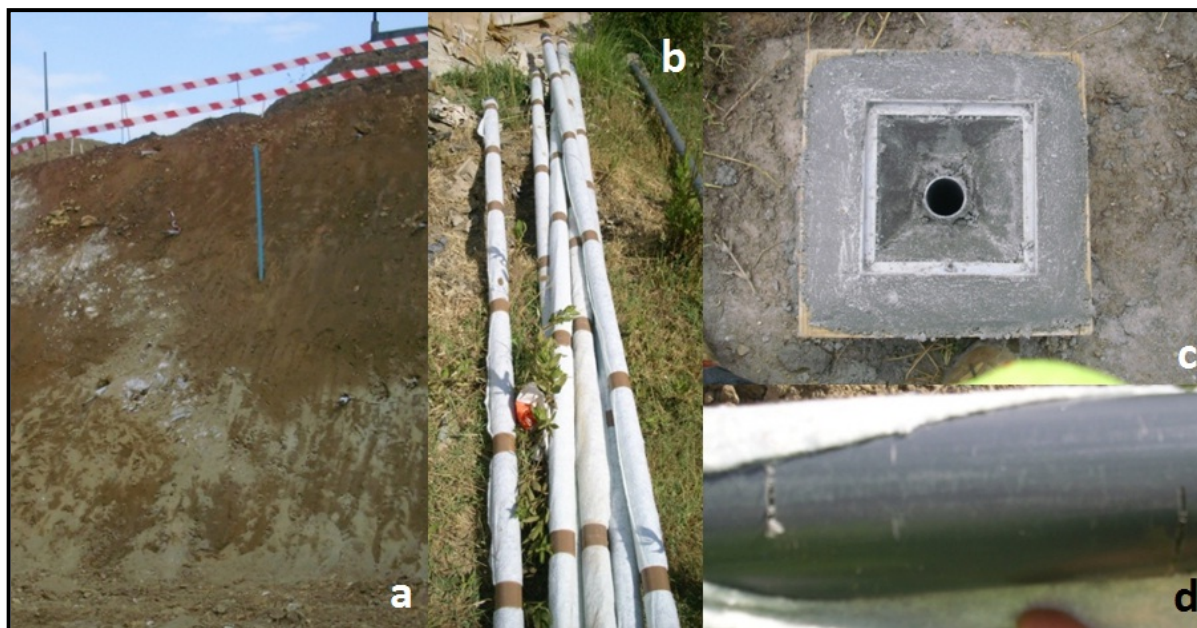


Figura 92: a – Piezómetro colocado em local inacessível; b – tubos de pvc envolvidos em membrana de geotextil; c – Piezometro totalmente instalado; d – tubo crepinado utilizado.

a) Piezómetro ST11

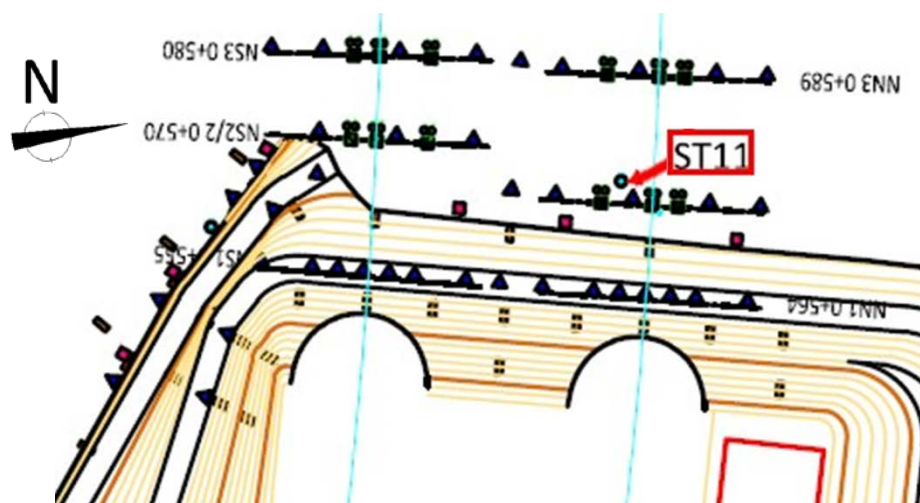


Figura 93: Posicionamento do piezómetro ST11 (DLOE ACE, 2010).

O piezómetro ST11 encontra-se instalado num furo de sondagem, na zona de emboquilhamento nascente e no eixo da galeria norte.

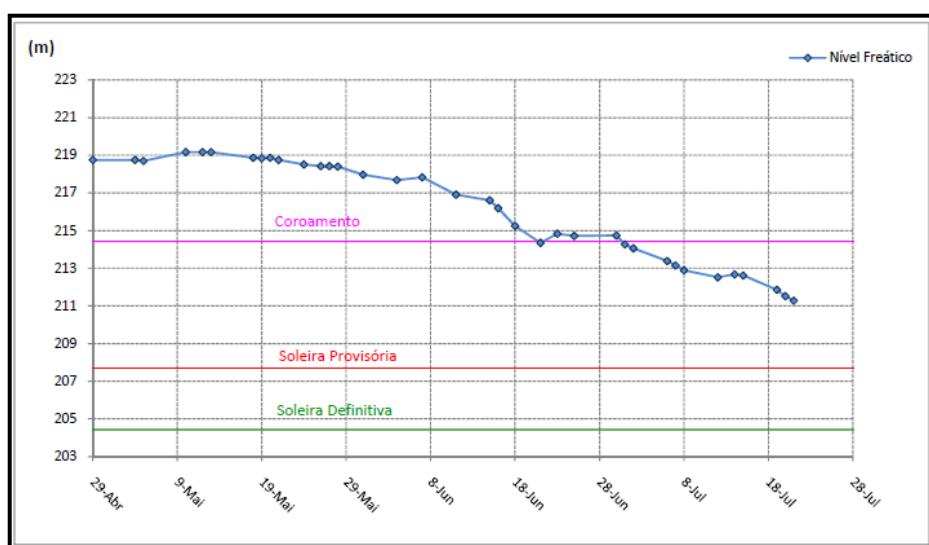


Gráfico 20: Variação do nível freático do piezómetro ST11 (DLOE ACE, 2010).

O terreno onde se encontra instalado o piezómetro, está à cota 223m. No gráfico 20, verifica-se que ocorreu uma descida do nível freático com o avanço da escavação (descida global de cerca de 8m). Isto ocorre porque com o avanço da escavação há afluência de água ao túnel, como tal, ocorre um alívio das pressões hidroestáticas sobre o coroamento e respectivo suporte primário, uma vez o nível da água se encontra abaixo da cota de coroamento do túnel.

Não foi possível verificar a tendência para a estabilização do piezómetro ST11, porque tal como previsto em projecto, o mesmo foi destruído aquando da passagem da frente de escavação.

b) Piezômetro ST5

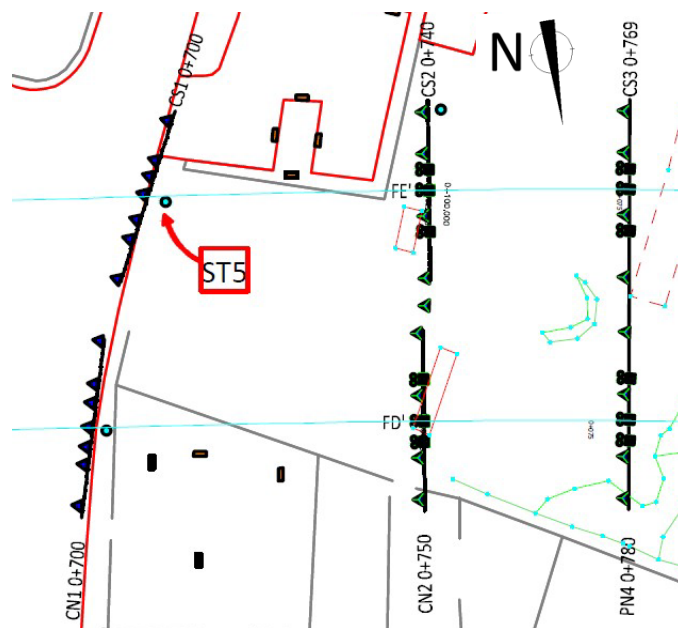


Figura 94: Posicionamento do piezômetro ST5 (DLOE ACE, 2010).

O piezômetro ST5 encontra-se instalado num furo de sondagem, na zona central ao eixo da galeria sul.

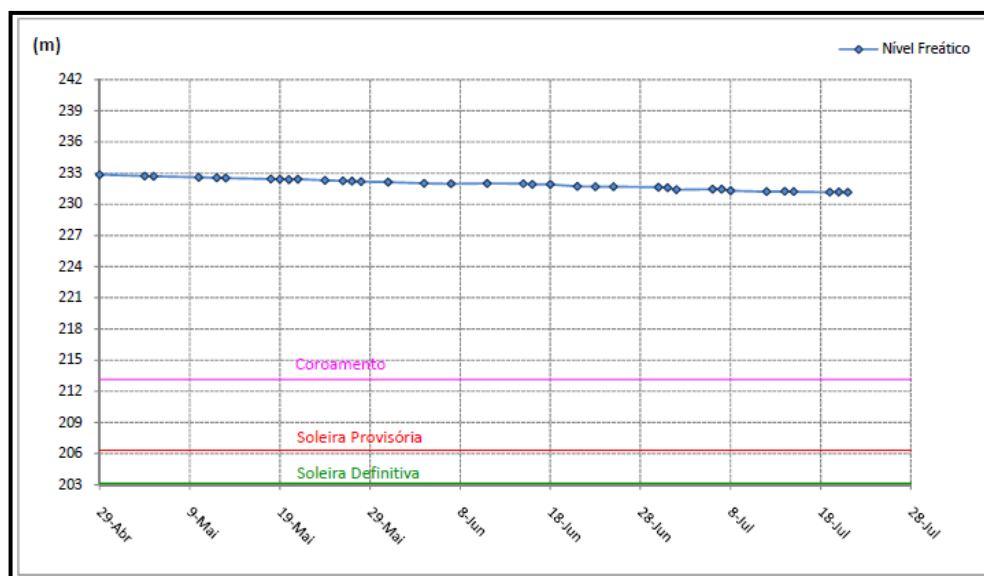


Gráfico 21: Variação do nível freático do piezômetro ST5 (DLOE ACE, 2010).

A cota do terreno no piezômetro ST5 é a cota 242 m. No gráfico 21 é observável uma ligeira tendência de descida que pode ser explicada pela estação do ano não sendo possível estabelecer ligação com a obra em curso, uma vez que os trabalhos da mesma ainda se encontram muito afastados.

8.3.5.1.5. Inspeção visual de taludes

Dada a sensibilidade dos emboquilhamentos, por se modelarem em superfícies topograficamente acentuadas e com depósitos de aterro/cobertura e xistos muito alterados, aquando da elaboração do projecto foi prevista a inspeção visual de taludes como parte integrante do Plano de Observação.

Foi realizada a inspeção visual tanto do betão projecto (e a sua fissuração) como dos trabalhos executados nos taludes, não tendo ocorrido nenhuma anomalia e não havendo por isso nada a assinalar.

8.3.5.1.6. Alvos topográficos

No sentido de detectar possíveis movimentos das paredes e também associados às escavações dos túneis, são instalados alvos nas paredes de contenção dos emboquilhamentos, e nas edificações envolventes do túnel.

Estes elementos devem ser posicionados imediatamente após a conclusão do troço da estrutura de contenção respeitante.

A instalação dos alvos é realizada através de colagem, sendo estes elementos previamente colocados em placas metálicas planas fixadas à estrutura onde se pretende obter a informação dos deslocamentos nas três direcções (Figura 95).

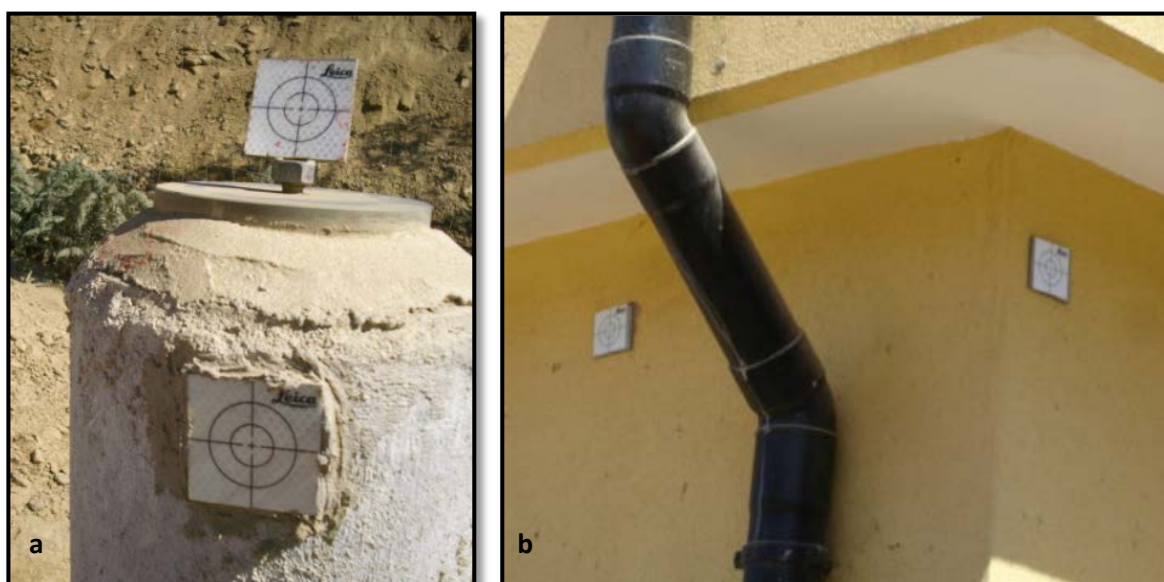


Figura 95: a – Marco topográfico (ponto fixo); b – alvos colocados numa edificação (fanfarra recreativa) próxima da obra.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

As campanhas consistem na leitura (por parte de uma equipa de topografia qualificada), de ângulos e de distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem avaliar, tendo por base de referência alvos (prismas de referência) colocados em pontos considerados como fixos (ver figura 95).

A leitura dos alvos e prismas é possível através de um equipamento de leitura tipo estação total (ver figura 96). Neste tipo de aparelho surgem erros devido ao seu posicionamento mas fundamentalmente ao facto de este utilizar meios ópticos nas medições, a leitura óptica é afectada pela distância ao elemento a medir, pela temperatura ambiente e pressão que oscilam com a hora do dia e condições atmosféricas.

Para atingir condições ideais de leitura podia ser utilizado um barómetro para determinar a pressão atmosférica e a temperatura permitindo efectuar correcções ao laser do equipamento, no entanto as condições exteriores não se verificam no interior do túnel pelo que se torna impossível a total eliminação do erro.

Para condições normais de leitura, o erro máximo associado aos alvos topográficos não deverá ultrapassar os ± 3 mm, caso esse este valor seja excedido o conjunto de leituras terá de ser repetido.



Figura 96: Foto da estação total utilizada da na leitura dos alvos e convergências.

De entre os alvos existentes foram seleccionados os alvos topográficos A4, A5 e A6 do talude da frente nascente e os alvos topográficos A4, A6 e A7 do talude da frente ponte.

a) Alvos Topográficos A4, A5, A6, Talude Nascente Norte

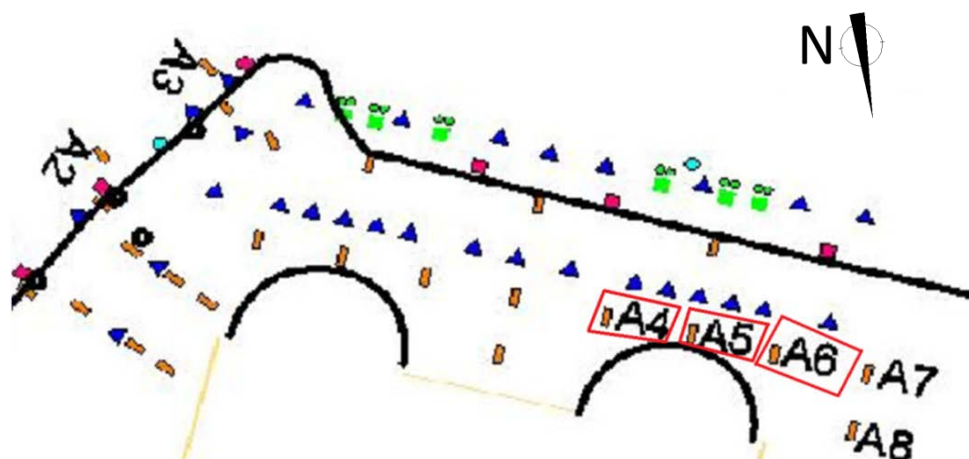


Figura 97: Localização do alvos A4, A5, A6, Nascente (DLOE ACE, 2010).

Os alvos A4, A5, A6 encontram-se posicionados no talude da frente nascente, sobre o coroamento da galeria norte, como demonstra a figura 97.

Alvo 4, Nascente

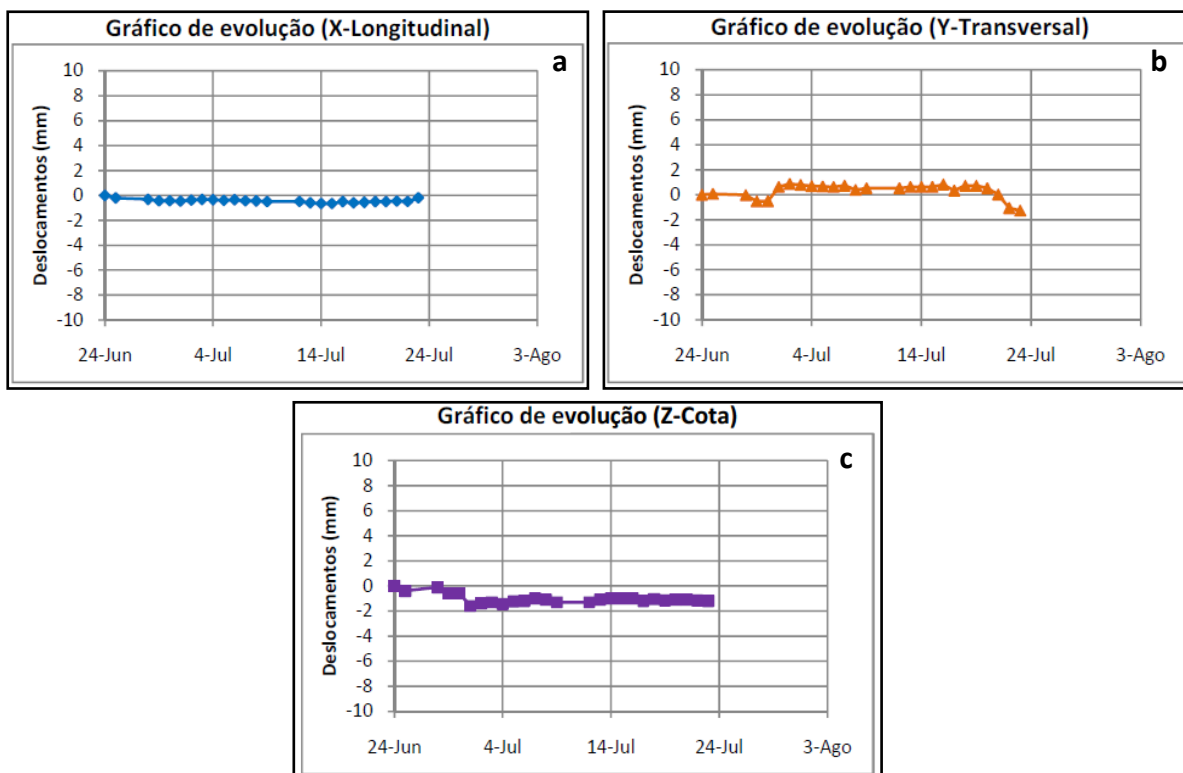


Gráfico 22: Evolução do deslocamento do Alvo-A4; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z) (DLOE ACE, 2010)

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

Nos gráficos é observável que o deslocamento obtido nas três direcções (x,y,z) é residual, encontrando-se dentro do erro de leitura aceitável do equipamento.

Alvo 5, Nascente

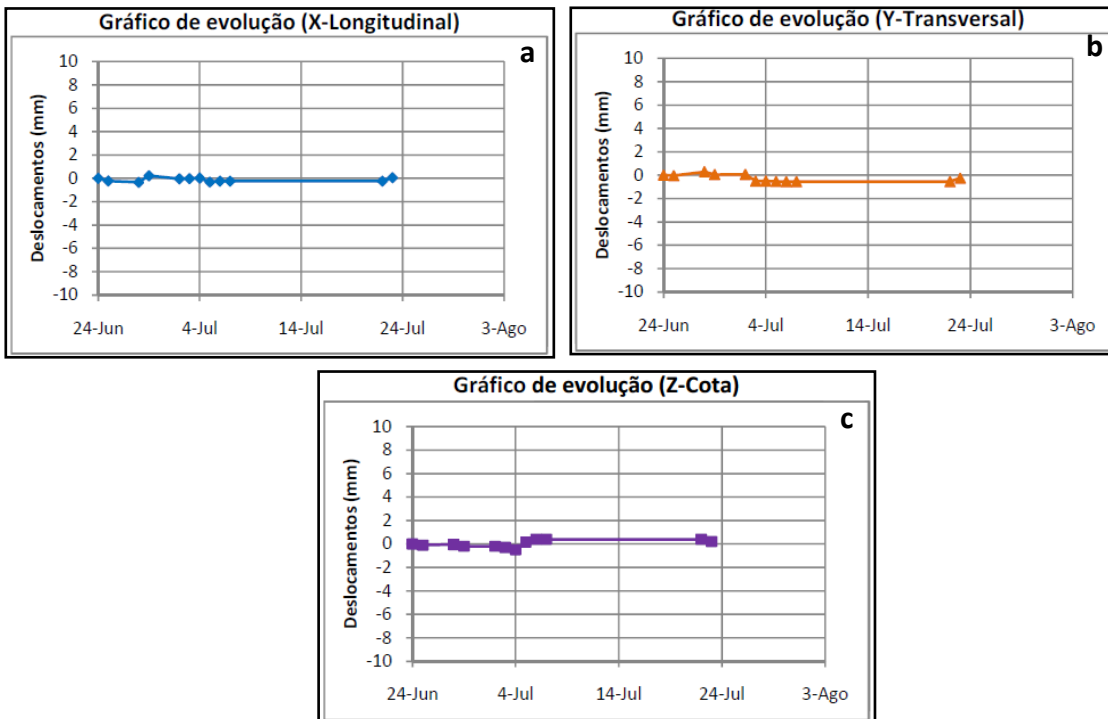


Gráfico 23: Evolução do deslocamento do Alvo-A5; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z) (DLOE ACE, 2010).

Os gráficos anteriores relativos aos deslocamentos registados pelo Alvo 5 demonstram grande estabilidade não se verificando variações significativas em qualquer uma das direcções.

Alvo 6, Nascente

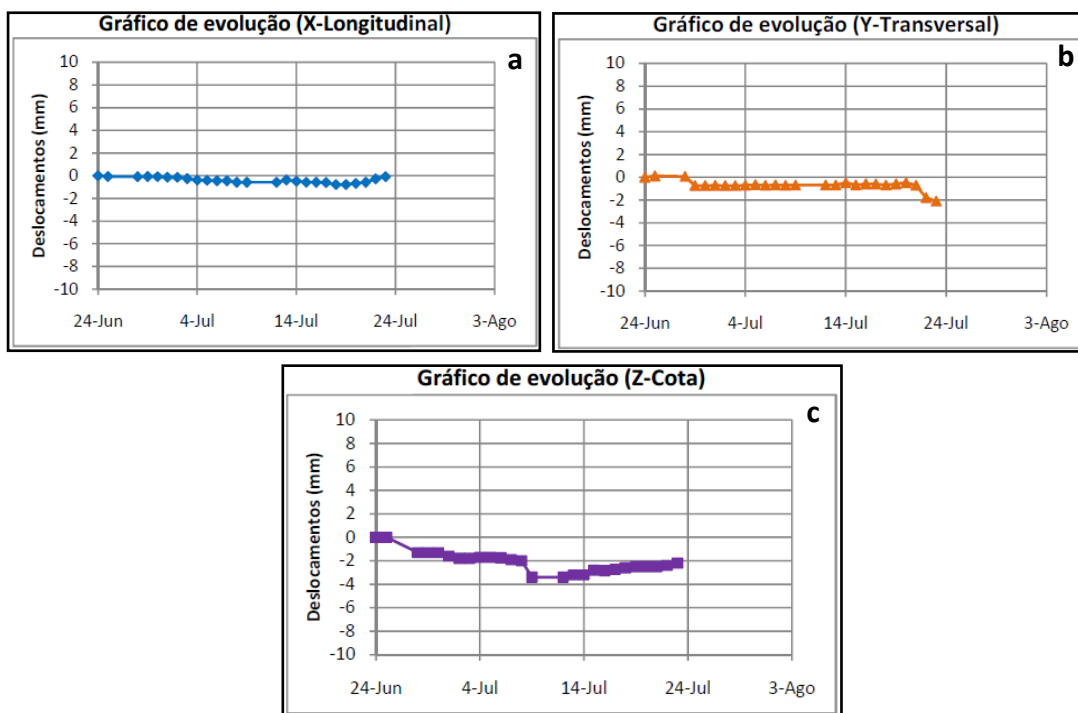


Gráfico 24: Evolução do deslocamento do Alvo-A6; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z) (DLOE ACE, 2010).

Uma vez mais, os gráficos relativos aos alvos topográficos do talude apresentam valores considerados como estáveis segundo as direcções x e y. A direcção z apresenta uma deformação que corresponde a um erro inerente à leitura. Os 3 alvos previamente apresentados encontram-se estáveis e apresentam um comportamento muito idêntico.

b) Alvos Topográficos A4, A6, A7 Talude Poente Norte

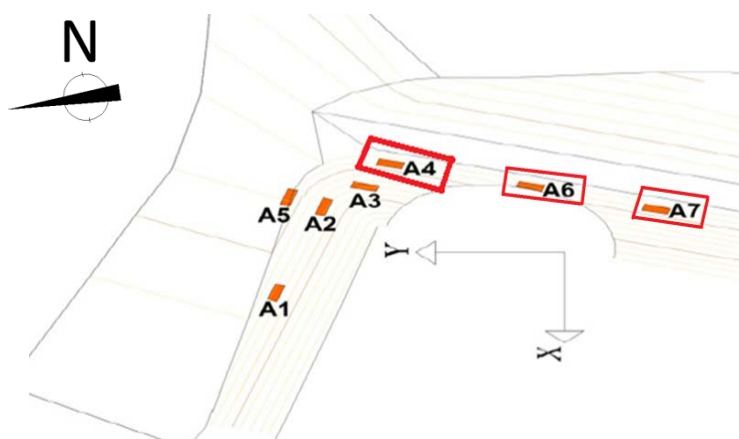


Figura 98: Localização do alvo A4, A5, A6 nascente (DLOE ACE, 2010).

Os alvos A4, A6, A7 encontram-se posicionados no talude da frente poente, sobre o coroamento da galeria norte. Na figura 98 é ainda visível a orientação considerada.

Alvo 4, Poente

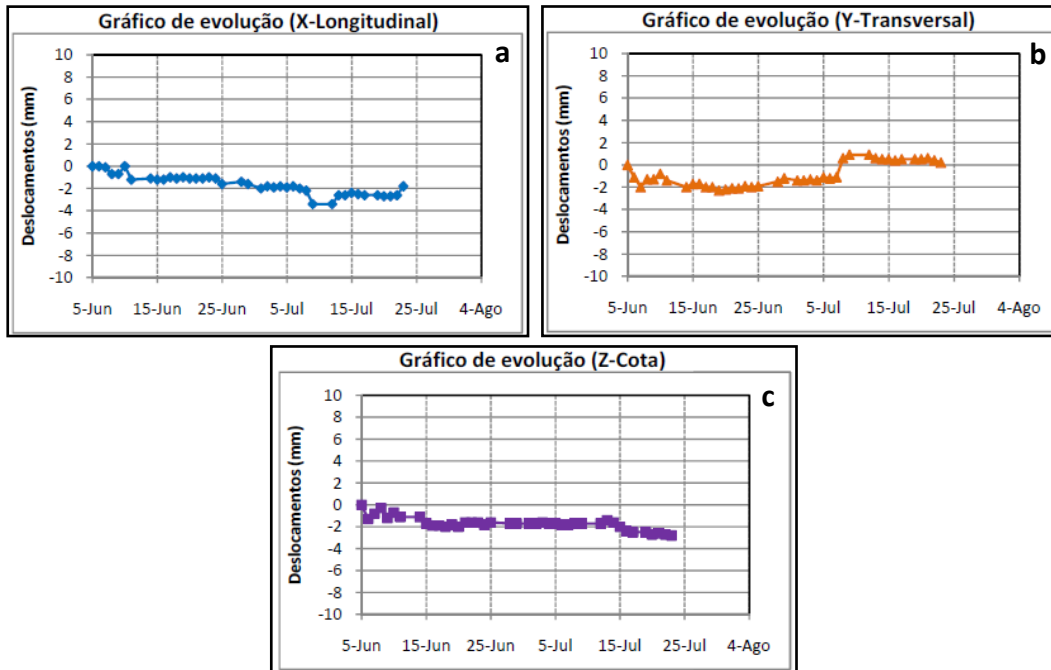


Gráfico 25: Evolução do deslocamento do Alvo-A4; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z) (DLOE ACE, 2010).

Os valores de x,y e z obtidos nos gráficos do talude não apresentam valores susceptíveis de suscitar preocupação, sendo que as pequenas oscilações verificadas se devem a erros de leitura.

Alvo 6, Poente

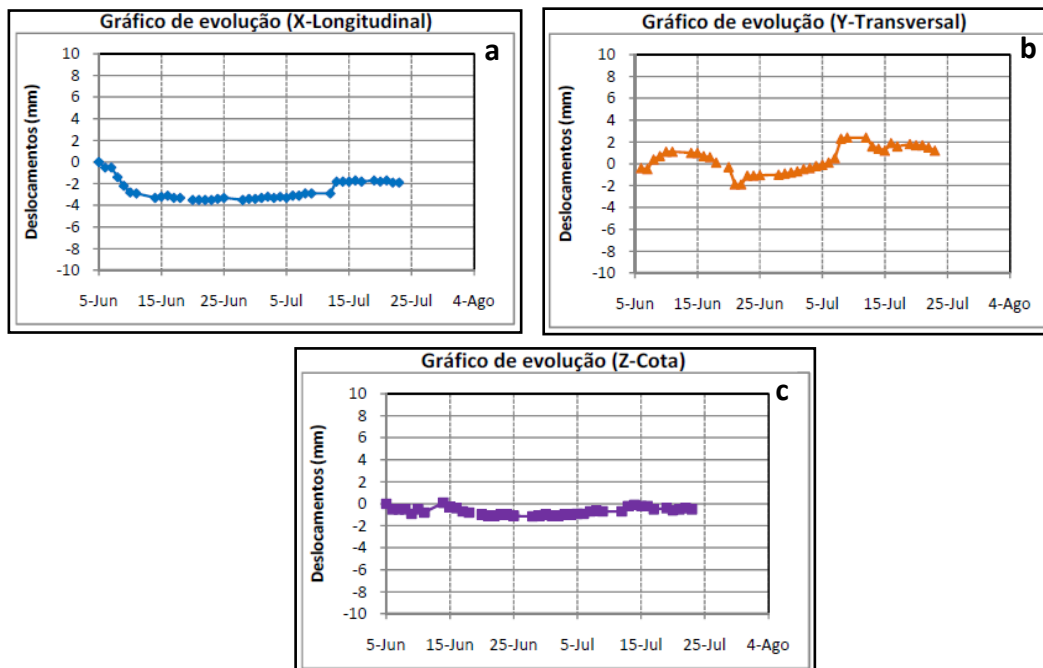


Gráfico 26: Evolução do deslocamento do Alvo-A6 ; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z) (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

As variações apresentadas pelos gráficos do alvo 6 são pequenas e encontram-se dentro dos limites de erro, pelo que não geram preocupação.

Alvo 7, Poente

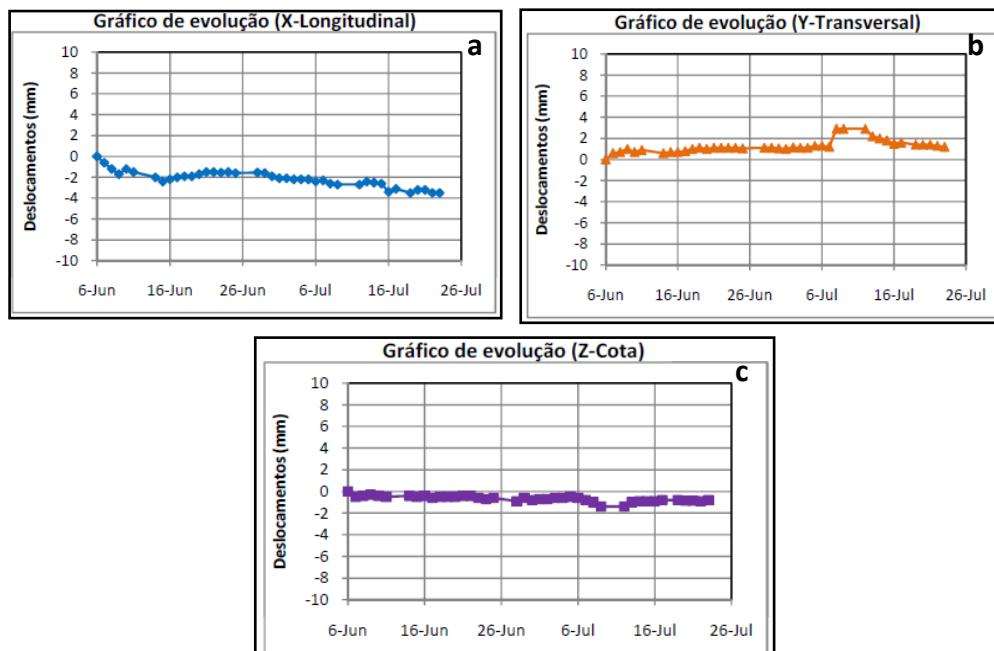


Gráfico 27: Evolução do deslocamento do Alvo-A7; a – evolução longitudinal (x); b – evolução transversal (y); evolução altimétrica (z) (DLOE ACE, 2010).

O alvo 7, tal como os alvos 4 e 6 apresentam um comportamento estável. Como tal, as medidas de contenção utilizadas no talude nascente conseguiram aparentemente estabilizar o mesmo.

8.3.5.2. Controlo de deslocamentos no interior das galerias

A instrumentação que se propõe para controlo de deformações no interior das galerias, inclui a medição de convergências no maciço envolvente da escavação, com recurso a métodos ópticos.

8.3.5.2.1. Medição de convergências

A instrumentação de secções com medição de convergências, foi adoptada de acordo com o zonamento geotécnico e espaçamento de projecto. Assim foram colocadas três marcas por secção, aquando da escavação da 1ª fase da calote e duas marcas suplementares por secção no seu alargamento (figura 99) na fase de rebaixo, que não foi acompanhada durante a realização da presente dissertação, na qual serão posicionadas duas marcas, perfazendo no total sete marcas por secção de medição, como está indicado na Figura 71.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

As leituras realizam-se de acordo com o descrito anteriormente para os alvos topográficos, através de processos ópticos que facilitam a compatibilização das leituras com as distintas fases do método construtivo, possuindo no entanto as desvantagens também elas anteriormente mencionadas.

Nos emboquilhamentos sempre que estejam definidas secções de instrumentação à superfície, as secções de medição de convergências são coincidentes com estas. Nas restantes zonas têm um espaçamento de acordo com o zonamento geotécnico que for realizado ao longo da escavação.

Quadro 35: Distribuição das secções de convergência adoptadas (adaptado COBA, 2010).

Zona	Espaçamento (m)
Emboquilhamentos	5
ZG3	10
ZG2	15
ZG1	25

As marcas são colocadas o mais próximo da frente possível. As marcas utilizadas são constituídas por um varão de aço encastrado 0,30 m no maciço ou no suporte definitivo. Estas marcas são fixadas à parede com resina epoxi, ou calda de cimento, em furo aberto com $\varnothing 25$ mm. No extremo biselado do varão é colocado um alvo reflector.

Os varões de apoio das marcas são posicionados sobre o betão projectado e não sobre perfis metálicos, que inviabilizam a furação e instalação.

As marcas são quanto possível alvo de manutenção cuidada (limpeza regular), deve ser tido o cuidado de não utilizar os varões das convergências como suportes para cabos, iluminação etc.

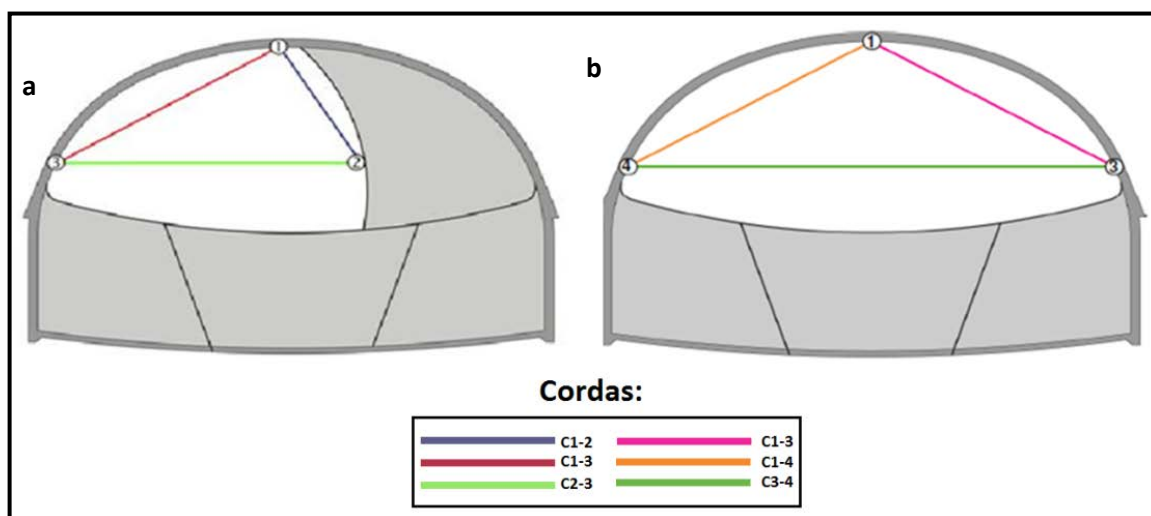


Figura 99: a - posicionamento dos alvos de convergência na 1ª fase; b - posicionamento dos alvos de convergência na 2ª Fase (adaptado DLOE, 2010).



Figura 100: a – Alvos para leitura de convergências no interior do túnel; b – suporte para fixação de primas ou mini-primas.

No contexto anteriormente exposto foram seleccionados os seguintes conjuntos de convergências: a) Convergências, Galeria Norte (ZG3) frente Nascente ao Pk 0+560; b) Convergências, Galeria Norte (ZG3) frente Nascente ao Pk 0+570 e c) Convergências, Galeria Norte (ZG3) frente Poente ao Pk 0+847;

a) Convergências, Galeria Norte (ZG3) frente Nascente ao Pk 0+560

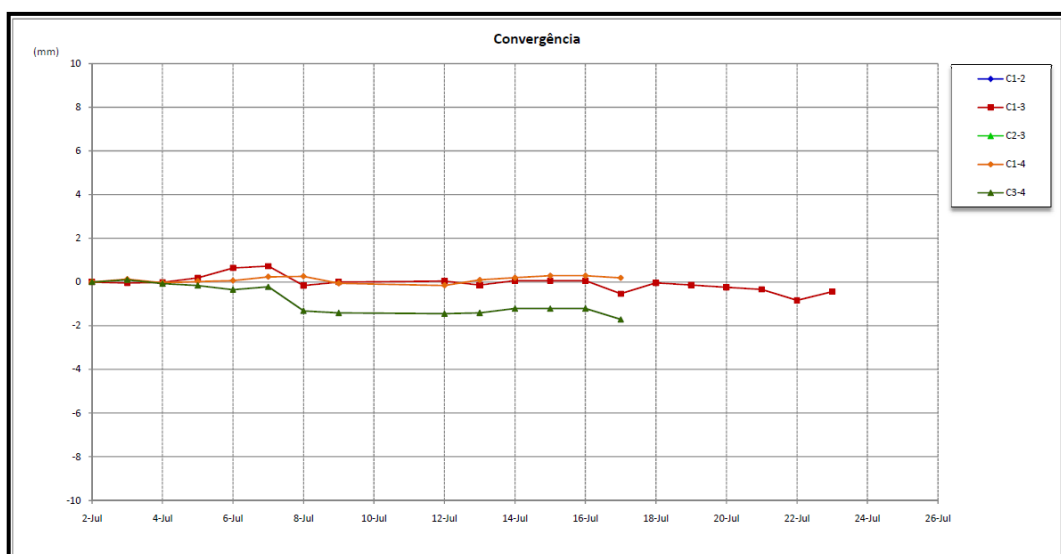


Gráfico 28: Evolução do deslocamento das convergências ao Pk 0+560 (DLOE ACE, 2010).

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

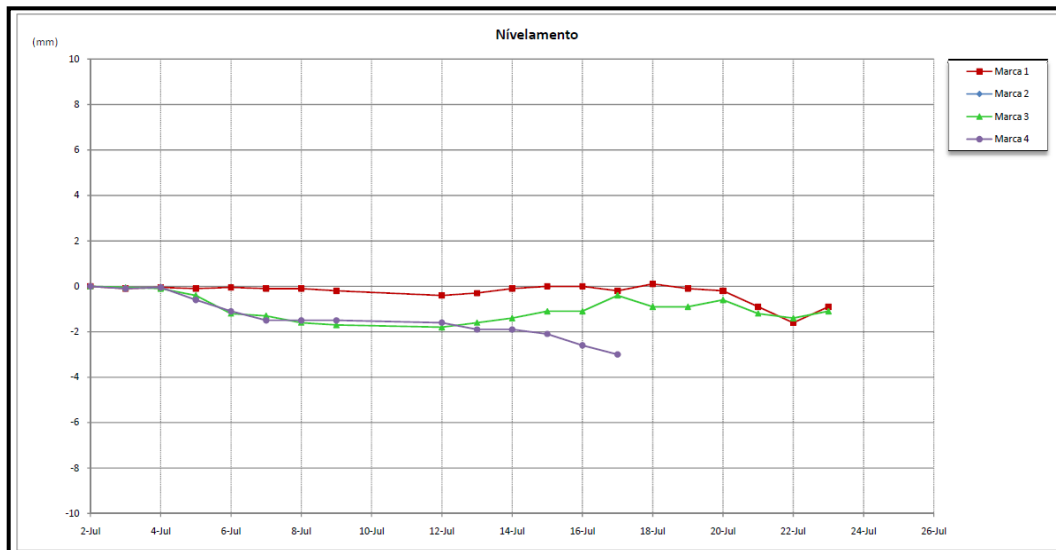


Gráfico 29: Evolução do nivelamento das convergências ao Pk 0+560 (DLOE ACE, 2010).

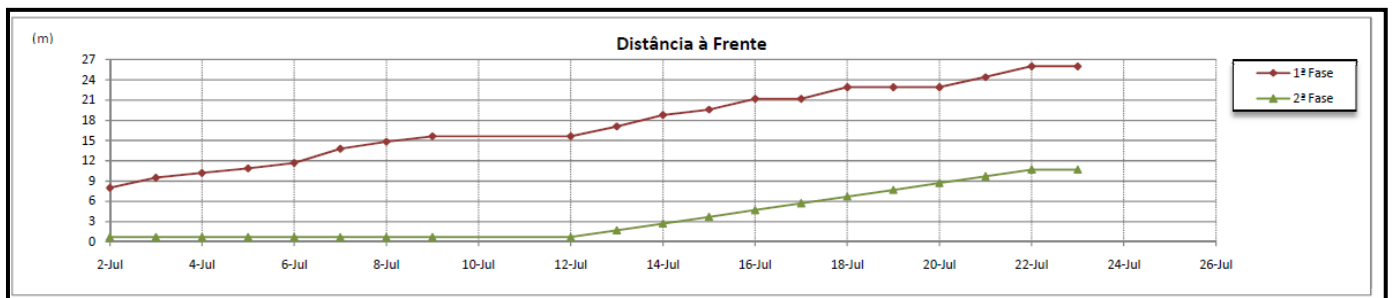


Gráfico 30: Evolução do distância à frente relativamente às convergências ao Pk 0+560 (DLOE ACE, 2010).

No gráfico 28, constata-se que as deformações ocorridas no túnel, não são preocupantes o que demonstra o bom comportamento do suporte primário. Relativamente ao gráfico 29 verifica-se que a deformação máxima ocorrida (a nível de Z) foi da ordem dos -4mm na marca 4, não existindo motivo para preocupação. As restantes marcas não apresentam variações significativas. Em última análise pode dizer-se que as cordas se encontram estáveis.

b) Convergências, Galeria Norte (ZG3) frente Nascente ao Pk 0+570

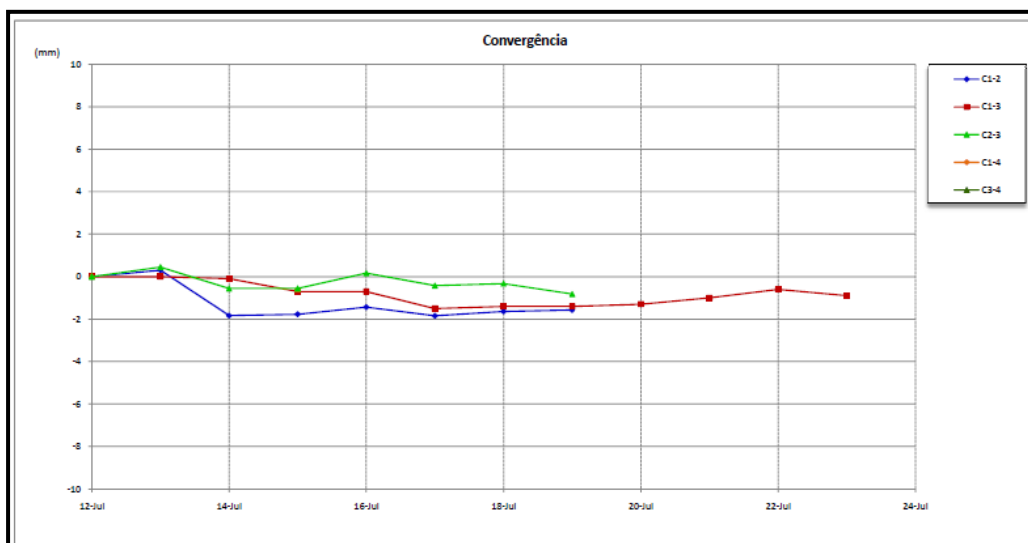


Gráfico 31: Evolução do deslocamento das convergências ao Pk 0+570 (DLOE, 2010).

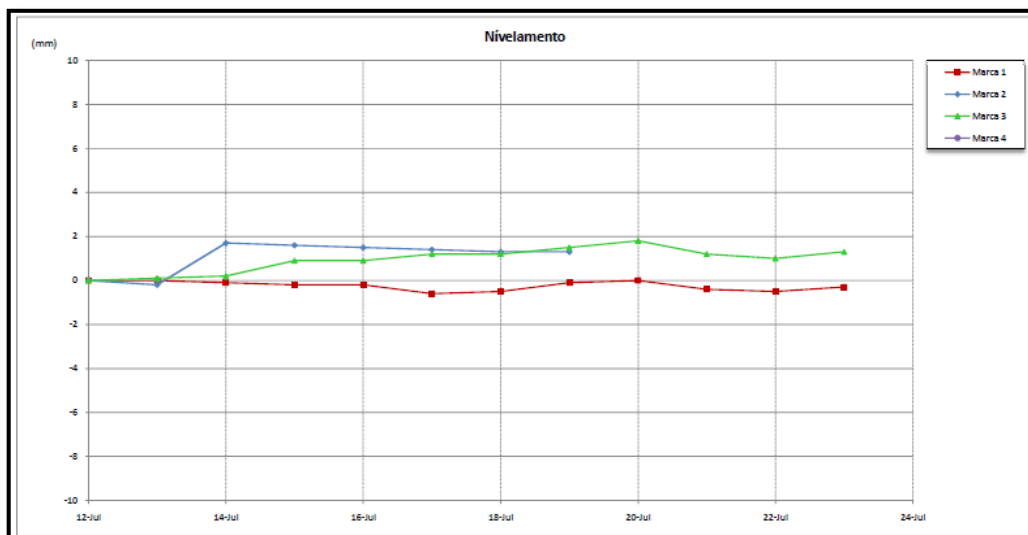


Gráfico 32: Evolução do nivelamento das convergências ao Pk 0+570 (DLOE ACE, 2010).

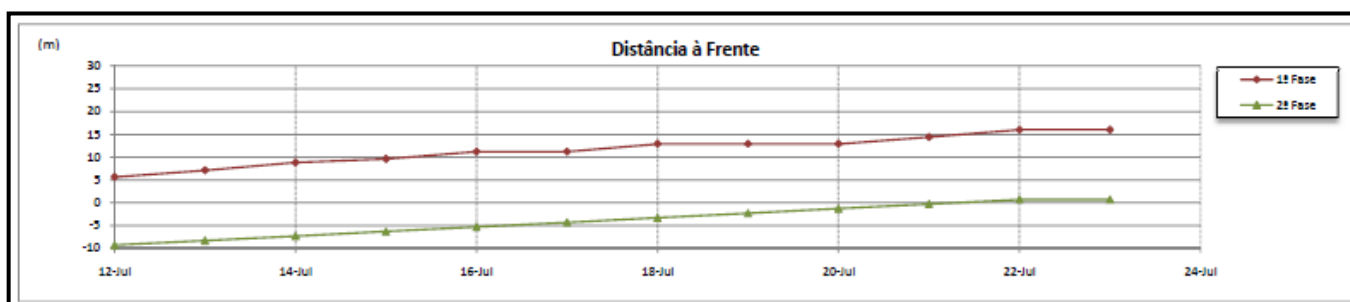


Gráfico 33: Evolução do distância à frente relativamente às convergências ao Pk 0+570 (DLOE ACE, 2010).

O gráfico 32 revela que as deformações ocorridas, não são relevantes o que demonstra o bom comportamento do suporte primário. Relativamente à deformação máxima, uma convergência de cerca 2mm na corda c1-2, o gráfico revela também uma alteração no nivelamento da marca 2 de

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 8

2mm, um valor que está dentro do limite de erro do equipamento. Neste contexto, pode afirmar-se que as cordas se encontram estáveis.

c) Convergências, Galeria Norte (ZG3) frente Poente ao Pk 0+847

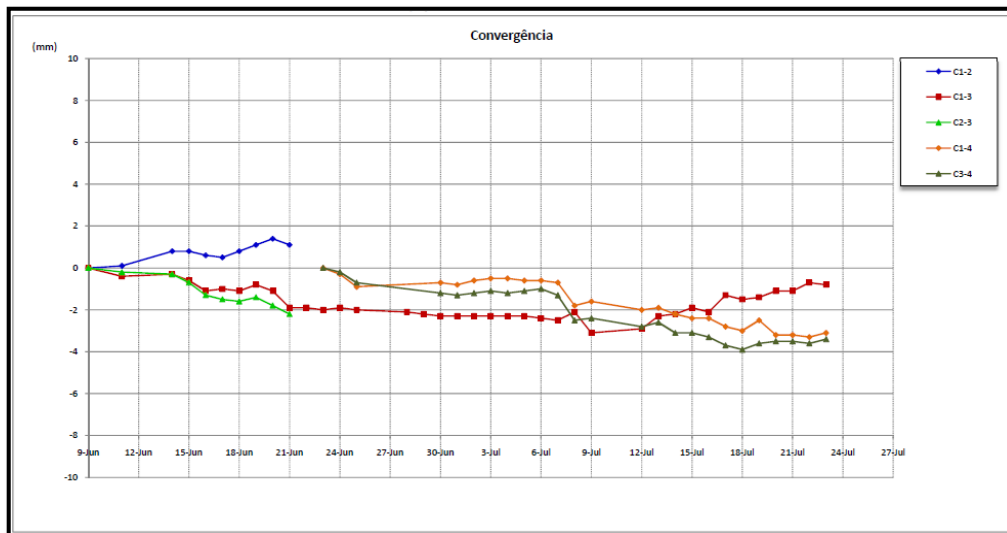


Gráfico 34: Evolução do deslocamento das convergências ao Pk 0+847 (DLOE ACE, 2010).

A secção de marcas de convergência ao PK 0+847 apresenta divergência na corda 1-3 valor que se aproxima da “zeragem”, as cordas 1-4 e 3-4 atingiram valores de convergência máximos de cerca de 4 mm.

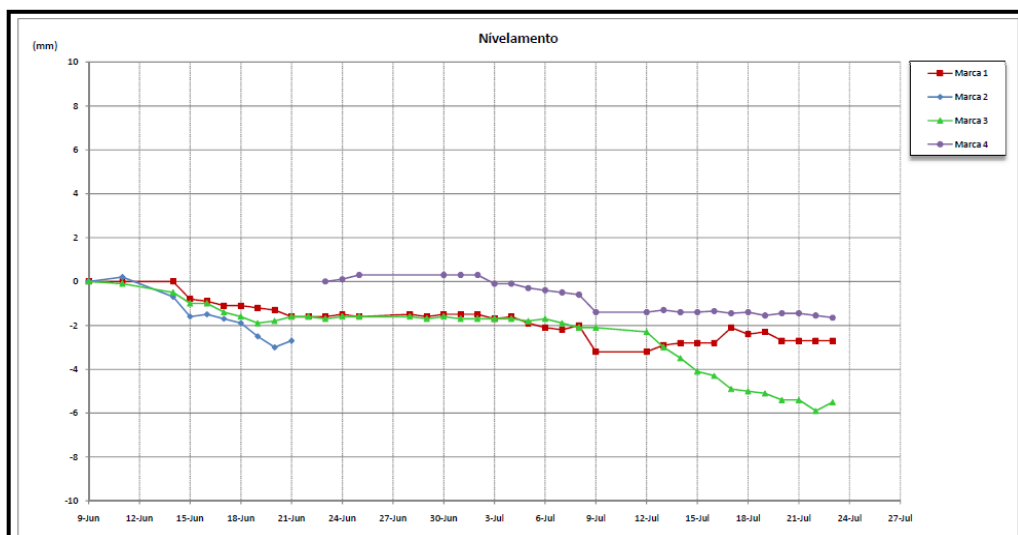


Gráfico 35: Evolução do nivelamento das convergências ao Pk 0+847 (DLOE ACE, 2010).

Relativamente ao nivelamento, ocorreu maior deformação na marca 3 que se encontra no hastead direito com cerca de 4 mm. As marcas 1 e 4 rondam os 2 mm de deformação acumulada.

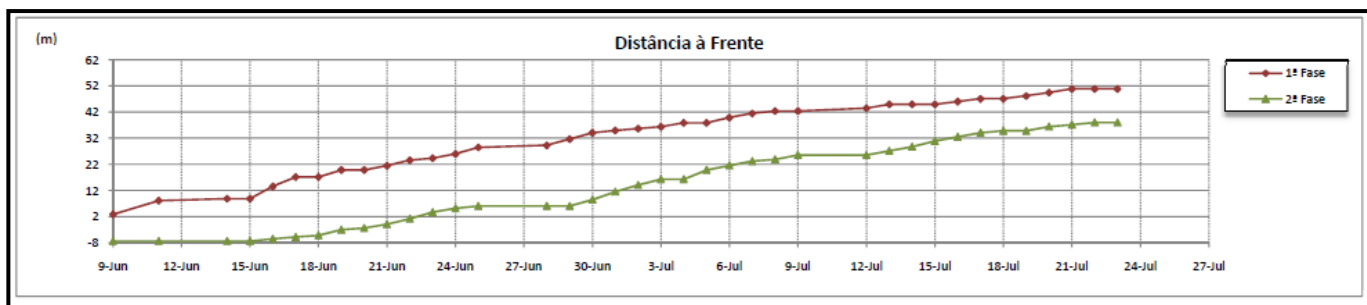


Gráfico 36: Evolução do distância à frente relativamente às convergências ao Pk 0+847 (DLOE ACE, 2010).

8.3.5.2.2. Inspeção de betão projectado no interior do túnel

O projecto prevê inspeções periódicas no sentido de controlar visualmente a abertura de fissuras no betão projectado, uma vez que estas fissuras podem indiciar roturas no maciço.

Efectuadas as referidas inspeções não foram detectadas quaisquer tipos de fissuras no betão projectado na obra em curso, e como tal não há nada a assinalar neste campo.

8.3.5.2.3. Células de carga na parede ancorada

No sentido de controlar o tensionamento das ancoragens instaladas na parede, ancorada foi necessária a utilização de células de carga.

Para o efeito, foram instaladas 8 células de carga hidráulicas, seis no 1º nível da parede ancorada e duas no 2º nível, tal como pode ser observado na figura 101:

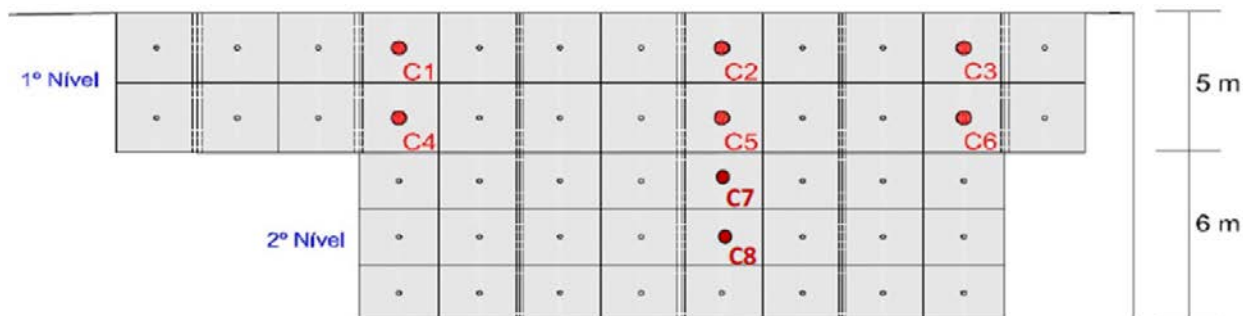


Figura 101: Disposição das células de carga na parede ancorada.

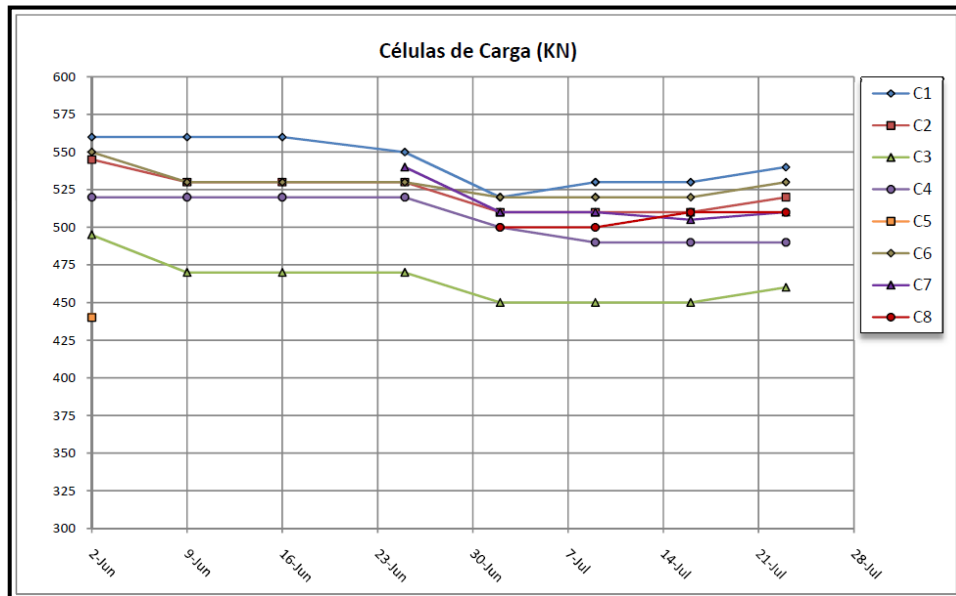


Gráfico 37: Evolução de tensão das células de carga da parede ancorada (DLOE ACE, 2010).

Analisando o gráfico 37 é possível verificar que ocorreu uma ligeira perda de carga no tensionamento das células, apresentando no entanto em todos os casos tendência à estabilização. De notar que as pequenas oscilações apresentadas pelo gráfico se ficam a dever essencialmente as amplitudes térmicas diárias e sazonais que provocam dilatação e contração dos materiais.

A célula C5 sofreu uma avaria que levou à perda do óleo impossibilitando por isso a sua leitura.



Figura 102: Parede ancorada e célula de carga utilizada.

8.4. Monitorização da obra em serviço

Finalizados os trabalhos relativos à execução da obra, após a sua entrada em serviço nos primeiros 6 meses, a realização das leituras deverá ser efectuada mensalmente, nos dispositivos colocados a partir da superfície. No restante período de utilização, as leituras poderão ser conduzidas de forma semestral.

Na monitorização da obra em serviço, estarão presentes os seguintes elementos:

- Extensómetros;
- Inclínómetros;
- Piezómetros;
- Células de carga (na parede ancorada).

9

Componente Prática

Custos

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 9

9. Componente Prática - Custos

Para determinação dos custos do plano de instrumentação aplicado em obra foi efectuada uma estimativa com base nos custos correntes de mercado da instalação, do custo de mão-de-obra e dos equipamentos e instrumentos de leitura na obra em análise.

O número de elementos de instrumentação a instalar foi obtido através da contagem dos elementos constantes do plano inicial e das suas reformulações em fase de obra. Estas modificações foram introduzidas por duas razões, a primeira relativa à exequibilidade da colocação da instrumentação e a segunda relacionada com preocupações de segurança; por exemplo, o espaçamento entre convergências foi alterado de 15 m para 5 m no horizonte geotécnico ZG2.

O tempo de ocupação das equipas de leitura da instrumentação e da interpretação dos dados foi calculado com base nas nossas observações durante o acompanhamento da obra, e da extrapolação desses dados para a contagem de tempo necessário à mesma tarefa durante o seu período inicial de serviço, conforme previsto no caderno de encargos.

O custo da mão-de-obra, da instalação e dos equipamentos de leitura foram obtidos através de comunicação com técnicos envolvidos nestes trabalhos e de consultas a empresas da especialidade.

Quadro 36: Custos do plano de instrumentação.

		Custo Unidade / hora (€)	Unidade	Nº Horas por Mês	Nº Total de Unidades / Hora	Total (€)
Leituras durante a execução	Duas equipas de leitura (técnico + topógrafo)	150	Hora	176*	2640	396000
	Um técnico interpretação	20	Hora	40*	600	12000
Leituras da obra em serviço	Uma equipa de leitura (técnico + topógrafo)	75	Hora	8**	48	3600
	Um técnico interpretação	20	Hora	2**	12	240
Colocação de Inclínómetros		103	Unidade	-	15	1545
Colocação de Extensómetros		142	Unidade	.	54	7668
Alvos Topográficos	Talude /Casas	65	Unidade	-	75	4875
	Marcas de Convergência	70	Unidade	-	721	50470
	Marcas de Nivelamento	100	Unidade	-	149	14900
Piezómetros (tubo aberto)		61	Unidade	-	9	549
Células de Carga Hidráulicas		400	Unidade	-	8	3200
Equipamentos de Leitura (torpedo, data logger, micrómetro digital, indicador no nível de água)		31100	-	-	-	31100
Custo Total €						526.147

* Considerando um tempo de execução de 15 meses (Abril 2010-Junho 2011).
** Considerando os primeiros 6 meses após o final da Obra.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 9

No quadro anterior destaca-se o custo total obtido para o plano de instrumentação que ronda os 526.000 €. A distribuição dos custos da instrumentação encontra-se apresentada no gráfico 38.

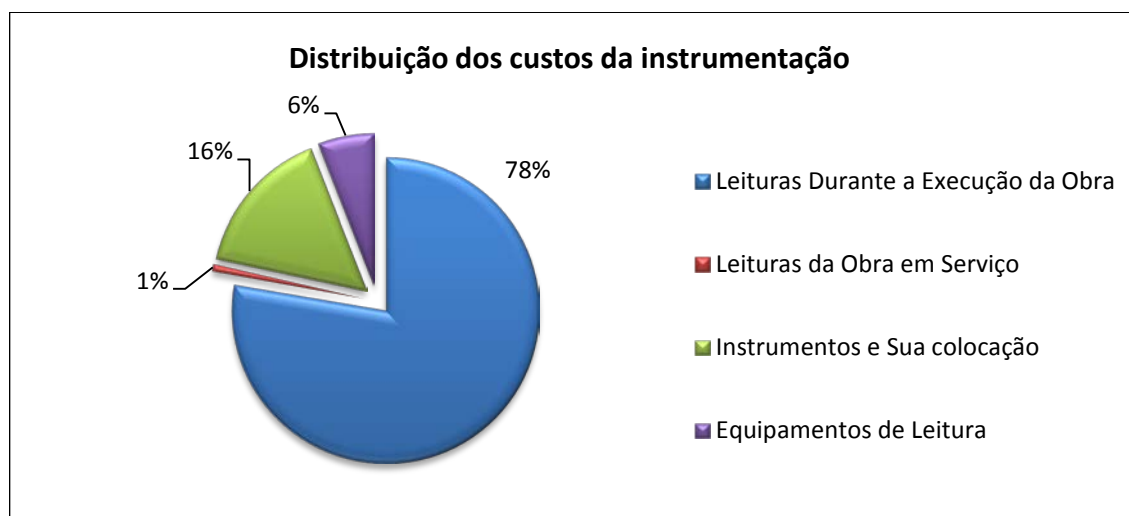


Gráfico 38: Distribuição de custos da instrumentação.

Assim e ao contrário do que poderia ser expectável, 78% do custo do plano de instrumentação corresponde às leituras durante a execução da obra, sendo o custo dos equipamentos de leitura e os custos de instalação de 6 e 16%, respectivamente. Refere-se que as leituras da instrumentação da obra já em serviço apresentam um valor quase residual, inferior a 1%, concluindo-se facilmente que é o factor da mão-de-obra especializada que constitui o peso preponderante no valor global da instrumentação.

No Quadro 37 seguinte, apresenta-se a distribuição de custos da obra, da elaboração do projecto ao custo da instrumentação.

Quadro 37: Resumo dos custos.

Custos	Euros (€)
Obra da A32 (extensão de 43,7 km)	386.400.000
Execução do Túnel de Seixo Alvo	14.000.000
Projecto de Execução do Túnel	250.000
Plano de Instrumentação e sua execução	526.000

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 9

Os valores anteriormente apresentados permitem a elaboração dos seguintes gráficos:

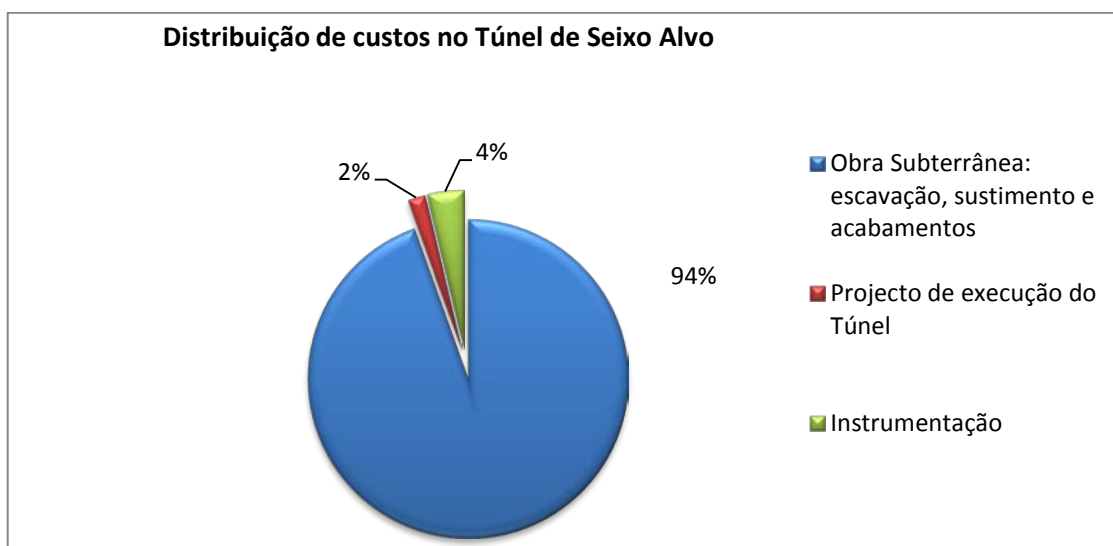
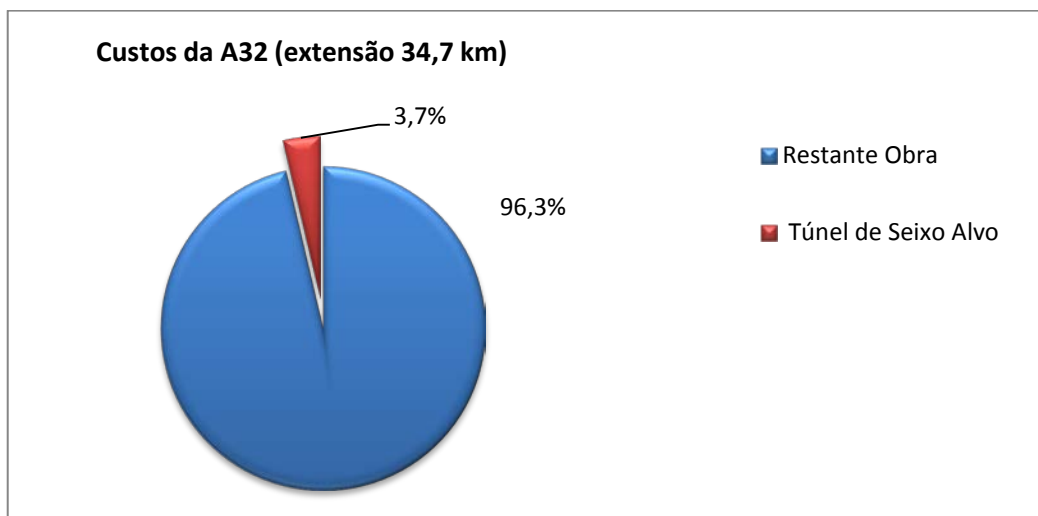


Gráfico 39 e 40: Custo do túnel de Seixo Alvo na A32, e distribuição no túnel de Seixo Alvo.

Da análise do gráfico 40, verifica-se que do custo total do túnel de Seixo Alvo apenas 4% se destinam à instrumentação e 2% à elaboração do projecto, os restantes 94% correspondendo ao custo de execução do túnel.

Em síntese, o túnel de Seixo Alvo representa cerca de 4% do custo da auto-estrada A32 e por sua vez a instrumentação representa 4% do custo total do túnel.

10

Conclusões

10. Conclusões

É cada vez mais comum a utilização de métodos numéricos, nomeadamente do método dos elementos finitos, para a previsão da distribuição e da grandeza dos movimentos associados à abertura de túneis. No entanto, as incertezas inerentes à malha de prospecção e a variabilidade das condições naturais impõem que os limites de deformação estabelecidos em projecto não possam ser encarados de uma forma rígida. Em obra, é necessária uma atitude pró-activa de comunicação entre a equipa de instrumentação, o empreiteiro e o projectista no sentido de aferir as reais condições encontradas, pois são essas que ditam a adequação das medidas adoptadas e a necessidade de estabelecer alterações quer aos métodos construtivos, quer aos limites impostos em fase de projecto.

As soluções de estabilização e contenção adoptadas nos taludes, quer nascente quer potente, responderam de forma positiva, a avaliar pelos dados obtidos quer nos alvos de talude, que revelam deformações quase inexistentes, não ultrapassando os limites de erro aceitáveis para o aparelho, quer nos inclinómetros instalados na zona de emboquilhamento, que apresentam valores de deformação horizontal abaixo do expectável.

As ancoragens instaladas na parede ancorada, demonstram boa qualidade de construção e selagem das mesmas, uma vez que as células de carga ali existentes, sofreram perdas de tensionamento que não são preocupantes uma vez que revelam uma tendência para a estabilização, e como tal não existe nesse campo ameaça para a casa existente que a construção da parede visava proteger.

Os piezómetros revelaram um abaixamento do nível freático, o que é benéfico para o decurso da obra dado que representa um alívio das pressões hidroestáticas sobre as galerias e suporte primário aplicado, em especial sobre o coroamento, uma vez que a cota do nível da água aquando da data final do acompanhamento já se encontrava abaixo da do coroamento, com tendência a para descer a valores inferiores aos da cota da soleira provisória.

O controlo de assentamentos superficiais levado a cabo através das marcas de nivelamento e das cabeças dos extensómetros também não revelou descidas significativas, que alertassem para a necessidade de adopção de medidas suplementares, tendo demonstrado uma tendência para a estabilização à medida que a frente de escavação se afastava das linhas de instrumentação.

Relativamente às deformações profundas captadas pelos restantes extensómetros, não ocorrem modificações dignas de causar preocupação.

A comparação dos deslocamentos obtidos (quer verticais quer horizontais), com os valores expectáveis através dos métodos numéricos, revelou que os valores registados se encontram dentro do previsto.

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - 10

Globalmente, os resultados obtidos reiteram a inexistência de razões de preocupação quer relativamente às galerias e seu sustimento quer às edificações vizinhas, que se pretendia salvaguardar. No entanto, não permitiu conclusões do comportamento a longo prazo, uma vez que o nosso acompanhamento da obra decorreu durante uma fase ainda preliminar.

As diversas inspecções visuais efectuadas, aos nível dos taludes, das frentes de escavação e dos suportes e betão projecto no interior das galerias revelaram um bom comportamento dos elementos referidos, não tendo ocorrido fendilhações, deformações e/ou alterações importantes.

A estimativa de custos apresentada neste trabalho permitiu compreender que os custos associados à instrumentação devem-se sobretudo à mão de obra (cerca de 80%), em especial aquela que é necessária durante a fase de construção.

Futuramente, os resultados apresentados poderão eventualmente contribuir para a actualização de bases de dados relativas aos resultados de observação de obras subterrâneas e permitir comparações com resultados obtidos por outros métodos de previsão dos movimentos associados à execução de escavações subterrâneas ou contribuir para a evolução da previsão dos movimentos, possibilitando melhores resultados de cada um dos métodos.

11. Referências Bibliográficas:

Aguiar M. F., Filho, F. C., & Almeida, M. D. (2005). Análise de movimentos em encostas naturais através de monitoramento por instrumentação. Caso de Coroa Grande. Rio de Janeiro.

Amaral, M. J. (2006). Análise dos resultados de observação de túneis do metropolitano de Lisboa. Porto: Faculdade de Engenharia do Porto. 294pp. (Tese Mestrado).

Baker, S. W. (1997). Risk management In major Projects. Scotland: University of Edinburgh. 325pp. (PhD Thesis).

Barata, V. D. (1997). Algumas reflexões sobre os efeitos da legislação de segurança do trabalho nos estaleiros de construção em relação ao projecto de pontes e viadutos. Ordem dos Engenheiros. Revista Ingenium. II Série, Nº 22.

Bastos, M. J. (1998). A Geotecnia na concepção, projectos e execução de túneis em maciços rochocos. Lisboa: Instituto Superior Técnico. 153 pp. (Tese de Mestrado).

Bento, J., Pistone, R., Rebelo, V., Cravidão, J. (2010). Projecto de Execução - Túnel de Seixo Alvo. COBA: Consultores de Engenharia e Ambiente. Lisboa.

Bento, J., Pistone, R., Rebelo, V., Cravidão, J. (2010). Projecto de Execução - Túnel do Covelo. COBA: Consultores de Engenharia e Ambiente. Lisboa.

Bernardo, P., & Gama, D. d. (2006). Sugestões para melhoria da norma Portuguesa de controle de vibrações em construções. Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons, Inc.

Brady, B. H., & Brown, E. T. (2005). Rock Mechanics for Underground Mining. Kluwer Academic Publishers.

Cardoso, R., Maranha das Neves, E., & al., e. (2006). Utilização de Inclínómetros do tipo Incred para medição de deslocamentos durante a construção de aterros. Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa.

Carneiro, C. G., Vieira, A., & Lisoarte, G. (2008/2009). Apontamentos de Escavações Subterrâneas 1;. Instituto Superior de Engenharia do Porto. Não publicado.

Carneiro, C. G., Vieira, A., & Lisoarte, G. (2009/2010). Apontamentos de Escavações Subterrâneas 2;. Instituto Superior de Engenharia do Porto. Não publicado.

- Caspurro, I., & GOMES, S. (2000). Definição de estratégias para a observação de obras geotécnicas rodoviárias. VII Congresso Nacional de Geotecnia.
- Caspurro, I., & Gomes, S. (2000). Princípios orientadores para a observação de obras geotécnicas Rodoviárias. VII Congresso Nacional de Geotecnia.
- Catanho, A., Laranja, G., & Côrte, R. (2009). Instrumentação e Observação de Obras: Visita técnica à Ligação Em Via Expresso ao Porto do Funchal - Túnel da Pontinha. Universidade da Madeira.
- CT 115 (LNEC). (2010). Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico Parte 1: Regras Gerais.
- Cunha, A. P. (1987). O papel da observação na construção de túneis. Aplicação a um caso de O papel da observação na construção de túneis. Aplicação a um caso de obra". Lisboa: 2º Encontro Nacional de Geotecnia, Vol. 2.
- Cunha, A. P., & Fernandes, J. G. (1980). Observação de obras subterrâneas. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Revista Geotecnia.
- DLOE ACE. (2010). Relatório Semanal de Instrumentação. Seixo Alvo. Não publicado
- Dunnicliff, J. (1993). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. John Wiley and Sons, Inc. 579 pp.
- Durand, A. F. (1995). Estudo da estabilidade de taludes em mineração a partir de classificação geomecânica. Brasília: Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia
- Durham, G. N., & Marr, W. A. (1999). Field Instrumentation for Soil and Rock. ASTM STP 1358.
- Dyminski, A. S. (2007). Noções da estabilidade de taludes e contenções. Paraná: Universidade Federal do Paraná.
- Falcão, J. A. (2008). Apontamentos de reforço e contenção de terrenos. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Fernandes, M. A. (2006). Mecânica dos Solos Vol.1 Conceitos e Princípios Fundamentais. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Gama, C. D. (2004). A method for continuous monitoring of tunnel deformations during construction and service phases. EUROROCK, (p. 4). Salzburg, Austria.
- Gama, C. D. (2006). Monitorização geotécnica de túneis a longo prazo. TUNNELLING 2006. Instituto Superior Técnico. Centro de Geotecnia.

- Gama, C. D. (2006). Novos desenvolvimentos sobre o método extensométrico para monitorizar convergências em túneis. Instituto Superior Técnico. Centro de Geotecnia.
- Gama, C. D. (2008). Vibrações na atmosfera e nos terrenos adjacente pós detonação de explosivos: quantificação da sua afectação ambiental. Coimbra, Portugal: Acústica 2008.
- GEO RIO. (2006). Experiência do Município do Rio de Janeiro na Gestão de Risco de Deslizamentos de Encostas através da Fundação GEO RIO. Rio de Janeiro: GEO RIO.
- Gerscovich, D. M. (2007). Estruturas de Contenção, Muros de Arrimo. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.
- Gerscovich, D. M. (2008). Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.
- Gil, S., & Páscoa, J. (2006). Instrumentação geotécnica em aterros e plataformas ferroviárias: Importância, Necessidade e Aplicações. X Congresso de Geotecnia.
- Girard, J., & McHugh, E. (2001). Emerging technologies and the future of geotechnical instrumentation. Spokane, Washington, United States of America: NIOSH Spokane Research Laboratory.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L. & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: Prentice Hall. 715 pp.
- Guerra, N. M., Machado, V., Falcão, J., Santos, J., Pinto, F., Pinto, A., Ferreira, A. (2000). Observação do comportamento de uma escavação em Lisboa. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Portalegre.
- Guilart, M. H. (2007). Metodologia para a interpretação do monitoramento de escavações subterrâneas. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 158 pp. (Tese de Doutorado).
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. RocScience: Hoek's Corner, 342 pp.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Underground Excavations in Rock. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. (1991). When in a design in rock engineering acceptable?. Proceedings of the World Tunnel Congress 98 on Tunnels and Metropolises. São Paulo, Brasil. 25-30 April 1998. Balkema, Rotterdam. pp. 1485-1497.

Institution of Civil Engineers, British National Committee on Large Dams. (1990). Geotechnical instrumentation in practice: purpose, performance and interpretation. Proceedings of the Conference Geotechnical Instrumentation in Civil Engineering Projects.

IST, D. D. (1997). Application of new subsidence prediction methods for damage minimization of surface structures above coal mines. Instituto Superior Técnico.

Jackson, R., Jackson, J., & al., e. (2008). Montana Geotechnical Manual - Chapter 11 - Instrumentation. In J. J. Rich Jackson, & e. al., Montana Geotechnical Manual. Montana Department of Transportation. United States of America.

Leica Geosystems. (s.d.). Catalogue 2010. Leica.

Lopes, P., Monteiro, G., Moreira, A. P., & Plasencia, N. (2000). Monitorização e observação do comportamento das obras de execução do Túnel 4-Porto. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Portalegre.

Machan, G. & Bennett, V. G. (2008). Use of inclinometers for geotechnical instrumentation on transportation projects. Washington, DC: Transportation Reserch Board. 92pp.

Medeiros, A. C., Pilar L. & Fernandes, A.P. (1964). Carta geológica de Portugal (1/50 000): Notícia explicativa da folha 13-B (Castelo de Paiva). Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa. 61 pp.

Mendes, F. M. (2004). Objectivos do projecto de túneis em rocha. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Revista Geotecnia.

Midões, C. P. (2005). Sistema aquífero Estremoz: Cano Parte 5 - Instrumentação. 6º Congresso da Água. Porto, Portugal.

Morais, P. G., Santos, C. A., & Carvalho, M. R. (2005). Sistema automático de medição para ensaios de ancoragens. 12 pp. Lisboa. Sociedade Portuguesa de Metrologia: 1ª conferência nacional.

Murakami, C. A., & Maffei, C. E. (2005). A Observação de Mecanismos de Colapso no Acompanhamento Técnico de Túneis em Solo. 7 pp. PLANSERVI Engenharia.

Muralha, J. (2001). Caracterização geotécnica de maciços rochosos. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Oggeri, C., & Ronco, C. (2009). Assessment of F.R. shotcrete behaviour. Politecnico di Torino, Dept. of Land, Environment and Geo-technology.

Oliveira, R. (1994). Caracterização geológica e geotécnica dos terrenos interessados por projectos de túneis rodoviários. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Seminário de Túneis Rodoviários.

Oliveira, R. (2005). Um exemplo da influência da litologia da estabilidade de taludes. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Revista Geotecnia.

Ortigão, J.A.R. (2001). Instrumentação em obras geotécnicas. Curso de curta duração. Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto.

Ortigão, J.A.R., A.C.Zirlis, & Palmeira, E. (1993). Experiência com solo grampeado no Brasil. Solos e Rochas, São Paulo. 291-302 pp.

Parker, H. W. (2004). Planning and site investigations in tunnelling. Seminário Internacional South American Tunnelling. São Paulo, Brasil.

Pinto, A. (2009). DFA - Estruturas de contenção. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Pinto, P. S. (2006). Algumas reflexões sobre a instrumentação de estruturas geotécnicas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) & Universidade de Coimbra.

Ribeiro, J. P. (2006). Relatório de Estágio: Aplicações da Topografia. Coimbra: Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia.

SisGeo. (2008). Catalogue. SisGeo.

Slope Indicator. (1994). Application Guide. Slope Indicator.

Slope Indicator. (2004). Guide To Geotechnical Instrumentation. Slope Indicator.

Slope Indicator. (2010). Catalogue. Slope Indicator.

Soil Instruments . (2010). Catalogue.

SOUSA, L. R. (2001). A Observação no Controlo da Segurança de Obras. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Teixeira, S. (2010). Controlo de vibrações em edificação. Moura Silva e Filhos, S.A.

Torres, V. F., & Gama, C. D. (2005). Engenharia ambiental subterrânea e aplicações. Rio de Janeiro: Roberto C. Villas-Bôas. 549 pp.

Trabada Guijarro, J. (1997). Excavación en terrenos blandos. Manual de túneles y obras subterráneas. Madrid: Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid.

United States Army Corps of Engineers. (1987). Engineering and Design: Instrumentation for concrete structures. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers. 306pp.

United States. Army Corps of Engineers. (1994). Engineering and Design: Rock foundations. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers. 236pp.

United States. Army Corps of Engineers. (1997). Engineering and Design: Tunnels and shafts in rock. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers. 236pp.

Urrutia, F. A., Alvarenga, E. R., & al., e. (2003). Monitoreo Inclínométrico de Taludes. Republica de El Salvador: Viceministerio de Obras Públicas Unidade de Investigación e Desarrollo Vial.

Vibracord . (2009). VibracordVX Digital Seismograph.

Sites da Internet consultados

In: <http://obras.rio.rj.gov.br/>, (consultado em Junho de 2010)

In: <http://www.aquagri.com/>, (consultado em Novembro 2010)

In: <http://www.bitech.ca/>, (consultado em Junho de 2010)

In: <http://www.cientic.com>, (consultado em Julho de 2010)

In: <http://www.cornforthconsultants.com>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.epos.pt/>, (consultado em Junho de 2010)

In: <http://www.gemonitoring.com/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.geotechcareers.co.uk/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.geotechsa.co.za/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.groundprobe.com>, (consultado em Junho de 2010)

In: <http://www.lankelma.co.uk/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.leica.com/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.pile.com.my/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.pluviometros.com.br/>, (consultado em Julho 2010)

In: <http://www.proceq.com>, (consultado em Julho de 2010)

In: <http://www.roctest.com/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.rstinstruments.com/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.scribd.com/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.silva.se/>, (consultado em Junho de 2010)

In: <http://www.sisgeo.it/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.slopeindicator.com>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.soil.co.uk/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.soilinvestigation.com.sg/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.soilmoisture.com>, (consultado em Novembro 2010)

In: <http://www.soldata-ltd.co.uk/>, (consultado em Julho de 2010)

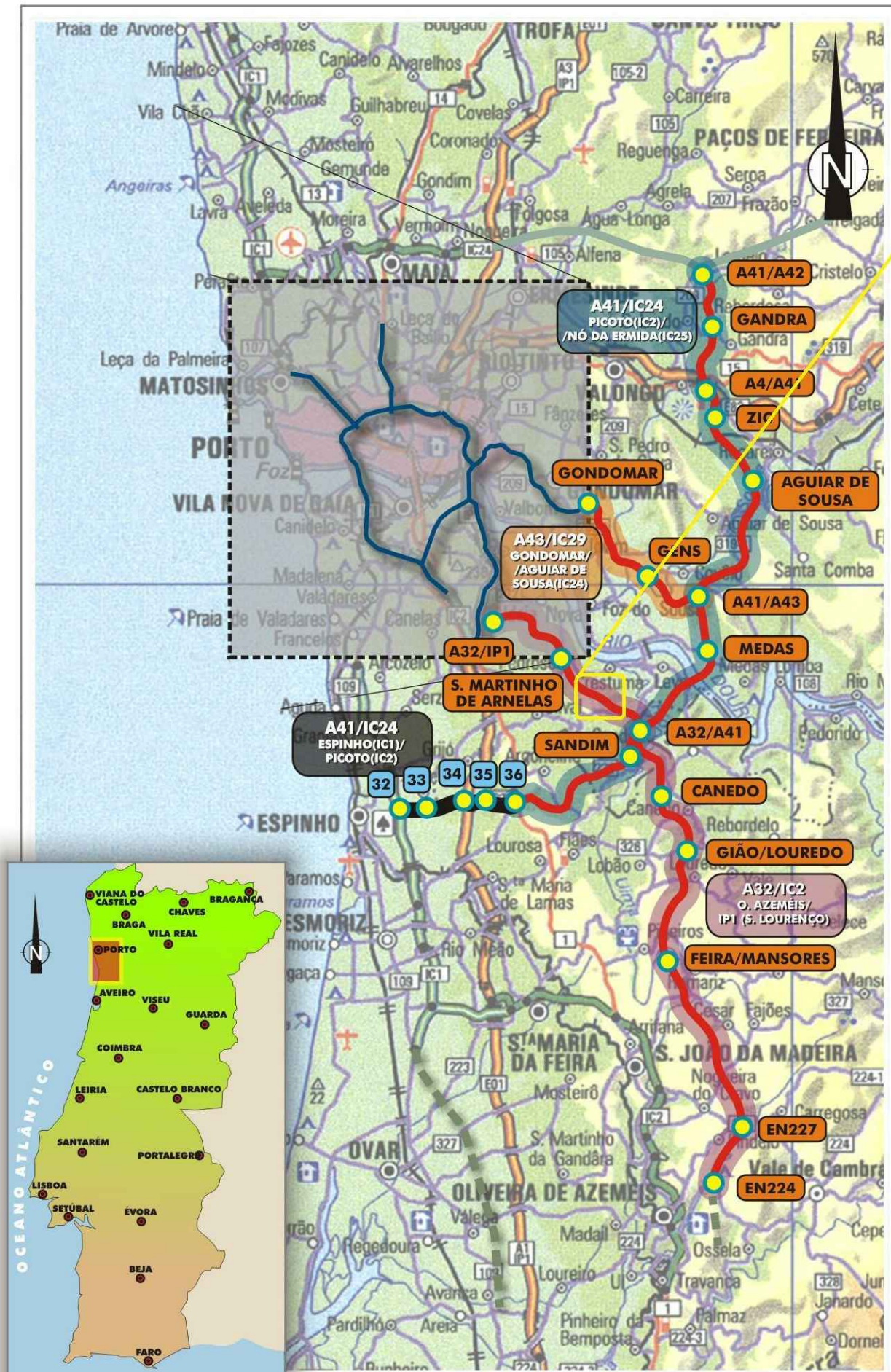
In: <http://www.strainstallmiddleeast.ae/>, (consultado em Abril de 2010)

In: <http://www.usace.army.mil/>, (consultado em Junho de 2010)

In: <http://www.vibracord.com/>, (consultado em Julho de 2010)

ANEXOS
(ver CD-ROM)

Anexo I – Planta de Localização da Obra em Estudo.....	(ver CD-ROM)
Anexo II – Planta de Localização 1/25000 (fundo IGeoE)	(ver CD-ROM)
Anexo III – Túnel do Seixo Alvo (Planta e Perfil)	(ver CD-ROM)
Anexos IV – Zonamento Geológico Geotécnico (Galeria Norte)	(ver CD-ROM)
Anexo V – Zonamento Geológico Geotécnico (Galeria Sul)	(ver CD-ROM)
Anexo VI – Zonamento Geológico Geotécnico (Perfis Transversais).....	(ver CD-ROM)
Anexo VII – Instrumentação (Planta Geral e Perfis Tipo).....	(ver CD-ROM)
Anexo VIII – Pormenor Emboquilhamento Nascente.....	(ver CD-ROM)
Anexo IX – Pormenor Emboquilhamento Poente.....	(ver CD-ROM)
Anexo X – Evolução da Obra (Fotos).....	(ver CD-ROM)



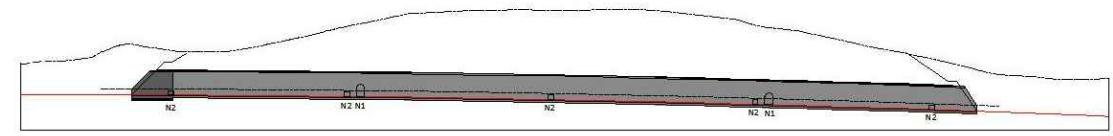
PLANTA 1

LEGENDA



Túnel de Seixo Alvo

LOCALIZAÇÃO DA OBRA EM ESTUDO
A32/A41 - A32/IP1



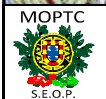
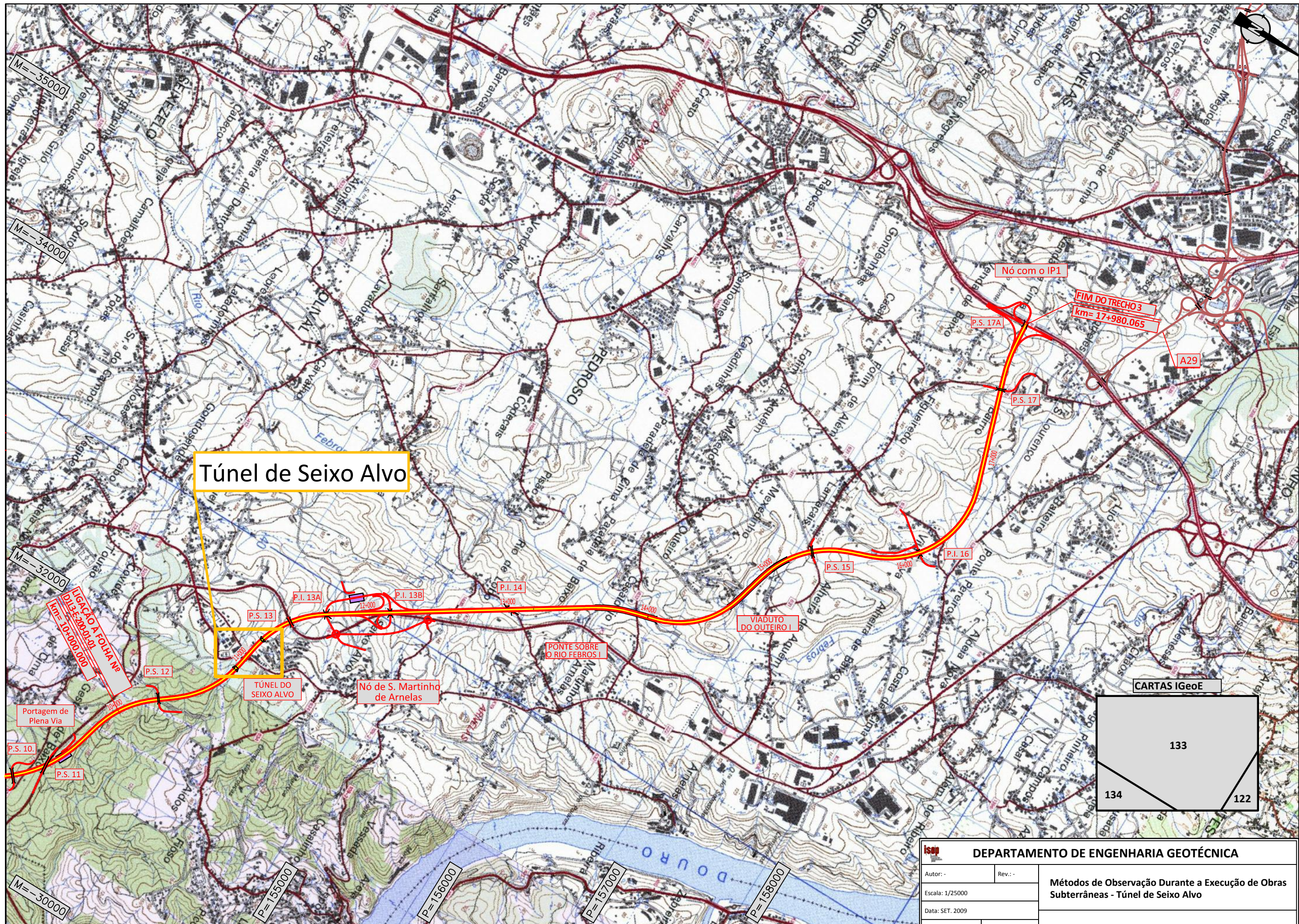
isop		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -	Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Escala: -	Data: SET. 2009		
Anexo I	Folha nº: 1/9	Planta de Localização da Obra em Estudo	
Versão: 4		Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)	



CONCESSÃO DOURO LITORAL
A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

Elaborado: DRC
Verificado: DRC
Aprovado: JPC

Anexo II – Planta de Localização 1/25000
(fundo IGeoE)

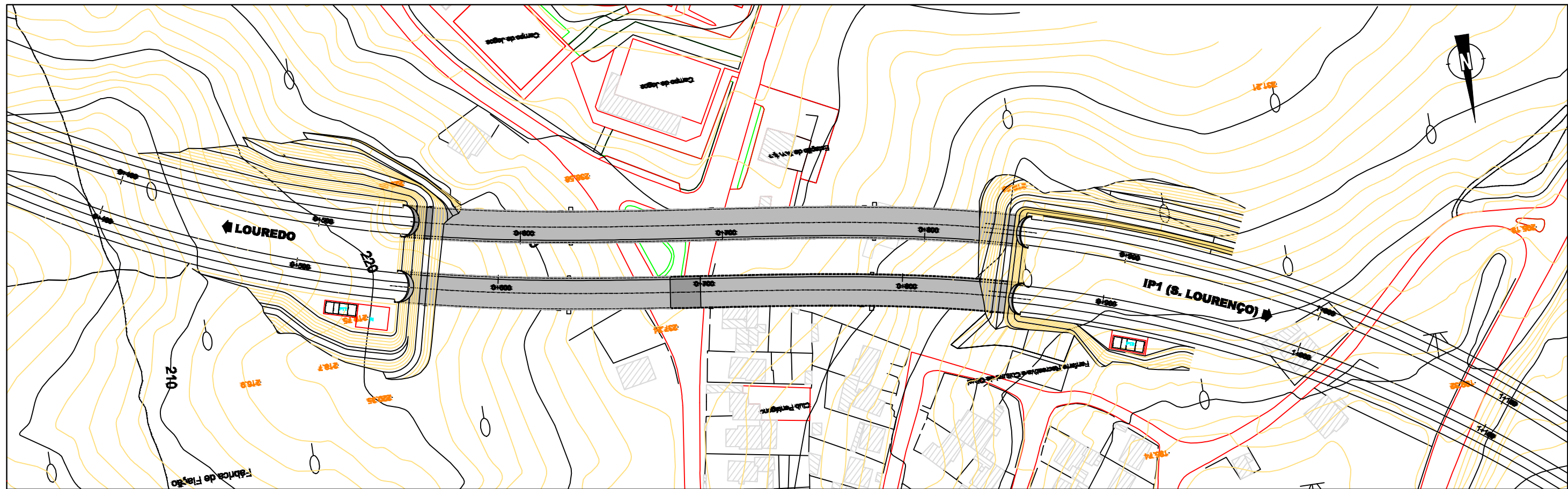


CONCESSÃO DOURO LITORAL
 A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
 TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

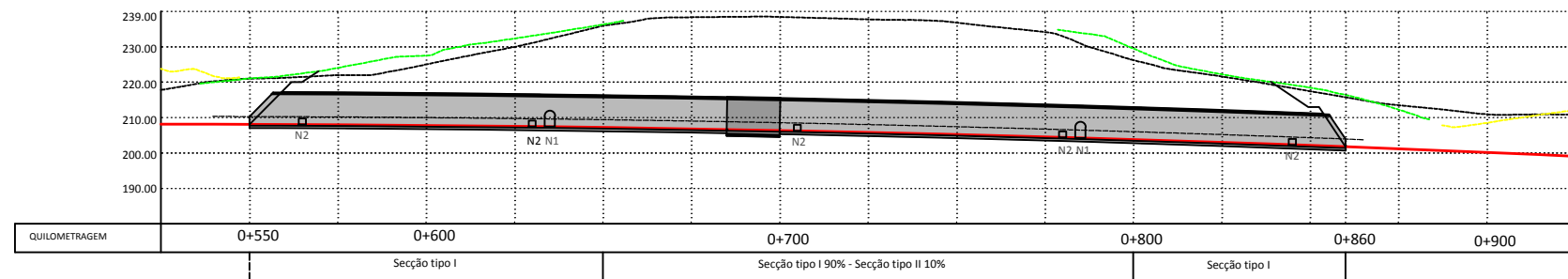
Elaborado: DRC
 Verificado: DRC
 Aprovado: JPC

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -
Escala: 1/25000	
Data: SET. 2009	
Anexo II	Folha nº: 2/9
Versão: 4	
Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Planta de Localização 1/25000 (Fundo IGeoE)	
Planta cedida pela DLOACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificada para efeitos de apresentação deste trabalho)	

**Anexo III – Túnel do Seixo Alvo
(Planta e Perfil)**

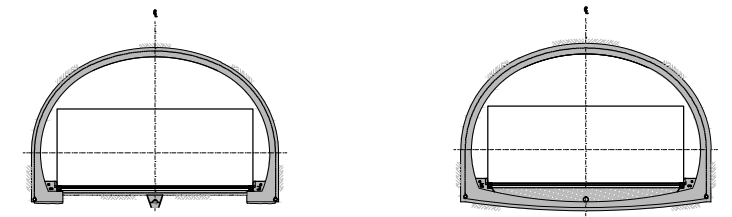


PLANTA Esc:1:2000



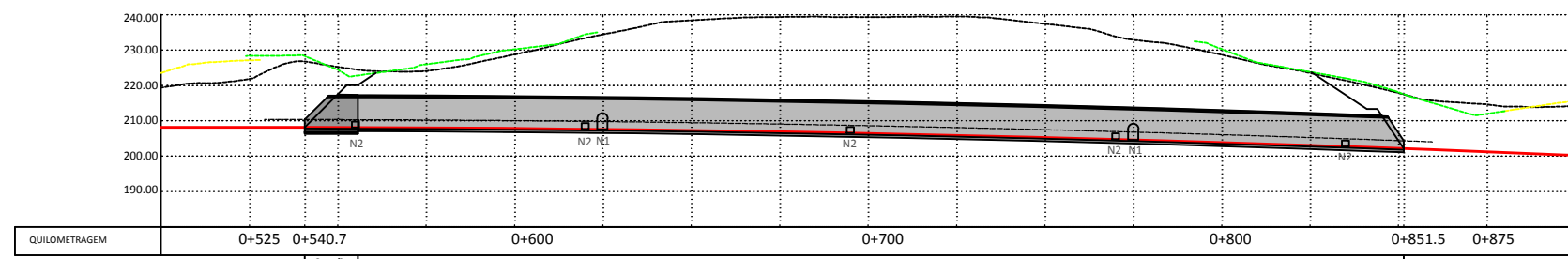
TÚNEL NORTE - FAIXA DIREITA
Esc:1:2000

PERFIL LONGITUDINAL



SEÇÃO TIPO I
ZG1, ZG2 E ZG3 COM
FUNDAÇÃO ZG2

SEÇÃO TIPO II
ZG3



TÚNEL SUL - FAIXA ESQUERDA
Esc:1:2000

PERFIL LONGITUDINAL

LOCALIZAÇÃO DOS NICHOS

Galeria Norte Faixa Direita			Galeria Sul Faixa Esquerda		
Pk	Lado Direito	Lado Esquerdo	Pk	Lado Direito	Lado Esquerdo
0+550	Entrada		0+540,7	Entrada	
0+555	N2		0+555	N2	
0+630	N2		0+620	N2	
0+635	N1	N3	0+625	N1	N3
0+705	N2		0+695	N2	
0+780	N2		0+770	N2	
0+785	N1	N3	0+775	N1	N3
0+845	N2		0+835	N2	
0+860	Saída		851,5	Saída	

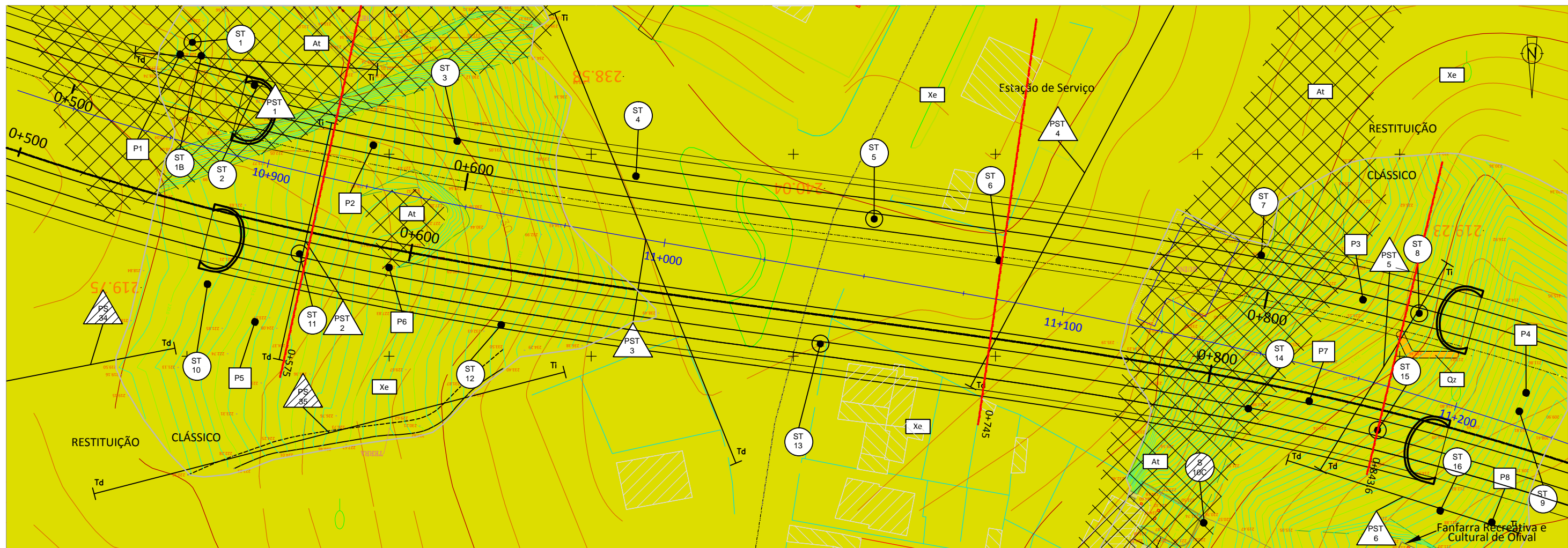
isop		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -	Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Escala: 1/2000	Data: SET. 2009		
Anexo III	Folha nº: 3/9	Túnel do Seixo Alvo (Planta e Perfil)	
Versão: 4	Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificada para efeitos de apresentação deste trabalho)		



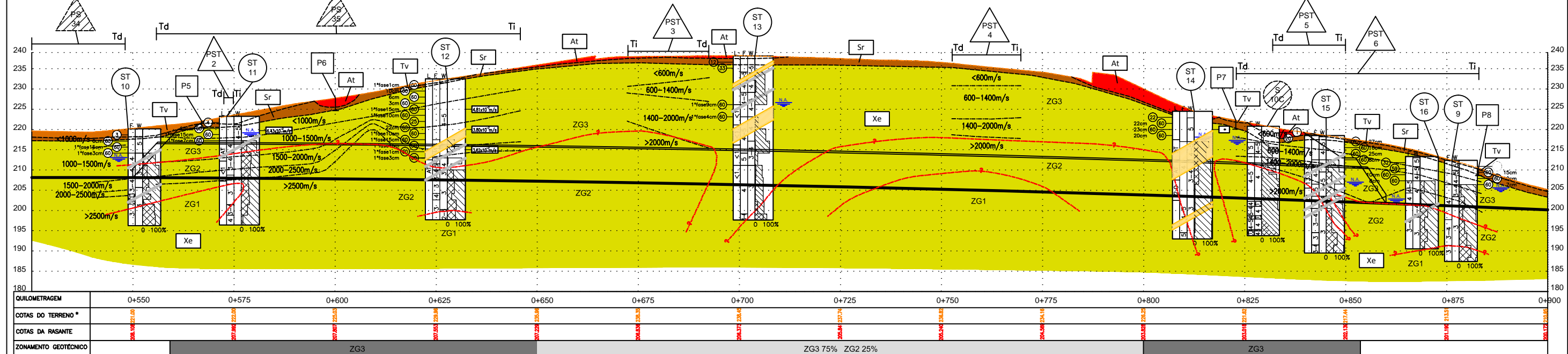
CONCESSÃO DOURO LITORAL
A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

Elaborado: ATB
Verificado: RP
Aprovado: JPC

**Anexos IV – Zonamento Geológico Geotécnico
(Galería Norte)**



PLANTA (LEVANTAMENTO CLÁSSICO E RESTITUIÇÃO) (ESCALA 1:1000)

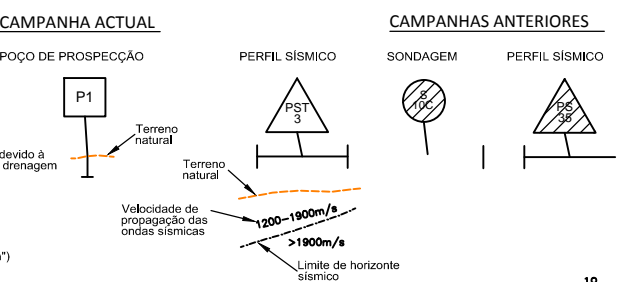
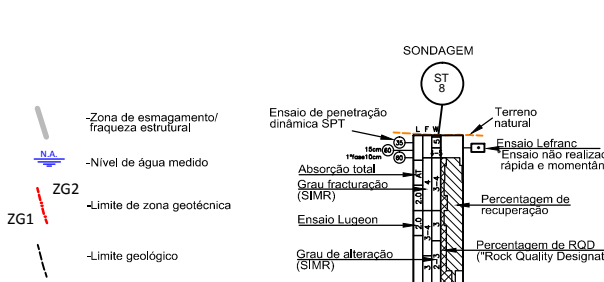


PERFIL AO EIXO DA GALERIA NORTE / DIREITA (ESCALA 1:1000)

* RESTITUIÇÃO / TRAÇADO SOBRE A DIRETRIZ

LITOESTRATIGRAFIA

RECENTE	ANTE-ORDOVÍCIO COMPLEXO XISTO GRAUÁUÍQUICO
Tv - Terra vegetal	Xe - Xistos estauroilíticos (Xistos de Fânzeres)
At - Aterro	+ - Granitóides
Sr - Solo residual	Qz - Quartzo (Filão)



ZONAMENTO GEOTÉCNICO DO MACIÇO

Zona Geotécnica	Litologia	Alteração (SRM)	Fracturação (SRM)	Rec (X)	GSi	ROD (X)	RMR
ZG1	Xe, qz	W2-3 a W3	*F2-3 a F3	≥90	42-62	≥50	>45
ZG2	Xe, qz	**W3-4	F3-4 a F4	≥50	28-45	≥25	30-45
ZG3	Sr, Xe, qz (matriz xistos de médio teor)	W4 a W5	F4-5 a F5	<50	15-30	<25	<30

* Localizadamente F3-4
** Localizadamente W

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Autor: - Rev.: -

Escala: 1/1000

Data: JULHO 2009

Anexo IV Folha nº: 4/9

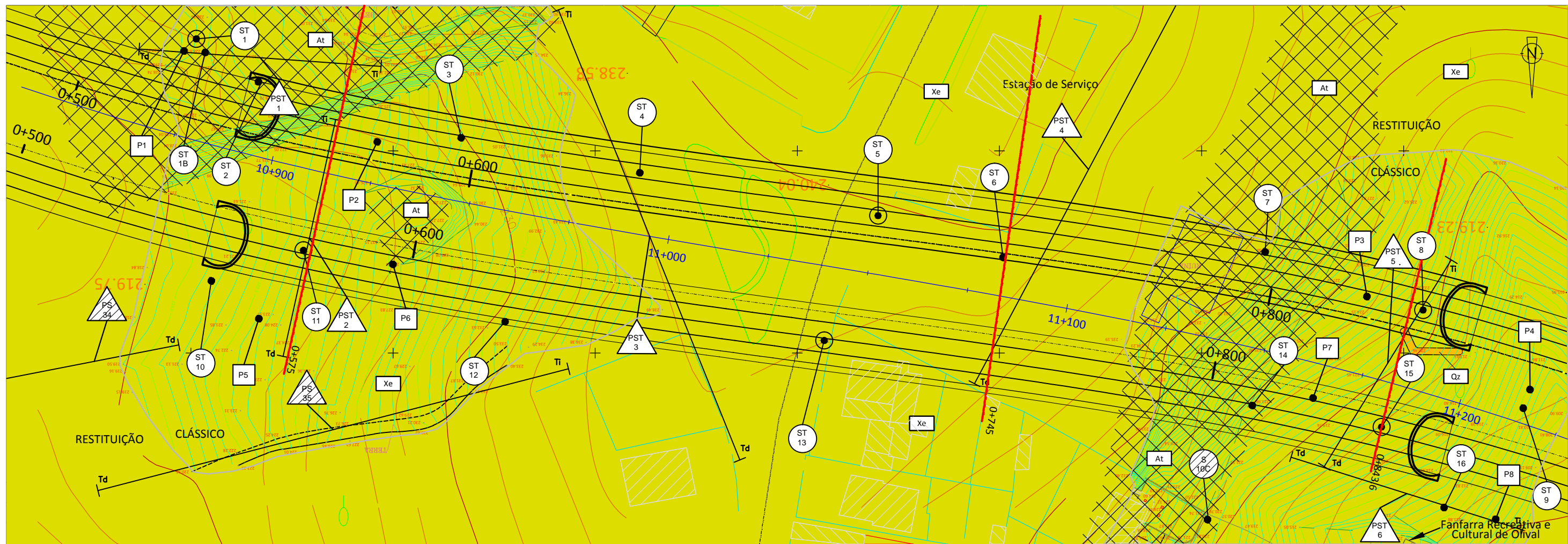
Versão: 4

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo

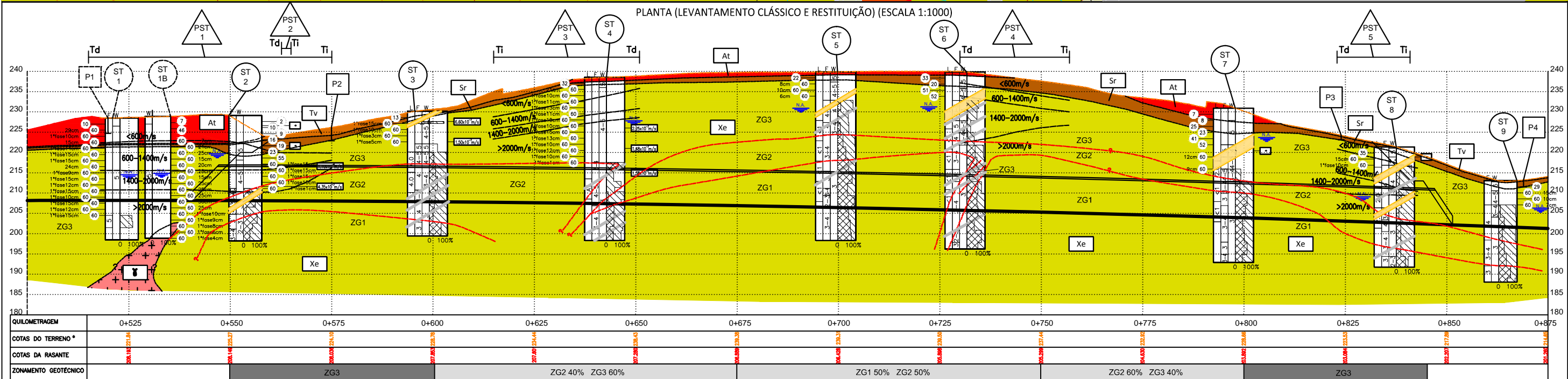
Zonamento Geológico Geotécnico (Galeria Norte)

Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)

**Anexo V – Zonamento Geológico Geotécnico
(Galería Sul)**



PLANTA (LEVANTAMENTO CLÁSSICO E RESTITUIÇÃO) (ESCALA 1:1000)



PERFIL AO EIXO DA GALERIA SUL / ESQUERDA (ESCALA 1:1000)

ZONAMENTO GEOTÉCNICO DO MACIÇO

Zona Geotécnica	Litologia	Alteração (SRM)	Fracturação (SRM)	Rec (%)	GSi	ROD (%)	RMR
ZG1	Xe, qz	W ₂₋₃ a W ₃	F ₂₋₃ a F ₃	≥90	42-62	≥50	>45
ZG2	Xe, qz	**W ₃₋₄	F ₃₋₄ a F ₄	≥50	28-45	≥25	30-45
ZG3	Sr, Xe, qz (muito pouco alterado e pouco fraturado)	W ₄ a W ₅	F ₄₋₅ a F ₅	<50	15-30	<25	<30

LITOESTRATIGRAFIA

- RECENTE
- Tv - Terra vegetal
 - At - Aterro
 - Sr - Solo residual
- ANTE-ORDOVÍCIO
COMPLEXO XISTO GRAUÁQUICO
- Xe - Xistos estaurolíticos (Xistos de Fânzeres)
 - + - Granitóides
 - qz - Quartzo (Filão)

LEGENDA

- SONDAGEM
- Ensaio de penetração dinâmica SPT
 - Ensaio Leifrang
 - Ensaio Lugeon
 - Ensaio de recuperação
 - Ensaio de recuperação
 - Ensaio de recuperação
- CAMPANHA ACTUAL
- POÇO DE PROSPECÇÃO
 - PERFIL SÍSMICO
- CAMPANHAS ANTERIORES
- SONDAGEM
 - PERFIL SÍSMICO
- Outros símbolos: Zona de esmagamento/fraqueza estrutural, Nível de água medido, Limite de zona geotécnica, Limite geológico.



CONCESSÃO DOURO LITORAL
A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

Elaborado: DRC
Verificado: DRC
Aprovado: JPC

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Autor: - Rev: -

Escala: 1/1000

Data: JULHO 2009

Anexo V Folha nº: 5/9

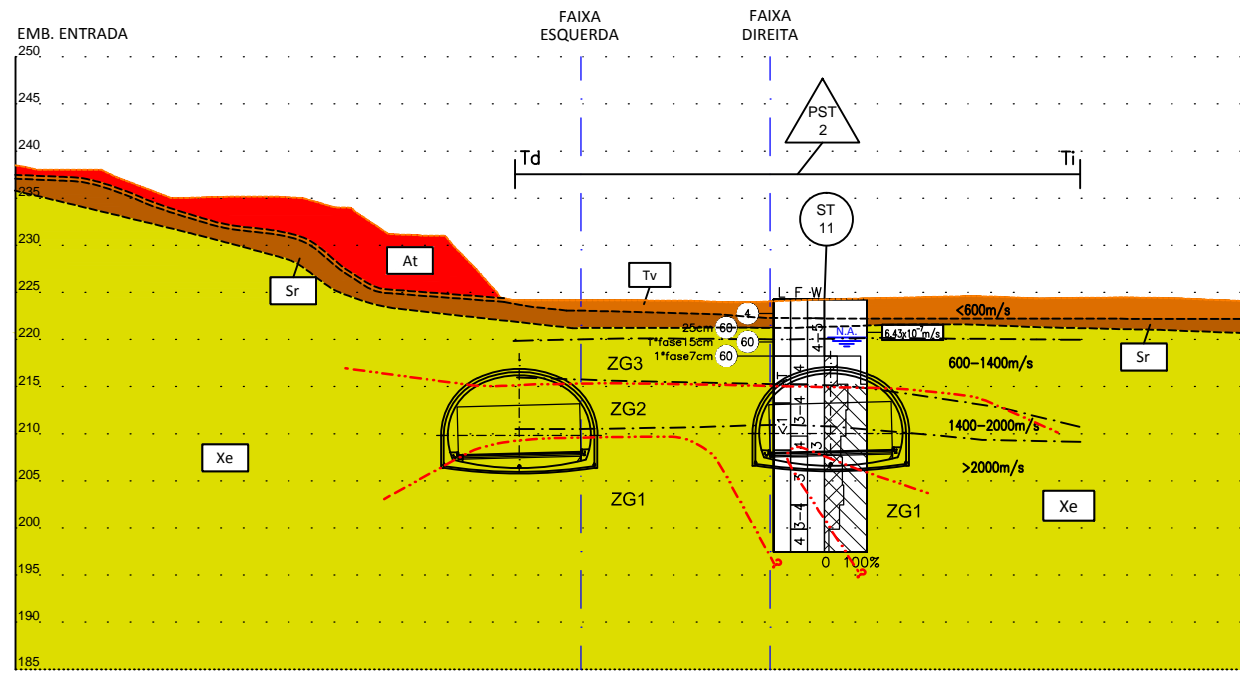
Versão: 4

Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo

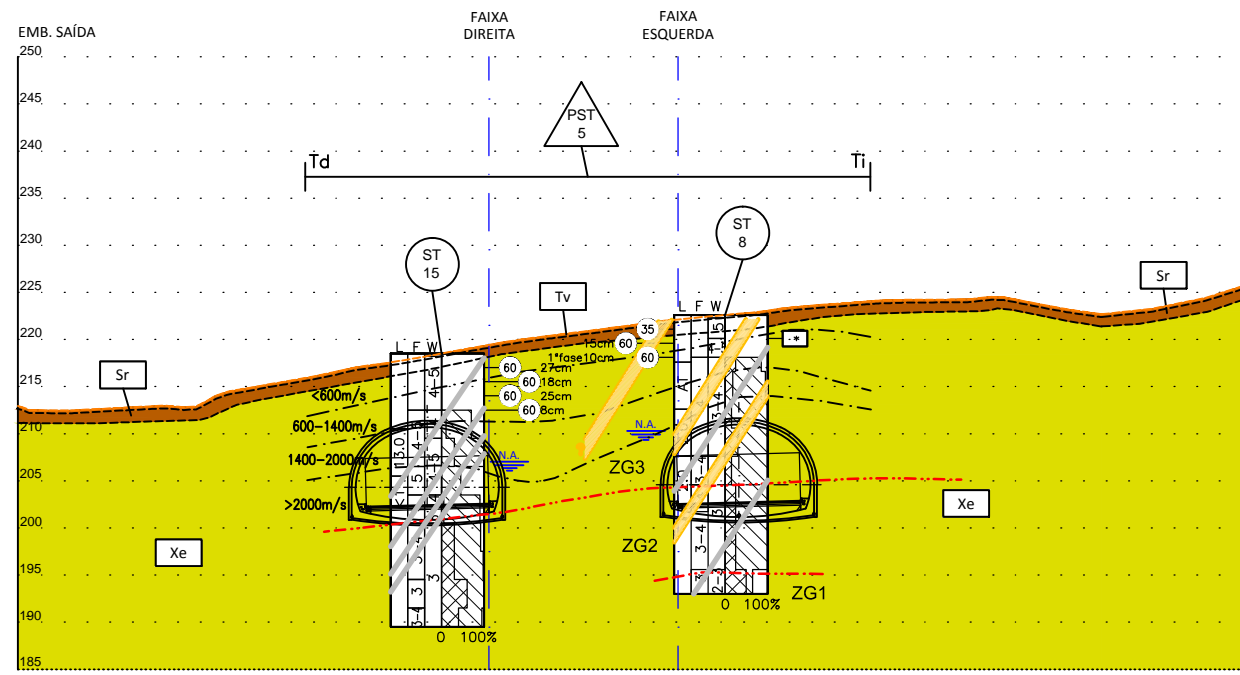
Zonamento Geológico Geotécnico (Galeria Sul)

Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)

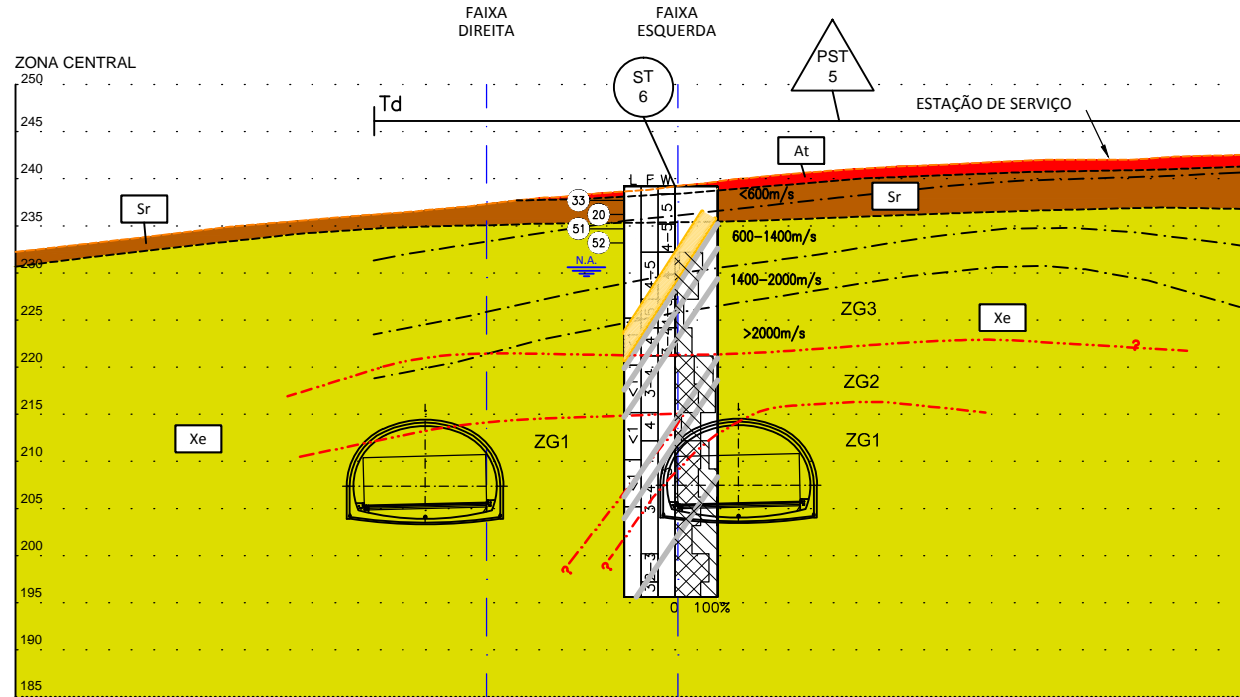
**Anexo VI – Zonamento Geológico Geotécnico
(Perfis Transversais)**



PERFIL TRANSVERSAL
PK 0+575 (GALERIA NORTE)
LEVANTAMENTO CLÁSSICO
ESCALA 1:800



PERFIL TRANSVERSAL
PK 0+843.6 (GALERIA NORTE)
LEVANTAMENTO CLÁSSICO
ESCALA 1:800



PERFIL TRANSVERSAL
PK 0+745 (GALERIA NORTE)
LEVANTAMENTO DE RESTITUIÇÃO
ESCALA 1:800

LEGENDA

LITOESTRATIGRAFIA

RECENTE	ANTE-ORDOVÍCIO COMPLEXO XISTO GRAUVÁQUICO	
Tv - Terra vegetal	Xe - Xistos estauróliticos (Xistos de Fânzeres)	-Zona de esmagamento/ fraqueza estrutural
At - Aterro	+ - Granitóides	-Nível de água medido
Sr - Solo residual	Q2 - Quartzos (Filão)	ZG2 - Limite de zona geotécnica
		ZG1 - Limite geológico

CAMPANHA ACTUAL

SONDAGEM (ST 8): Ensaio de penetração dinâmica SPT, Absorção total, Grau de fracturação (SIMR), Ensaio Lugeon, Grau de alteração (SIMR), Terreno natural, Ensaio Lofranc, Ensaio não realizado devido à rápida e momentânea drenagem, Percentagem de recuperação, Percentagem de RQD ("Rock Quality Designation").

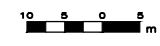
POÇO DE PROSPECÇÃO (P1): Terreno natural.

PERFIL SÍSMICO (PST 3): Terreno natural, Velocidade de propagação das ondas sísmicas (1200-1900m/s, >1900m/s), Limite de horizonte sísmico.

CAMPANHAS ANTERIORES

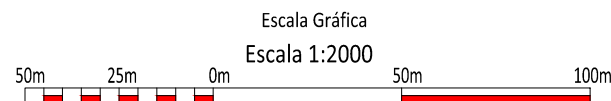
SONDAGEM (ST 3): Terreno natural.

PERFIL SÍSMICO (PST 3): Terreno natural.



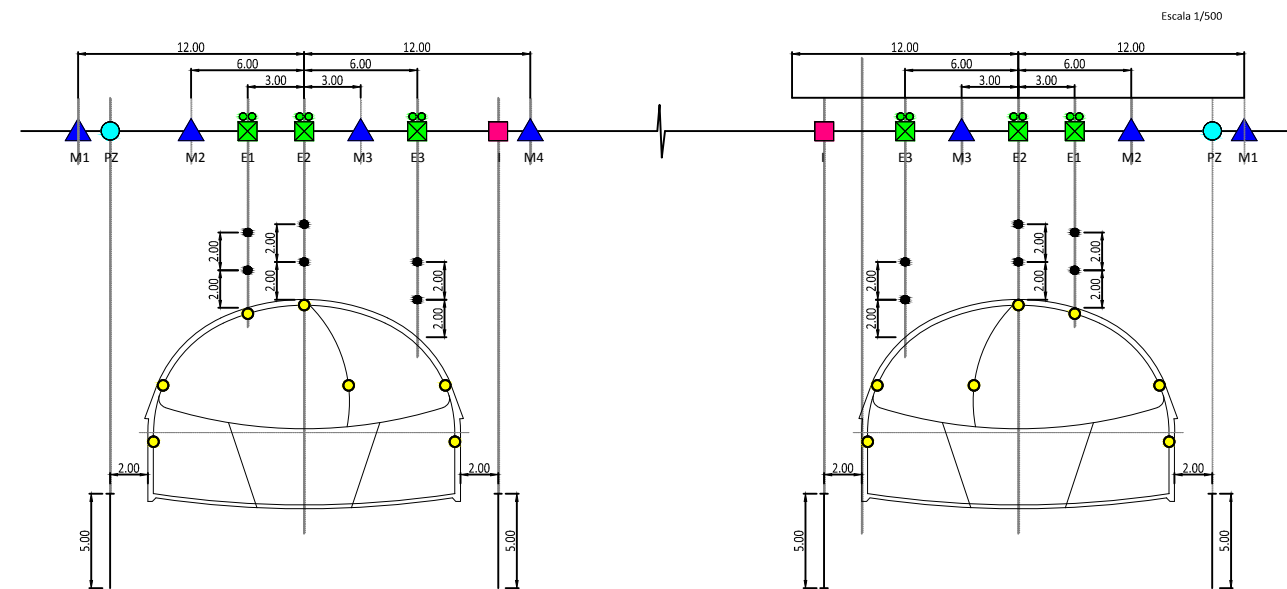
isop		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -	Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Escala: 1/800	Data: JULHO 2009		
Anexo VI	Folha nº: 6/9	Zonamento Geológico Geotécnico (Perfis Transversais)	
Versão: 4		Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)	

**Anexo VII – Instrumentação
(Planta Geral e Perfis Tipo)**

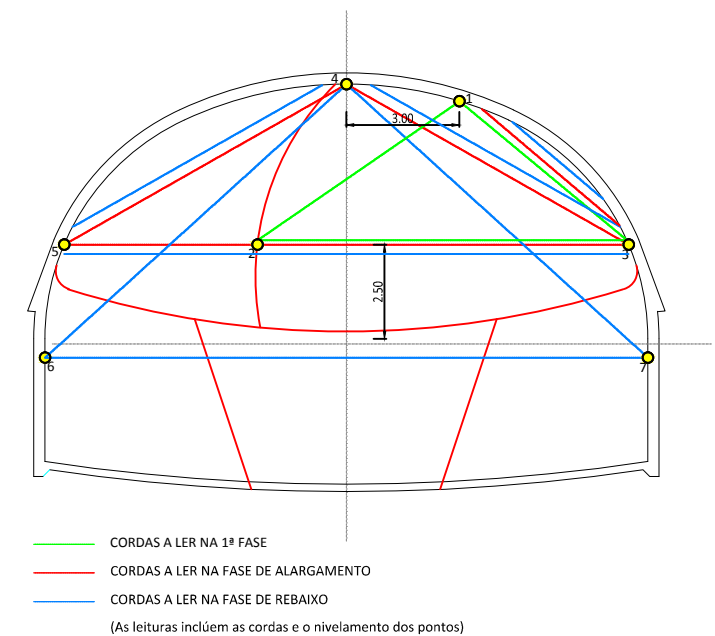


INSTRUMENTAÇÃO

- Ext - EXTENSÓMETRO MULTIPONTO
- M - MARCA TOPOGRÁFICA DE NIVELAÇÃO PRECISA
- i - INCLINÓMETRO
- Pz - PIEZÓMETRO
- A - ALVO
- S - SISMÓGRAFO
- 3 - PONTO DE LEITURA ÓPTICA DE CONVERGÊNCIA (CORDAS E NIVELAMENTO)
- CÉLULA DE CARGA



FIADA TIPO DE INSTRUMENTAÇÃO PRINCIPAL
Escala: 1:400



CORDAS A LER NA 1ª FASE
CORDAS A LER NA FASE DE ALARGAMENTO
CORDAS A LER NA FASE DE REBAIXO
(As leituras incluem as cordas e o nivelamento dos pontos)

Escala: 1:200

Instrumentação Selecionada neste Estudo

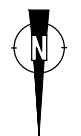
Inclinómetros: I6N + I4P
 Alvos Topográficos: Alvos 4,5,6 (nascente) + Alvos 4, 6,7 (poente)
 Marcas Topográficas de Superfície: Linha NN2 (nascente) + Linha PN2 (poente) + PSE2 (poente)
 Extensómetros Multiponto: E1,E2,E3 da NN2 + E1,E2,E3 da PN2
 Piezómetros: ST11 + ST5
 Convergências: Pk 0+560 (galeria norte) + Pk 0+570 (galeria norte) + Pk 0+847 (galeria norte)
 Conjunto de células da parede ancorada



CONCESSÃO DOURO LITORAL
 A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
 TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

Elaborado: ATB/MGS
 Verificado: RP
 Aprovado: JPC

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -
Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Escala: 1/2000	
Data: SET. 2009	
Anexo VII	Folha nº: 7/9
Instrumentação (Planta Geral e Perfis Tipo)	
Versão: 4	
Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)	



Campo de Jogos

BELÃO

LOUREDO

IP1 (S. LOURENÇO)

NICHO DE TUBAGEM DA REDE DE INCENDIO

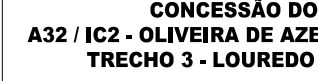
Fabrica de Fiação

Nascente

- Inclinómetros: I6N
- Alvos Topográficos: Alvo 4,5,6 (nascente)
- Marcas Topográficas de Superfície: Linha NN2 (nascente)
- Extensómetros Multiponto: E1,E2,E3 da NN2
- Convergências: Pk 0+560 + Pk 0+570 (galeria norte)
- Conjunto de células da parede ancorada

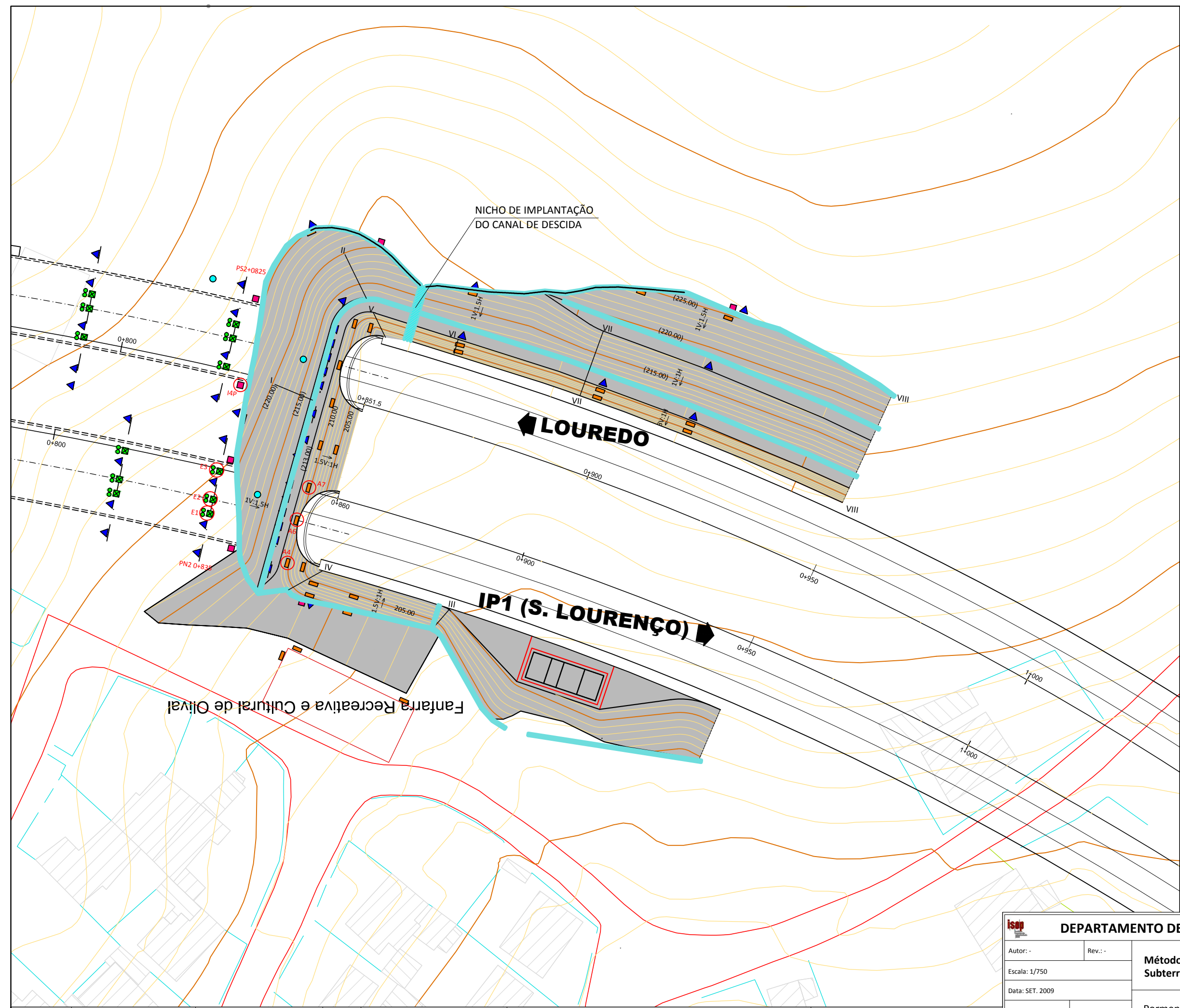
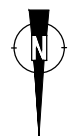
- LEGENDA:**
- Betão projectado
 - Pedra de Xisto
 - Elementos de drenagem - meia cana Ø400
 - Elementos de drenagem - vala quadrada 0.40x0.40
 - Xistos estaurolíticos
- INSTRUMENTAÇÃO**
- Ext - Extensómetro multiponto instalado à superfície sobre abóbada do túnel
 - M - Marca topográfica de nivelação precisa
 - I - Inclinómetro
 - Pz - Piezómetro
 - A - Alvo
 - S - Simiógrafo
 - Célula de carga, ancoragens definitivas

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -
Escala: 1/750	
Data: SET. 2009	
Anexo VIII	Folha nº: 8/9
Versão: 3	
Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Pormenor Emboquilhamento Nascente	
Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)	



CONCESSÃO DOURO LITORAL
A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

Elaborado: ATB, MCS
 Verificado: RP
 Aprovado: JPC



Poente

- Inclinómetros:
- I4P
- Alvos Topográficos:
- Alvo 4, 6, 7 (poente)
- Marcas Topográficas de Superfície:
- Linha PN2 (poente) + PSE2 (poente)
- Extensómetros Multiponto:
- E1, E2, E3 da NN2 + E1, E2, E3 da PN2
- Convergências:
- Pk 0+847 (galeria norte)

LEGENDA:

	- Betão projectado
	- Pedra de Xisto
	- Elementos de drenagem - meia cana Ø400
	- Elementos de drenagem - vala quadrada 0.40x0.40
	- Xistos estaurrolíticos
INSTRUMENTAÇÃO	
	Ext - Extensómetro multiponto instalado à superfície sobre abóbada do túnel
	M - Marca topográfica de nivelção precisa
	I - Inclinómetro
	Pz - Piezómetro
	A - Alvo
	S - Simógrafo
	- Célula de carga, ancoragens definitivas

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: -	Rev.: -
Escala: 1/750	
Data: SET. 2009	
Anexo IV	Folha nº: 9/9
Versão: 3	
Métodos de Observação Durante a Execução de Obras Subterrâneas - Túnel de Seixo Alvo	
Pormenor Emboquilhamento Poente	
Planta cedida pela DLOEACE - Túnel de Seixo Alvo (modificado e simplificado para efeitos de apresentação deste trabalho)	



CONCESSÃO DOURO LITORAL
A32 / IC2 - OLIVEIRA DE AZEMÉIS / IP1 (S.LOURENÇO)
TRECHO 3 - LOUREDO / IP1 (S.LOURENÇO)

Elaborado: ATB, MCS
 Verificado: RP
 Aprovado: JPC

Anexo XI – Evolução da Obra
(Fotos)

Trabalhos de desmatamento e movimentação de terras



Execução dos taludes



Construção da Parede Ancorada



Execução da plataforma para execução do chapéu de micro-estacas



Trabalhos no Interior do Túnel



Levantamentos Geomecânicos (esquerda) e construção do estaleiro (direita)



Aspecto das Frentes no Final do Estágio

