

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



**“Instrumentação e Monitorização de Estruturas
Geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional –
Estudo de caso do talude de aterro entre os Km’s
236+450 e 236+720 da Linha do Sul”**

SOFIA ALEXANDRA MARTINS ROCHA
(Licenciatura em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Vias de Comunicação e Transportes

Orientadores:

Eng.º António Artur Sequeira da Cruz, Equip. Assistente 2º T (ISEL)

Eng.ª Maria Alexandra Borges, Chefe de projeto na área de geotecnia (REFER)

Júri:

Presidente: Eng.ª Luísa Maria Ferreira Cardoso Teles Fortes, Prof. Adjunta (ISEL)

Vogais: Mestre António José Coutinho Lopes Cabral, Prof. Adjunto (ISEL)

Eng.º António Artur Sequeira da Cruz, Equip. Assistente 2º T (ISEL)

Eng.ª Maria Alexandra Borges, Chefe de projeto na área de geotecnia (REFER)

Junho de 2014



Resumo

A geotecnia assume um papel importante nas vias de comunicação. Tendo em conta as condicionantes de traçado em planta e em perfil longitudinal da via-férrea, e fatores socioeconómicos e/ou topográficos, grande parte da rede está inserida em taludes de aterro ou escavação.

Devido à ocorrência de acidentes por instabilização de taludes que provocam perdas de vidas e grandes prejuízos materiais, a monitorização de estruturas geotécnicas tem ganho uma relevância crescente.

De modo a determinar estratégias para dizimar essas ocorrências, torna-se interessante explorar a área de monitorização de estruturas geotécnicas na via-férrea.

Neste relatório encontram-se descritos os pontos referentes à monitorização de estruturas geotécnicas, desde o plano de instrumentação e observação, definido em fase de projeto, até aos vários tipos de instrumentação instalados ao longo da Rede Ferroviária Nacional e sua descrição. Finalizando com o estudo particular do talude de aterro entre os km's 236+450 e 236+720 da Linha do Sul. Este caso de estudo foi fundamento para a realização de um estágio curricular realizado no âmbito do Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, na área de especialização de Vias de Comunicação e Transportes cujo principal objetivo foi o acompanhamento da monitorização de zonas da Rede Ferroviária Nacional que sofreram intervenções, ao nível da estabilização de taludes.

Palavras-chave: Monitorização, instrumentação, plano de instrumentação e observação, linha férrea



Instrumentação e Monitorização de estruturas geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional
Estudo de caso do talude de aterro entre o km 236+450 e o km 236+720 da Linha do Sul



Abstract

The transportation and the geotechnical engineering are two specializations of the civil engineering that can't be apart. Given the constraints of the layout in plan and longitudinal profile of the railway, and socio-economic factors and / or topographic, largely network is inserted into landfill or excavation slopes.

Due to the occurrence of accidents due to slope instability that causes life losses and damage, monitoring of geotechnical structures has gained increasing relevance.

In order to fix strategies to decimate these occurrences, it is interesting to explore the area of monitoring of geotechnical structures on railways.

All the points related to monitoring of geotechnical engineering works, since the monitoring program defined in the design phase, to the various types of instrumentation that are installed along the national rail network in Portugal and its description, are described in the report, concluding with a case study, the monitoring of the landfill slope between pk 236+450 and pk 236+720 of the line of the south. The report was based in an internship performed within the Master's Degree Final Work in Civil Engineering, in the area of specialization of communications routes and transports and had has purpose to monitor the monitoring of areas of the national rail network that suffered interventions, in the geotechnical area.

Keywords: Monitoring, instrumentation, monitoring program, railway





Agradecimentos

Gostaria de começar por agradecer à minha família por todo o suporte, acompanhamento e paciência ao longo destes últimos anos. Queria agradecer em especial aos meus pais, Paulo e Paula Rocha, pelo esforço que fizeram para que eu pudesse continuar os estudos.

Agradeço também a todos os meus colegas e amigos que sempre se mostraram disponíveis para o que foi preciso. Em especial à Verónica Nunes, Filipa Veludo, Carolina Frade e Joana Rodrigues amigas que sempre aqui estiveram, e à Adriana Alves, Patrícia Calado, Cátia Costa, Sofia Amaral que a vida académica trouxe, por todo o apoio que até hoje demonstraram.

Ao meu orientador, Eng.º António Artur Sequeira da Cruz, por ter aceitado orientar-me durante o trabalho final de mestrado e por me ter permitido esta alternativa de estágio.

À minha orientadora, Eng.ª Maria Alexandra Almeida Borges por todo o apoio e tempo disponibilizado. Ao Dr. João Chaves e João Couto, pelo apoio e ensinamento transmitidos durante este curto espaço de tempo.

Dedico este trabalho ao David Dias, por teres partido demasiado cedo e nunca teres tido esta oportunidade, e à “bisavó Lúcia” que me ajudou a tornar-me na pessoa que sou hoje.





Lista de Abreviaturas

PIO – Plano de Instrumentação e Observação

PH – Passagem Hidráulica

REFER – Rede Ferroviária Nacional

Kn – Quilonewton

EN – Norma Europeia

kPa – Quilopascal

mm – milímetros

m - metros

FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra





Índice

1.	Introdução.....	1
1.1.	Considerações iniciais.....	1
1.2.	A importância da geotecnia na manutenção da rede ferroviária nacional	5
1.3.	Estrutura e organização do relatório de estágio	5
2.	Monitorização.....	7
2.1.	Tipos de estruturas geotécnicas monitorizadas existentes na via-férrea nacional	7
2.1.1.	Revestimento com betão projetado	8
2.1.2.	Muros e paredes de contenção.....	8
2.1.3.	Construção de tuneis falsos	8
2.2.	Monitorização nas várias fases de uma estrutura/obra geotécnica	9
2.3.	Grandezas a observar	10
2.3.1.	Deslocamentos Superficiais.....	11
2.3.2.	Deslocamentos internos	11
2.3.3.	Medição de tensões.....	11
2.3.4.	Nível hidrostático	11
3.	Instrumentação.....	15
3.1.	Fatores de influência na escolha do tipo de instrumentação.....	15
3.2.	Características da instrumentação.....	16
3.3.	Métodos de monitorização de deslocamentos internos.....	18
3.3.1.	Inclinómetro	18
3.3.2.	Extensómetro	26
3.4.	Métodos de monitorização de inclinação e rotação	33
3.4.1.	Clinómetro	33
3.4.2.	Tiltmeter	33
3.5.	Método de monitorização de juntas e fissuras	35
3.5.1.	Fissurómetro	35



3.6.	Método de monitorização de tensões	37
3.6.1.	Células de carga.....	37
3.7.	Método de monitorização de grandezas relativas à água.....	40
3.7.1.	Piezómetro	40
4.	Plano de Instrumentação e Observação	49
4.1.	Objetivos e conteúdo de um Plano de Instrumentação e Observação	49
4.2.	Elaboração do Plano de Instrumentação e Observação	51
4.2.1.	Relatórios de monitorização periódicos	51
4.2.2.	Realização do Plano de Instrumentação e Observação após Conclusão da obra	52
5.	Estudo de caso do talude de aterro entre os Km's 236,450 e 236+720 da Linha do Sul	53
5.1.	Caracterização do local	53
5.1.1.	Localização geográfica	53
5.1.2.	Enquadramento geológico e geotécnico do local	54
5.1.3.	Caracterização geológica e geotécnica do local	56
5.2.	Histórico de intervenções no talude de aterro em estudo	59
5.3.	Caracterização das intervenções	63
5.3.1.	Muros de contenção inferior.....	65
5.3.2.	Cortina superior ancorada.....	66
5.3.3.	Drenagem.....	68
5.4.	Plano de instrumentação e observação	71
5.4.1.	Grandezas a medir	72
5.4.2.	Característica dos aparelhos sugeridos no Plano de Instrumentação e Observação ..	72
5.4.3.	Frequência das leituras	75
5.4.4.	Critérios de alerta e alarme	76
5.5.	Apresentação e Interpretação dos valores obtidos da instrumentação instalada.....	78
5.5.1.	Deslocamentos nos alvos topográficos e marcas topográficas.....	79
5.5.2.	Deslocamentos nos inclinómetros	83



5.5.3. Células de carga.....	87
5.5.4. Fissurómetros	93
5.5.5. Observação	93
5.6. Conclusões	97
6. Considerações finais	99
7. Referências bibliográficas	101
I. Apêndices	I-1
A. Anexos	A-1





Lista de figuras

Figura 1 – Localização da Linha do Sul na Rede Ferroviária Nacional	3
Figura 2 - Localização geográfica do troço em estudo.....	4
Figura 3 – Resumo das ações relacionadas com a Monitorização	7
Figura 4 - Tubo inclinométrico em PVC	18
Figura 5 – Tubo inclinométrico em alumínio.....	19
Figura 6 - Torpedo.....	19
Figura 7 - PDA	20
Figura 8 – Unidade de leitura	20
Figura 9 – Unidade de armazenamento de dados].....	20
Figura 10 – Instalação de um tubo inclinométrico utilizando uma válvula de injeção	22
Figura 11 – Manuseamento do inclinómetro	23
Figura 12 – Peça de encaixe	23
Figura 13 – Exemplo de um output de um inclinómetro	25
Figura 14 – Instalação de um extensómetro magnético	27
Figura 15- Instalação de um extensómetro Sondex.....	28
Figura 16 – Instalação de extensómetros magnéticos e de corda vibrante.....	31
Figura 17 – Instalação de extensómetro SONDEX.....	32
Figura 18 - Clinómetro	33
Figura 19 – Tiltmeter e bases de leitura.....	34
Figura 20 – Fissurómetro Tell-Tale	35
Figura 21 – Modo de instalação de um fissurómetro Tell-Tale.....	36
Figura 22 – Fissurómetro com corda vibrante (crackmeter)	37
Figura 23 – Exemplo da consituição de uma célula de carga.....	38
Figura 24 – Célula de carga “ <i>strain gauge</i> ”	38
Figura 25 – Célula de carga de corda vibrante	39
Figura 26 – Piezómetro de tubo aberto.....	41
Figura 27 – Indicador do nível de água	41
Figura 28 – Instalação do piezómetro pneumático.....	43
Figura 29 – Modo de leitura dos dados obtidos através do piezómetro pneumático.....	44
Figura 30 – Instalação do piezómetro de corda vibrante.....	45
Figura 31 – Piezómetro de corda vibrante.....	45
Figura 32 – Método de vácuo	46



Figura 33 – Modo de instalação de um piezómetro de tubo aberto ou de Casagrande	48
Figura 34 – Localização geográfica do troço em estudo	53
Figura 35 – Extrato da Carta Geológica de Portugal com a localização do talude em estudo.	54
Figura 36 – Rotura em talude de aterro superior ao talude em estudo	55
Figura 37 – Descontinuidades visíveis no talude escavação adjacente ao talude em estudo	55
Figura 38 – Marcas topográficas marcadas no carril.....	59
Figura 39 - Fenda no passeio do lado esquerdo da via.....	60
Figura 40 – Espiamento do poste de catenária	61
Figura 41 – Marcas de nivelamento	61
Figura 42 – Colocação de enrocamento	62
Figura 43 – Refechamento das fendas e colocação de uma lona de plástico	62
Figura 44 – Lona de plástico	62
Figura 45 – Refechamento de fendas e colocação de uma lona de plástico	63
Figura 46 – Colocação de enrocamento	63
Figura 47 – Muro com contrafortes.....	64
Figura 48 – Corte do muro de suporte com contrafortes, pormenor do “dente” ao nível da sapata	65
Figura 49 – Muro de suporte na base do talude de aterro.....	66
Figura 50 – Execução do aterro com plataforma de trabalho.....	66
Figura 51 – Parede de betão armado no topo do talude.....	67
Figura 52 – Danos na PH ao km 236+480	68
Figura 53 – Danos na PH ao km 236+680	68
Figura 54 – Localização do posto de Relíquias em relação à localização do talude.....	69
Figura 55 – Pormenor da valeta retangular	70
Figura 56 – Pormenor da restituição das águas	70
Figura 57 – Pormenor da valeta retangular	70
Figura 58 – Pormenor da drenagem longitudinal no aterro.....	71
Figura 59 - Pormenor da drenagem longitudinal na base da parede de betão	71
Figura 60 – Alvo topográfico num muro de suporte	73
Figura 61 – Célula de carga no muro de suporte.....	74
Figura 62 – Tubo inclinométrico em PVC	74
Figura 63 – Manuseamento do torpedo	75
Figura 64 – Localização dos fissurómetros	76
Figura 65 - Resultados do inclinómetro S2, segundo a direção A, no decorrer do ano 2010	84
Figura 66 - Resultados do inclinómetro S4, segundo a direção A, no decorrer do ano 2010	85



Figura 67 – Localização das direções de deslocamento	85
Figura 68 – Localização das ancoragens AD7 e AD21	87
Figura 69 – Localização das ancoragens AD17 e AD66.....	88
Figura 70 – Localização da ancoragem AD24 e AD37	88
Figura 71 – Localização das ancoragens AD6 e AD55.....	88
Figura 72 – Localização da ancoragem ADR6.....	88
Figura 73 – Localização dos fissurómetros F1, F2 e F3.....	93
Figura 74 – Localização do fissurómetro F4	93
Figura 75 – Crescimento de vegetação na folga entre a parede e a drenagem	94
Figura 76 – Deslocamento da drenagem em relação à parede ancorada	94
Figura 77 – Ligeiro assentamento da drenagem.....	94
Figura 78 – Deslocamento entre a drenagem e o muro de suporte.....	95
Figura 79 – Fenda na drenagem	95
Figura 80 – Ravinamento	96
Figura 81 - Ravinamento	96
Figura 82 – Pormenor da parede ancorada	I-2
Figura 83 – Pormenor do muro de suporte ancorado e com contrafortes.....	I-4
Figura 84 - Localização dos trabalhos realizados do local em estudo.....	A-2
Figura 85 – Output inclinómetro I1	A-22
Figura 86 – Output inclinómetro I2	A-23
Figura 87 – Output inclinómetro I3	A-24
Figura 88 – Output inclinómetro I4	A-25
Figura 89 – Output inclinómetro S2	A-26
Figura 90 – Output inclinómetro S4	A-27



Índice de Tabelas

Tabela 1 - Correspondência entre as grandezas a monitorizar e instrumentação existente	13
Tabela 2 - Tipo de erros que podem ocorrer no uso da instrumentação e medidas corretivas.....	17
Tabela 3 - Vantagens e Limitações do inclinómetro	26
Tabela 4 - Vantagens e desvantagens do extensómetro magnético.....	27
Tabela 5 - Vantagens e desvantagens de um extensómetro Sondex.....	28
Tabela 6 - Vantagens e desvantagens do extensómetro de corda vibrante.....	29
Tabela 7 – Vantagens e desvantagens do extensómetro de haste tensionados.....	30
Tabela 8 – Vantagens e desvantagens do extensómetro de haste não tensionado.....	30
Tabela 9 – Vantagens e desvantagens do tiltmeter	35
Tabela 10 – Vantagens e desvantagens de uma célula de carga de corda vibrante.....	39
Tabela 11 - Vantagens e desvantagens das células de carga hidráulica	40
Tabela 12- Vantagens e Desvantagens do piezómetro de tubo aberto ou de Casagrande.....	42
Tabela 13 - Vantagens e desvantagens do piezómetro hidráulico.....	43
Tabela 14 - Vantagens e desvantagens do piezómetro pneumático	44
Tabela 15 - Vantagens e desvantagens do piezómetro de corda vibrante	46
Tabela 16 – Níveis de alerta a considerar num Plano de Instrumentação e Observação	50
Tabela 17 – Características geométricas das PH's.....	69
Tabela 18 – Características das valetas a instalar no local	71
Tabela 19 – Critérios de alerta e alarme para o acréscimo de valor de carga nas ancoragens	77
Tabela 20 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens..	78
Tabela 30 – Instrumentação instalada no local de estudo	79
Tabela 31 – Resultados das deformações incrementais dos inclinómetros S2 e S4.....	84
Tabela 32 – Resultados das leituras dos inclinómetros	87
Tabela 33 – Resumos dos valores registados a 10/05/2013	92
Tabela 34 – Dados referentes às marcas A1, A1A e A2	A-3
Tabela 35 – Dados referentes às marcas A3, A4 e A6	A-3
Tabela 36 – Dados referentes às marcas A6A, A6B e A6C	A-3
Tabela 37 – Dados referentes às marcas A7, A8 e A9	A-4
Tabela 38 – Dados referentes às marcas A11, A12 e A13	A-4
Tabela 39 – Dados referentes às marcas A13A, A14 e A14A	A-4
Tabela 40 – Dados referentes às marcas A15, A15A e A16	A-5
Tabela 41 – Dados referentes às marcas A16A, A17 e A17A	A-5



Tabela 42 - Dados referentes às marcas A19, A21 e A22.....	A-5
Tabela 43 - Dados referentes às marcas A23, A25 e A26.....	A-6
Tabela 44 - Dados referentes às marcas A26A, A27 e A27A.....	A-6
Tabela 45 - Dados referentes às marcas A28, A29 e AC1.....	A-6
Tabela 46 - Dados referentes às marcas AC1A, AC2 e AC2A.....	A-7
Tabela 47 - Dados referentes às marcas PH1 e PH2.....	A-7
Tabela 48 - Dados referentes às marcas M1, M2 e M3.....	A-8
Tabela 49 - Dados referentes às marcas M4, M5 e M6.....	A-8
Tabela 50 - Dados referentes às marcas M7, M8 e M9.....	A-8
Tabela 51 - Dados referentes às marcas M10, M11 e M12.....	A-9
Tabela 52 - Dados referentes às marcas M13, M14 e M15.....	A-9
Tabela 53 - Dados referentes às marcas M16, M17 e M18.....	A-9
Tabela 54 - Dados referentes às marcas M19, M20 e M21.....	A-10
Tabela 55 - Dados referentes às marcas M22 e M23.....	A-10
Tabela 56 – Posição das marcas de nivelamento no talude.....	A-11
Tabela 57 – Marcas referentes ao Perfil 5 – km 236+550.....	A-12
Tabela 58– Marcas referentes ao Perfil 6 – km 236+560.....	A-12
Tabela 59– Marcas referentes ao Perfil 7 – km 236+570.....	A-12
Tabela 60– Marcas referentes ao Perfil 8 – km 236+580.....	A-12
Tabela 61– Marcas referentes ao Perfil 9 – km 236+590.....	A-13
Tabela 62– Marcas referentes ao Perfil 10 – km 236+595.....	A-13
Tabela 63– Marcas referentes ao Perfil 11 – km 236+600.....	A-14
Tabela 64– Marcas referentes ao Perfil 12 – km 236+610.....	A-14
Tabela 65– Marcas referentes ao Perfil 13 – km 236+620.....	A-14
Tabela 66– Marcas referentes ao Perfil 14 – km 236+630.....	A-15
Tabela 67– Marcas referentes ao Perfil 15 – km 236+640.....	A-15
Tabela 68– Marcas referentes ao Perfil 16 – km 236+650.....	A-15
Tabela 69– Marcas referentes ao Perfil 17 – km 236+660.....	A-16
Tabela 70– Marcas referentes ao Perfil 18 – km 236+670.....	A-16
Tabela 71– Marcas referentes ao Perfil 19 – km 236+680.....	A-16
Tabela 72– Marcas referentes ao Perfil 20 – km 236+690.....	A-17
Tabela 73– Marcas referentes ao Perfil 21 – km 236+700.....	A-17
Tabela 74 – Dados referentes às células de carga do muro superior.....	A-18
Tabela 75 – Dados referentes às células de carga no muro inferior.....	A-19



Tabela 76 – Dados referentes aos fissurómetros	A-21
Tabela 21 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens ...	A-28
Tabela 22 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens ...	A-29
Tabela 23 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens ...	A-30
Tabela 24 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos nos muros ancorados	A-31
Tabela 25 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos no muro	A-32
Tabela 26 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos	A-33
Tabela 27 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos	A-34
Tabela 28 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos nos muros de suporte.....	A-35
Tabela 29 - Critérios de alerta e alarme para os inclinómetros	A-37



1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

No âmbito da obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de especialização de Vias de Comunicação e Transportes, realizou-se o seguinte trabalho sobre “Instrumentação e Monitorização de estruturas geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional – Estudo do caso do talude de aterro entre os Km’s 236+450 e 236+720 da Linha do Sul”

Este trabalho foi fundamentado num estágio de 27 semanas cumprido na empresa REFER – EPE, no Departamento de Geotecnia, e consistiu nos seguintes objetivos:

- Capacidade de programar campanhas de leitura de instrumentação em determinado local de acordo com o PIO;
- Execução de forma autónoma de leituras de instrumentação estabelecida para uma estrutura monitorizada;
- Avaliação crítica dos resultados obtidos nas leituras e consequente atuação em conformidade.

A escolha para a realização deste TFM recaiu sobre um relatório de estágio devido ao facto de se ter um contacto mais direto com a vertente prática desta profissão. Por se ter optado pelo ramo de Vias de Comunicação e Transportes como área de especialização de mestrado, houve um contacto com unidades curriculares mais direcionadas para o dimensionamento de vias, rodoviárias e ferroviárias, e por este motivo decidiu-se ser correto realizar o TFM na área de vias ferroviárias.

Através da realização de um estágio curricular, como trabalho final de mestrado, é proporcionada uma preparação para o mercado do trabalho, o que nos dias que correm pode ser uma mais-valia, e onde é possível consolidar o conhecimento adquirido ao longo do curso e aprender com as atividades a realizar.

A Rede Ferroviária Nacional - REFER, EP foi criada em 1997, pelo Decreto-Lei n.º 104/97, de 29 de Abril, como empresa pública responsável pela prestação do serviço público de gestão, renovação, construção e conservação da infraestrutura integrante da rede ferroviária nacional.

Em 22 de julho de 2008, o Decreto-Lei n.º 141/2008 altera a denominação para Rede Ferroviária Nacional - REFER, EPE (Entidade Pública Empresarial) e introduz alterações aos seus estatutos, procedendo à sua republicação.



De acordo com a Lei n.º 10/90, de 17 de Março, designada por Lei de Bases do Sistema de Transportes Terrestres, veio consagrar-se o princípio da separação entre a responsabilidade pela construção, renovação e conservação da infraestrutura, atribuída ao Estado ou a «entidade atuando por sua concessão ou delegação», e a exploração do transporte ferroviário, a REFER não pode explorar quaisquer serviços ferroviários.

A missão da REFER é a gestão da Rede Ferroviária Nacional nas suas vertentes de construção, conservação, preservação do Património e gestão da capacidade das atividades da empresa reguladas pelos objetivos estratégicos definidos pelas orientações estratégicas para o sector ferroviário.

Durante o estágio foi realizado um acompanhamento da monitorização de obras geotécnicas existentes ao longo da Rede Ferroviária Nacional, com maior ênfase no aterro existente no local em estudo.

O caso de estudo reflete sobre um talude de aterro na Linha do Sul. A Linha do Sul é um troço da Rede Ferroviária Nacional que assume uma importância relevante em Portugal, fazendo a ligação entre a margem norte, estação de Campolide A em Lisboa, e sul do rio Tejo, a estação de Tunes no Algarve. Segundo o IET 50 (Instrução de Exploração Técnica) a Linha do Sul arca uma extensão de 272,504 km desde a agulha junto à ponte (Linha de Cintura) até à estação de Tunes.

A Linha do Sul foi um dos primeiros projetos ferroviários em Portugal. Primeiramente foi apresentada a ideia de se unir Lisboa e Alcácer do Sal para facilitar as ligações entre estas duas zonas do país, tendo sido a mesma depois estendida até ao Algarve. Para a construção do Caminho de Ferro do Sul foram contratadas duas companhias, a Companhia Nacional dos Caminhos de Ferro ao Sul do Tejo que ficou responsável pelo troço Barreiro-Vendas Novas, e a Companhia do Sueste que ficou responsável com o troço a partir de Vendas Novas. O objetivo principal deste caminho-de-ferro era a união das cidades de Beja e Lisboa.

O primeiro troço foi inaugurado a 1 de Fevereiro de 1861, fazendo a ligação entre Pinhal Novo e Setúbal. Nesse mesmo ano foi concluída a ligação até Vendas Novas. Este troço tinha uma bitola de 1,44 metros, bitola utilizada pela Companhia Nacional de Caminhos de Ferro ao Sul do Tejo, o que trouxe bastantes inconvenientes pois a Companhia do Sueste utilizava bitola de 1,67 metros e já tinha iniciado a construção do resto do troço, o que obrigava a que em Vendas Novas houvesse transbordo de passageiros e mercadorias. Para solucionar este problema o governo português adquiriu a Companhia Nacional de Caminhos de Ferro ao Sul do Tejo tendo a Companhia do



Sueste responsável por finalizar as obras e uniformizar as bitolas. Em 15 de Fevereiro de 1864 o caminho-de-ferro chegou a Beja e a Faro em 1 de Julho de 1889. Em 1906 é aberta a exploração do troço entre Tavira e Vila Real de Stº António concluindo assim a construção da Linha do Sul.

Durante o século XX a linha do Sul tornou-se responsável pelo movimento de mercadorias entre o Algarve e Lisboa funcionando como meio de transporte para exportação de madeiras e fornecimento de bens alimentares à cidade de Setúbal (farinhas, óleos e azeites). A estação de São Bartolomeu de Messines foi também um ponto estratégico visto estar localizada no ponto industrial de panificação mais importante do Algarve. Na Figura 1 podemos observar o desenvolvimento atual da Linha do Sul.

Entre o ano de 2000 e 2004 a Linha do Sul foi alvo de trabalhos de modernização onde se procedeu à ripagem da via, aumentado o seu raio de curvatura em alguns troços, permitindo que os serviços de Alfa-Pendular atingissem velocidades de 220 km/h, foram também concluídos os trabalhos de eletrificação da linha entre o Pinhal Novo e Tunes.

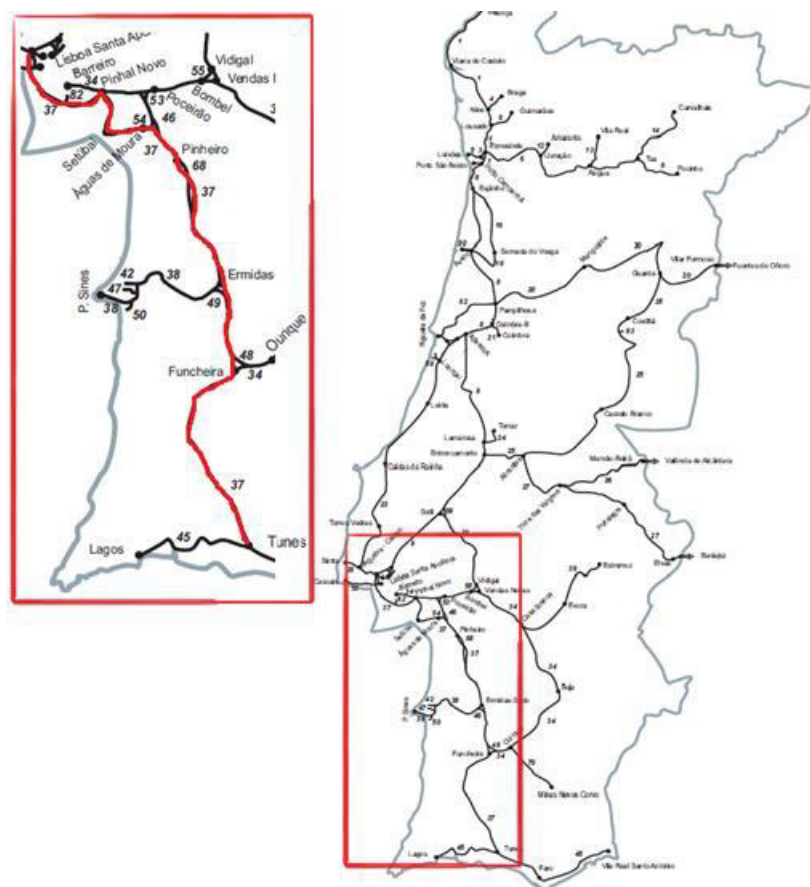


Figura 1 – Localização da Linha do Sul na Rede Ferroviária Nacional [adaptado de IET 50 – 2010, REFER]



Durante as obras de modernização da Linha do Sul, uma das zonas a ser intervencionada foi o troço em aterro entre os km's 236+450 e 236+720, na Figura 2 pode-se observar a sua localização geográfica. A Linha do Sul neste local desenvolve-se em aterro, que apresenta uma inclinação aproximada de 1 V: 1,5 H, segundo um traçado em curva, a Oeste de S. Martinho das Amoreiras, no concelho de Odemira, e encontra-se localizado entre as estações de Amoreiras-Odemira (km 226+500) e Luzianes (km 242+600).

Sendo a Linha do Sul uma linha centenária os materiais de aterro eram resultantes das escavações efetuadas nos troços adjacentes (onde se encontram taludes de escavação), e eram depositados de uma forma pouco controlada, o que resultava em aterros relativamente heterogéneos e pouco compactados.

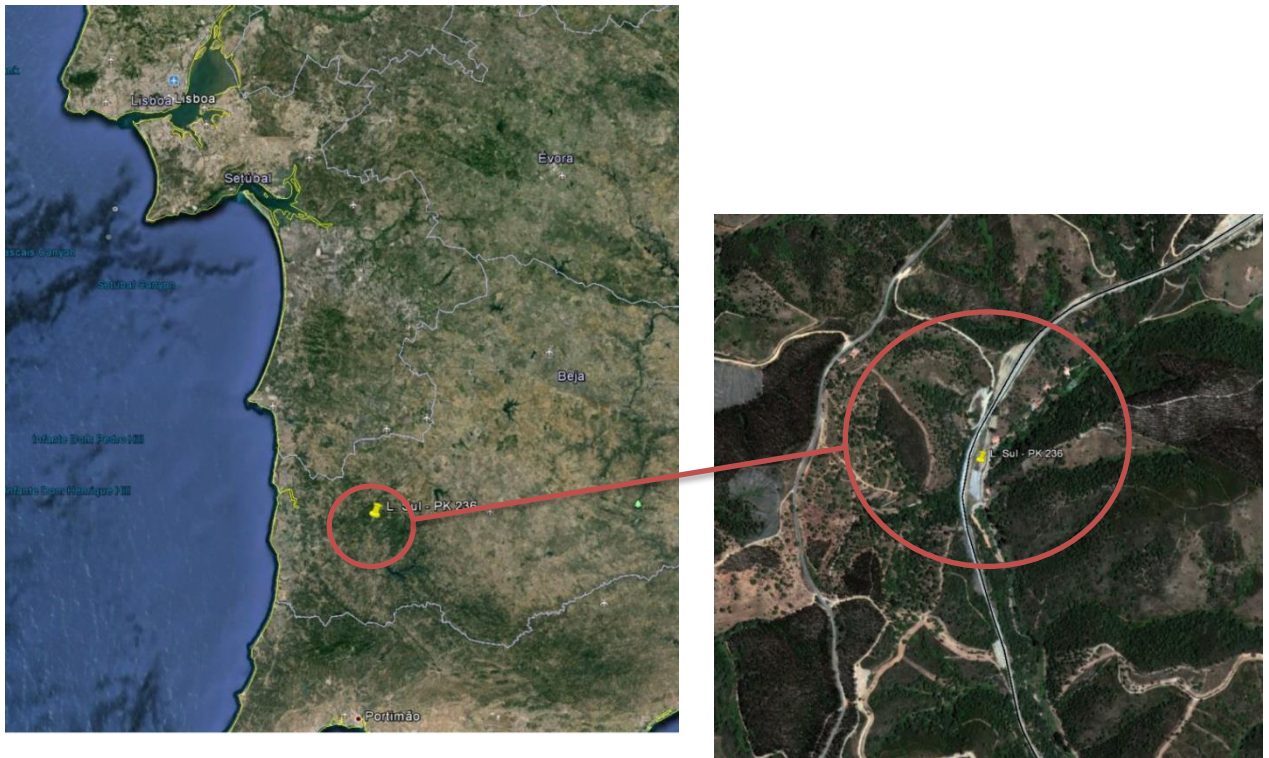


Figura 2 – Localização geográfica do troço em estudo (Linha do Sul – Entre os km's 236+500 e 236+720) [adaptado de Google Earth]

Desde 2004, após a conclusão das obras de modernização, que existe um registo deficiente do comportamento deste aterro, manifestado por alterações dos parâmetros de via e abertura de fendas na plataforma, havendo que recorrer a frequentes ações de manutenção. Após as chuvadas ocorridas entre Fevereiro a Março de 2010 foram detetados na crista do aterro sinais evidentes de



instabilidade, evidenciados pela abertura de fendas longitudinais, assentamentos crescentes na via e pelos deslocamentos registados nos inclinómetros existentes.

1.2. A importância da geotecnia na manutenção da rede ferroviária nacional

A geotecnia tem um papel bastante crucial na rede ferroviária nacional. Não só devido ao relevo existente em Portugal e às exigências do traçado em planta e perfil longitudinal na via-férrea, que fazem com que grande parte da rede ferroviária se encontre inserida em zonas de aterro e escavação, mas também devido ao crescente grau de exigência a que toda a infraestrutura ferroviária tem estado sujeita nos últimos anos resultante do aumento do peso por eixo das composições e do aumento das velocidades de circulação.

É necessário então controlar toda a envolvente da linha ferroviária, desde o controlo de taludes de escavação e aterro, até a garantia da drenagem de toda a infraestrutura, visto que a água é o agente erosivo que provoca uma maior erosão e instabilidade.

Tendo em conta estes fatores, pode-se dizer que a geotecnia, na vertente ferroviária, tem a responsabilidade de estudos e projetos nomeadamente na área de:

- Estudos geológicos e geotécnicos;
- Estudos hidrológicos;
- Projetos de terraplenagem;
- Projetos de dimensionamento da plataforma ferroviária;
- Projetos de drenagem;
- Projetos de contenção e estabilização de taludes;
- Monitorização de taludes e obras geotécnicas.

Neste contexto, são frequentemente executadas obras de estabilização/contenção de taludes, bem como todo o dimensionamento da drenagem da via (drenagem longitudinal e transversal) as quais visam assegurar níveis adequados de segurança à circulação ferroviária.

Para garantir o melhor aproveitamento de todas as intervenções realizadas nos locais em risco e o seu bom funcionamento, é necessário ser realizada uma correta monitorização e manutenção.

1.3. Estrutura e organização do relatório de estágio

O presente relatório encontra-se dividido em seis capítulos.



No primeiro capítulo, introdução, foram tidas em conta todas as considerações iniciais, tais como, uma pequena introdução ao tema, onde foi feita uma introdução histórica referente à linha férrea em estudo, linha do sul, e uma referência à localização do estudo de caso na rede ferroviária. Foi feita também uma referência da importância da geotecnia e da sua monitorização na via-férrea. Neste capítulo é apresentada a estrutura e organização do trabalho em questão.

O segundo capítulo é relativo à monitorização, onde se referem que tipos de estruturas que se encontram monitorizadas na rede ferroviária nacional e quais as grandezas que se pretende observar numa ação de monitorização bem como a sua aplicação nas diferentes fases de uma obra.

O terceiro capítulo é alusivo à instrumentação. Neste capítulo são apresentados vários pontos referentes a este tema, bem como, a aquisição e tratamento de dados, o desempenho e características dos instrumentos de medição, os fatores de influência tidos em conta na escolha da instrumentação, e alguns exemplos de instrumentação existentes (suas características e modo de utilização e instalação).

O quarto capítulo é relativo ao Plano de Instrumentação e Observação, onde são descritos os seus objetivos e pontos referentes à sua realização.

No quinto capítulo é apresentado o caso de estudo referente ao talude de aterro entre os km's 236+450 e 236+720 da Linha do Sul.

No sexto capítulo são apresentadas considerações e reflexões finais.

Por fim, enumeram-se as referências bibliográficas que serviram de apoio para a realização deste trabalho bem como todos os anexos que complementam o mesmo.



2. Monitorização

A Monitorização é uma ação que se serve e apoia na instrumentação e observação para controlo de uma estrutura/ obra subterrânea nas suas diversas fases de vida (fase obra e fase de exploração) tendo com base critérios de deformação/variação expeáveis. Ou seja, é uma ação que se baseia em observar, controlar e medir grandezas correlacionáveis em pressupostos de comportamento onde há um reconhecimento de fenómenos que leva a uma ajuda na tomada de decisões, todo este processo é apresentado na Figura 3 de um modo resumido.

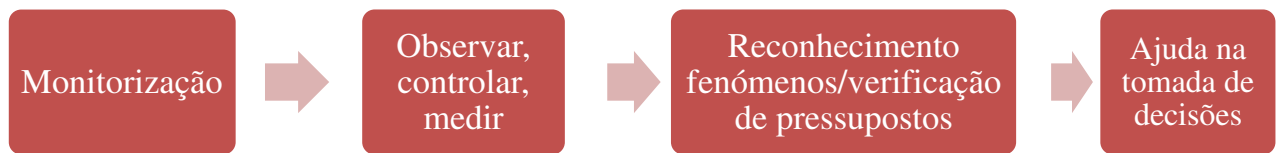


Figura 3 – Resumo das ações relacionadas com a Monitorização

A monitorização passa pela observação do comportamento e características de estruturas geotécnicas de modo a pressupor o seu comportamento quando esta se encontra sujeita a cargas, movimentos e outras ações que podem ter origem em fenómenos naturais, ou originados pela ação do Homem, e verificar se coincidem com os pressupostos de projeto e construção.

2.1. Tipos de estruturas geotécnicas monitorizadas existentes na via-férrea nacional

As obras que envolvam estruturas geotécnicas estão, na maior parte das vezes, associadas a escavações e aterros. No caso da via-férrea a ocorrência de imprevistos nestas estruturas poderá provocar grandes danos materiais, sendo possível haver também a perda de vidas. Estando a estrutura monitorizada, os técnicos responsáveis pela monitorização da estrutura têm elementos para efetuar uma análise da estrutura (ou local) em questão, podendo validar se a estrutura existente é a mais adequada para as ocorrências verificadas no troço em questão.

A escolha do processo de contenção mais adequado é um ponto bastante importante, pois têm se ter em conta vários fatores:

- **Localização da estrutura**, ou troço a observar, pois, se o local for de difícil acesso há que ter em conta que meios e máquinas se podem movimentar para o mesmo, o que pode levar a uma alteração do processo em escolha.



- **Altura do talude**, para ser decidido se é mais eficiente realizar a estabilização do talude, ou reforçar o solo.

Apresentam-se de seguida algumas estruturas geotécnicas existentes na via-férrea nacional que são objeto de monitorização.

2.1.1. Revestimento com betão projetado

O revestimento de um talude com betão projetado permite a proteção e controlo da erosão superficial do talude, normalmente é reforçado, interiormente, por meio de armaduras. A utilização de pregagens é bastante comum neste caso, pois reforçam o interior do talude, sendo regularmente utilizadas em taludes com inclinações altas.

2.1.2. Muros e paredes de contenção

Quando não é possível realizar um reperfilamento do talude devido a obras adjacentes à linha férrea, por necessidade de um complemento a obras de terraplenagem, ou simplesmente por não haver espaço para esse tipo de alternativas é comum o uso de muros de suporte, que podem ser:

- Muros de gravidade, asseguram a estabilidade do talude apenas com o seu peso próprio, como exemplo têm-se os muros de gabiões e muros de betão armado, a construção deste tipo de muro realiza-se da base para o topo, sendo importante que se assegurem condições para realizar escavações e construção de uma sapata de fundação;
- Paredes de contenção, este processo tem a vantagem de poder ser usado em zonas de escavação como em zonas de aterro. Este tipo de contenção tem implícito a execução de ancoragens pois diminui a probabilidade de efeitos de deslocamentos no talude.
- Estruturas de suporte compósitas, são compostas por elementos dos dois tipos acima referidos. Têm-se como exemplo deste tipo de estrutura as obras de terra reforçadas com armaduras, geotêxteis ou injeções de caldas e estruturas com vários níveis de ancoragens ou de pregagens.

2.1.3. Construção de tuneis falsos

Os tuneis falsos são utilizados para permitir que os blocos rochosos não caiam diretamente na via, garantindo a segurança na circulação do comboio. Este tipo de solução aplica-se a taludes muito fraturados ou com grandes quantidades de blocos soltos em que a fixação e/ou desmonte são antieconómicos. Não é muito comum a utilização deste tipo de estrutura por ser uma opção muito dispendiosa em comparação com outras soluções.



Apesar de não ser uma estrutura de contenção é usual o uso de drenagem e proteção superficial como complemento a qualquer estrutura de contenção utilizada.

Durante a fase de construção, e durante o seu período de vida útil, sempre que a situação o justifique, é necessário ser elaborada a monitorização de todos os elementos construídos para que não voltem a ocorrer incidentes.

De seguida são apresentados os objetivos da utilização da monitorização nas várias fases de uma estrutura geotécnica.

2.2. Monitorização nas várias fases de uma estrutura/obra geotécnica

A monitorização fornece elementos essenciais para a elaboração de um projeto e sua execução nas diferentes fases em que ele se desenvolve. Todos os projetos que assumam uma importância relevante exigem estudos geotécnicos não só antes e durante a fase de projeto como também durante e após a fase de construção. Quando se opta por recorrer à monitorização desde a fase de projeto pode-se obter vários benefícios, tanto para o bom funcionamento e durabilidade da obra como para a segurança da mesma.

A monitorização na fase de projeto pode trazer benefícios para que todas as fases seguintes corram da melhor maneira possível. Benefícios como:

- Obtenção de parâmetros como a pressão intersticial e suas variações (utilização de piezómetros) durante os trabalhos de prospeção;
- Verificação das condições hidrogeológicas (posição do nível freático, permeabilidade);
- Determinação de estados de tensão e de deformabilidade in-situ.

Para a verificação destes fatores numa fase de projeto há que elaborar um plano de observação e estabelecer que tipo de instrumentação tem que ser instalada no local. Muitas das vezes o plano de observação é apenas elaborado durante a fase de obra, passando assim os objetivos pelo controlo de instrumentação e estruturas geotécnicas durante os processos de construção.

Benefícios da utilização de monitorização durante a fase de obra:

- Ensaios em aterros experimentais para verificar taxas de assentamento, ensaios de carga estáticos e dinâmicos em estacas;
- Confirmação de todos os parâmetros geotécnicos;



- Controlo do comportamento:
 - Estrutura em execução;
 - Maciço envolvente;
 - Estruturas vizinhas;
- Definição de velocidade de avanço da obra;
- Controlo de qualidade da execução de obra;
- Segurança da obra.

Os benefícios a serem retirados da aplicação de monitorização nesta fase estão dependentes do tipo e do tamanho da obra, das condições existentes e do planeamento de obra. Nesta fase a instrumentação pode ser utilizada como um auxiliar na construção.

Benefícios da utilização de monitorização durante a fase exploração:

- Controlo da estrutura durante o seu período de vida;
- Comportamento do maciço envolvente e a interação deste com a estrutura;
- Verificação das condições de operação e segurança.

Podemos então dizer que a monitorização pode gerar os seguintes benefícios:

- Antecipação a qualquer tipo de ocorrência na estrutura geotécnica em questão;
- Avaliação dos pressupostos de projeto com o intuito de reduzir os riscos;
- Minimizar os danos em estruturas adjacentes ou na próxima obra;
- Avaliação e melhoria dos vários métodos construtivos e meios para execução da obra;
- Fornecimento de garantias de qualidade, especialmente no caso de projetos de construção;
- Controlo de obra (fator de decisão na velocidade de avanço de obra);
- Facilidade na conceção de ações de correção em situações de alarme;
- Auxílio na gestão de projetos politicamente sensíveis e reduzir litígios;
- Promover correções em projetos futuros se necessário.

2.3. Grandezas a observar

Como já foi referido, durante as ações de monitorização é esperada a observação de certas grandezas para garantir a qualidade e segurança da estrutura em questão. Entre as várias grandezas podemos enumerar:



2.3.1. Deslocamentos Superficiais:

- Horizontais;

Este tipo de deslocamento pode ser observado, por exemplo, através de um tiltmeter. É esperada a deteção de possíveis escorregamentos ou deslocamentos horizontais na superfície da estrutura.

- Verticais;

Este tipo de deslocamento pode ser observado através de instrumentação topográfica (tais como marcas de superfície ou alvos topográficos) e por instrumentação geotécnica (inclinómetro horizontal) e é pretendido a deteção de assentamentos.

2.3.2. Deslocamentos internos;

- Horizontais;

A monitorização deste tipo de deslocamento ocorre em taludes, onde se pretende verificar a sua estabilização, também nos possibilita descobrir zonas de corte e a sua geometria e também, medir a deformação, se já existir, e a sua velocidade; em muros de suporte e escavações profundas onde se pretende verificar a deformada da estrutura de contenção, os movimentos ocorrentes a tardo do muro.

- Verticais;

A monitorização deste tipo de deslocamento é verificada, normalmente, em aterros, onde se deve monitorizar a consolidação e características da fundação; em escavações, onde a monitorização deve incidir no comportamento do fundo e assentamentos laterais; e em fundações, onde se monitoriza o comportamento da fundação.

2.3.3. Medição de tensões;

Deve realizar-se a medição de tensões que possam estar a ocorrer, por exemplo, num aterro com um muro de contenção, onde as células de carga permitem avaliar o comportamento do aterro.

2.3.4. Nível hidrostático;

É importante ser monitorizada a pressão intersticial, pois a sua existência influencia:

- Aterros – onde esta pressão está associada ao controlo de assentamentos;
- Escorregamentos – associada, por exemplo, à lubrificação de superfícies de escorregamento;
- Estrutura de suporte - onde se encontra associada aos impulsos sobre as estruturas e a sua variação sazonal;



- Escavações profundas: quando relacionada com assentamentos de estruturas adjacentes, tensões no fundo e rebaixamentos do nível freático local (manter escavação seca);
- Compactação de aterros ou terrenos com más características geotécnicas – verificam o aumento da pressão intersticial por adensamentos dos materiais.

Na Tabela 1 - Correspondência entre as grandezas a monitorizar e instrumentação existente [tabela adaptada de retirado do livro Manual de tuneles y obras subterranas. Carlos Lopez Jimeno, 2011] relacionadas todas as grandezas referidas e os tipos de instrumentação utilizados para as monitorizar.



Tabela 1 - Correspondência entre as grandezas a monitorizar e instrumentação existente [tabela adaptada de retirado do livro Manual de tuneles y obras subterranas. Carlos Lopez Jimeno, 2011]

Grandezas a monitorizar		Deslocamentos Superficiais				Deslocamentos Profundos		Pressões e Cargas	
		Monitorização topográfica	Extensómetro de haste	Inclinómetro (horizontal)	Fissurómetro	Inclinómetro (vertical)	Extensómetro de sonda	Piezómetros	Células de Carga
Assentamentos	Estruturas	x	x	x					
	Terreno	x	x	x			x		
Deformações no interior do terreno	Solos (vertical)	x	x				x		
	Solos (horizontal)	x				x	x		
	Maciço	x							
	Falhas	x			x				x
Pressões	Intersticiais							x	
Cargas (sob elementos estruturais)									x





3. Instrumentação

A instrumentação é um conjunto de técnicas que implicam a instalação de equipamentos em estruturas de suporte, taludes, obras subterrâneas, etc.. para a obtenção de dados, através de métodos geotécnicos ou topográficos, no âmbito de um plano de instrumentação.

Visto que a monitorização é uma ação que se apoia na instrumentação, os objetivos da instrumentação seguem as mesmas diretrizes que os da monitorização. Tendo sempre em conta que, segundo Ralph Peck (1973), a instrumentação não é substituto de um projeto bem definido.

3.1. Fatores de influência na escolha do tipo de instrumentação

Cada projeto apresenta um conjunto de parâmetros críticos, como exemplo nos taludes temos a altura e inclinação do talude, existência de falhas ou escoamento superficial, águas subterrânea, entre outros. É da responsabilidade do projetista identificá-los e selecionar o tipo de instrumentação mais correto para avaliar esses parâmetros. Qual a informação necessária para o projeto inicial? Qual a informação necessária para avaliação do desempenho durante e após a construção? As especificações do equipamento utilizado, como alcance, resolução e precisão de leituras, devem ser identificadas e apresentadas quando a instrumentação é escolhida.

Deste modo são apresentados em seguida alguns dos fatores a ter em conta na escolha do tipo de instrumentação a instalar:

a) Condições do solo

As condições do solo são capazes de ser o fator com mais peso na escolha da instrumentação a utilizar. É necessário elaborar uma análise às características do solo e de todos os parâmetros que possam ser necessários ter em conta para se optar pela instrumentação mais correta para o local.

b) Desempenho dos instrumentos

O desempenho da instrumentação é caracterizado por determinados fatores, tais como:

- Sensibilidade;
- Robustez;
- Precisão;
- Campo de leitura;
- Estabilidade;
- Tempo de resposta;
- Efeito do meio;



- Garantia de leituras.

c) **Custo**

A diferença entre um instrumento mais caro e um mais barato é irrelevante, por vezes instrumentos mais baratos têm processos de instalação e de leitura que exijam mais meios do que um equipamento de custo superior, logo, por vezes é uma má aposta optar por um aparelho mais barato e menos fiável, pois a sua possível substituição seria muito dispendiosa e por vezes nem sequer é possível. Mesmo quando é substituível todos os valores registados até ao momento deixam de ter qualquer interesse.

d) **Condições ambientais**

A temperatura e humidade afetam a escolha da instrumentação, este assunto será abordado no capítulo 3.2. do presente trabalho.

e) **Armazenamento de dados**

Um sistema automatizado de aquisição e armazenamento de dados pode ser necessário se (1) houver necessidade de monitorização a tempo real e alarmes automáticos, (2) aparelhos estarem em locais de difícil acesso, (3) quando existe uma grande quantidade de instrumentação para ler no mesmo local e (4) quando não existem técnicos qualificados para efetuar as leituras.

f) **Vida útil**

Fatores como a duração do Plano de Instrumentação e Observação ou a verificação de que o instrumento tem proteção contra a corrosão, têm uma forte influência na vida útil do instrumento a escolher.

3.2. **Características da instrumentação**

Os instrumentos de medição de determinada grandeza devem estar em **conformidade** com o local onde são instalados, para que a presença do instrumento não altere os valores do parâmetro a verificar, ou seja, durante o processo de instalação os materiais utilizados devem possuir uma deformabilidade próxima do meio envolvente (ex: caldas de injeção utilizadas na instalação de tubos inclinómetros e extensómetros), devem ter um grau de **precisão** elevado, para uma maior aproximação ao valor real do parâmetro a medir. Este fator é determinado durante a calibração do equipamento, como exemplo nos instrumentos de medição linear este valor é normalmente apresentado com ± 1 mm. O **erro** é também uma constante bem presente em toda a instrumentação pois pode ter diferentes origens, como se apresenta na Tabela 2, podendo sempre serem aplicadas medidas corretivas para a sua mitigação.



Tabela 2 - Tipo de erros que podem ocorrer no uso da instrumentação e medidas corretivas para os mesmos [adaptado de Dunnicliff, John - Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance]

Tipo de Erro	Causas	Medidas corretivas dos instrumentos
Erro grosseiro	Inexperiência Falha na leitura Falha no registo Erro computacional	Mais cuidado/atenção Treino Leituras duplicadas Dois observadores Comparação com as leituras prévias
Erro sistemático	Calibração imprópria Falta de calibração Histerese Não linearidade	Uso de calibração correta Recalibração Uso de padrões Uso de procedimentos de leitura consistentes
Erro de conformidade	Detalhes de instalação incorretos Limitações do instrumento de medição	Seleção de instrumento apropriado Modificação dos procedimentos de instalação Aprimoramento do projeto de instrumentação
Erro ambiental	Clima Temperatura Vibração Corrosão	Registrar as variações ambientais e introduzir correções Fazer escolha apropriada dos materiais dos instrumentos
Erro observacional	Variação entre observadores	Treino Usos de sistemas de aquisição automática de dados
Erro de amostragem	Variabilidade nos parâmetros medidos Técnicas incorretas de amostragem	Instalação de um número suficiente de instrumentos nos locais representativos
Erro aleatório	Ruído Atrito Efeitos ambientais	Seleção correta dos instrumentos Eliminação temporária de ruídos Leituras múltiplas Análises estatísticas



3.3. Métodos de monitorização de deslocamentos internos

3.3.1. Inclínómetro

O inclinómetro é um instrumento que mede deslocamentos e é constituído por um tubo inclinométrico, torpedo e unidade de leitura. Existem dois tipos de inclinómetro, o inclinómetro vertical, que mede deslocamentos profundos horizontais, e o inclinómetro horizontal, que mede assentamentos que possam ocorrer. O inclinómetro vertical é o utilizado pela REFER na análise de taludes e obras de contenção. Os inclinómetros deste tipo permitem localizar a profundidade da superfície de rutura do talude e saber como progridem os movimentos num maciço, ao longo do tempo. É adequado para monitorizações a longo-prazo.

Descrição dos seus constituintes

- Tubo inclinométrico

Os tubos inclinométricos desempenham 3 (três) funções simultaneamente: (1º) permite o acesso do torpedo do inclinómetro para que o mesmo possa fazer as leituras a que se destina, (2º) o tubo acompanha os movimentos internos do maciço (para isso convém ser constituído por material leve, como por exemplo, alumínio ou PVC) e (3º) as suas ranhuras (como indicado na Figura 4 e Figura 5) permitem o controlo da orientação do torpedo.



Figura 4 - Tubo inclinométrico em PVC



Figura 5 – Tubo inclinométrico em alumínio

Os tubos são instalados em furos verticais nos locais definidos pelo Plano de Instrumentação e Observação. Existem três tipos de tubos, sendo que a única coisa que os diferencia é o diâmetro dos mesmos, que podem ter ϕ 85mm, ϕ 70mm e ϕ 49mm. Após instalação é efetuada uma primeira leitura (zeragem) para que haja um ponto de comparação com as medidas que irão ser efetuadas posteriormente.

- Torpedo

O inclinómetro inclui um torpedo, que se apresenta na Figura 6, com sensores pendulares numa direção (axial) ou em duas direções (biaxial - utilizado na REFER). O inclinómetro biaxial contém dois acelerómetros, que registam as inclinações em termos de desvio angular e transformam esse desvio em deslocamento relativamente à normal à superfície, um que mede o plano referente às roldanas, elemento que permite que o torpedo “deslize” ao longo do tubo inclinométrico através das ranhuras constituintes do mesmo, eixo A, e o outro que mede o plano perpendicular ao eixo A, o eixo B. As medições começam no fundo do tubo (que deve se encontrar fixo) fazendo leituras de 0,5 em 0,5 metros.



Figura 6 - Torpedo



- Unidades de leitura

O inclinómetro portátil tem uma unidade de leitura à superfície que se encontra ligado a um PDA por Bluetooth (modelo utilizado na REFER) como se exhibe na Figura 7 e Figura 8:



Figura 7 - PDA



Figura 8 – Unidade de leitura

O PDA (personal digital assistant) é um aparelho utilizado mais recentemente, existe também outro equipamento que consiste numa caixa de leitura capaz de armazenar vários outputs de leituras efetuadas e é recarregável através de energia elétrica. Na Figura 9 é apresentado um exemplo desta unidade de armazenamento de dados:



Figura 9 – Unidade de armazenamento de dados [imagem adaptada de <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec129.pdf>]



Instalação do tubo inclinométrico:

Um tubo inclinométrico pode ser instalado através de vários métodos. De seguida é apresentado o método mais comum de instalação de tubos inclinométricos que se encontra ilustrado na Figura 10.

- 1) Abrir um furo. O diâmetro de furo vai variar de acordo com o diâmetro do tubo inclinométrico e material utilizado para abertura do mesmo. (podem ser aproveitados furos de sondagem)
- 2) Remover todas as lamas e detritos resultantes da furação. Juntar o tubo inclinométrico à válvula de injeção.
- 3) Colocar o tubo no furo. Se o furo tiver água, preencher o tubo com água para impedir que haja impulsão. Em furos secos, instalar tubos secos.
- 4) Descer, no tubo inclinométrico, a bomba de injeção de calda, que se acopla à válvula. A calda de cimento injetada serve para estabilizar o tubo, sendo inserida no espaço anelar entre o tubo e o furo. Começar a bombear calda de cimento. Quando a injeção começar, preencher o espaço entre a bomba e o tubo com água para impedir a impulsão, mantendo a água ao mesmo nível que a calda de cimento para evitar que a selagem das juntas fique com um tamanho anormal. Se o nível de água subir significa que o tubo de injeção está corretamente ligado à válvula.
- 5) Quando a calda começar a aparecer no topo do furo, parar de bombear. Libertar o tubo de injeção mantendo o tubo inclinométrico fixo. Limpar o tubo inclinométrico com injeção de água. Colocar calda no topo do furo e instalar a caixa de proteção. Posteriormente realizar as primeiras medições.

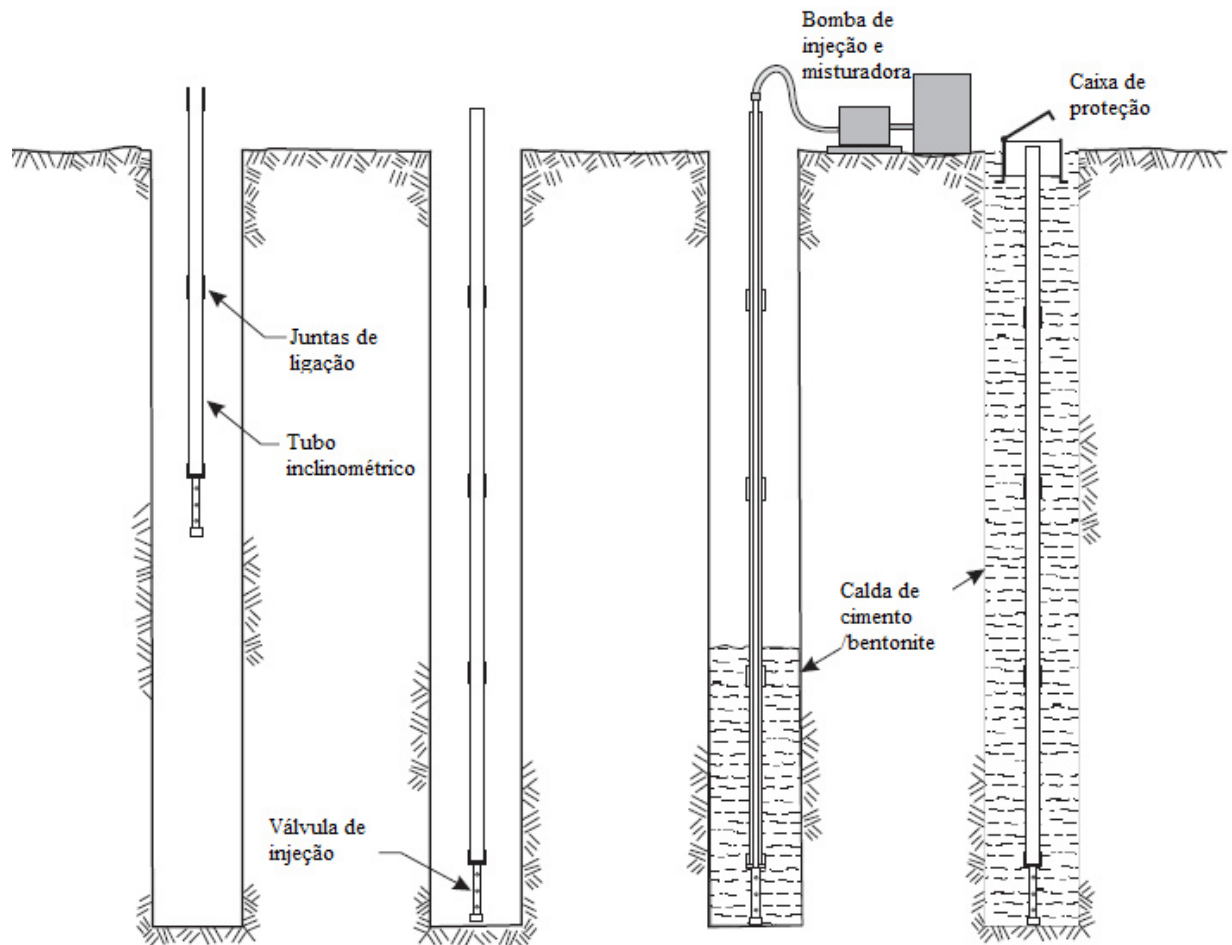


Figura 10 – Instalação de um tubo inclinométrico utilizando uma válvula de injeção

Regras de utilização do inclinômetro

Gerais

- Sempre que possível, utilizar sempre o mesmo inclinômetro para determinado tubo inclinométrico;
- Usar sempre a mesma altura de referência;
- É aconselhado a presença de um operador e um ajudante, como exemplificado na Figura 11 para minimizar a ocorrência de erros pontuais.



Figura 11 – Manuseamento do inclinómetro

- Verificar se as roldanas do torpedo funcionam devidamente. Se for necessário deve-se limpar as mesmas e aplicar um pouco de lubrificante ou óleo;
- Verificar se existem parafusos soltos;
- Verificar o local de ligação do cabo, verificar se existe corrosão;
- Ligar o aparelho de leitura. Verificar se o aparelho está a transmitir resultados;
- Colocar o torpedo no encaixe para transporte do inclinómetro;
- Colocar o inclinómetro num local estável;
- Abrir a caixa de proteção do tubo inclinométrico. Retirar a tampa do tubo inclinométrico. Colocar peça de encaixe (onde as marcas de leitura ficam colocadas para referenciar a profundidade a que o inclinómetro se encontra) como se pode observar na Figura 12.



Figura 12 – Peça de encaixe



Durante as leituras:

- Introduzir o torpedo no tubo, colocar as rodas nas ranhuras marcadas no tubo, na posição do eixo A+. Descer, calmamente, o torpedo até ao fundo do tubo. Aguardar cerca de 5 minutos para o equipamento estabilizar;
- Ligar o PDA, selecionar todas as opções referentes: localização, número do tubo inclinométrico. Verificar se a profundidade a que se encontra o torpedo (através das marcas no cabo de ligação) é igual à que o PDA indica;
- Começar as leituras. Subir o torpedo de meio em meio metro, e aguardar entre leituras sempre um minuto para estabilização do equipamento;
- Quando o torpedo atingir a última leitura retirá-lo do tubo, rodá-lo 180 graus e repetir todo o processo. Esta repetição é realizada para que haja maior rigor e eliminar possíveis erros pontuais;
- Guardar material e voltar a colocar a tampa no tubo e fechar a caixa de proteção.

O deslocamento representa a diferença da posição do tubo, ou seja, um desvio que ocorreu. O deslocamento é calculado através da subtração entre o desvio inicial e o desvio atual. No output são apresentados dois tipos de deslocamentos, o deslocamento incremental, que é o deslocamento que ocorreu de um ponto de medição para o imediatamente a seguir, e o deslocamento acumulado que é a soma de todos os deslocamentos incrementais. Os deslocamentos apresentados são referentes a todas as medições efetuadas até ao dia da última leitura, como se pode observar na Figura 13:

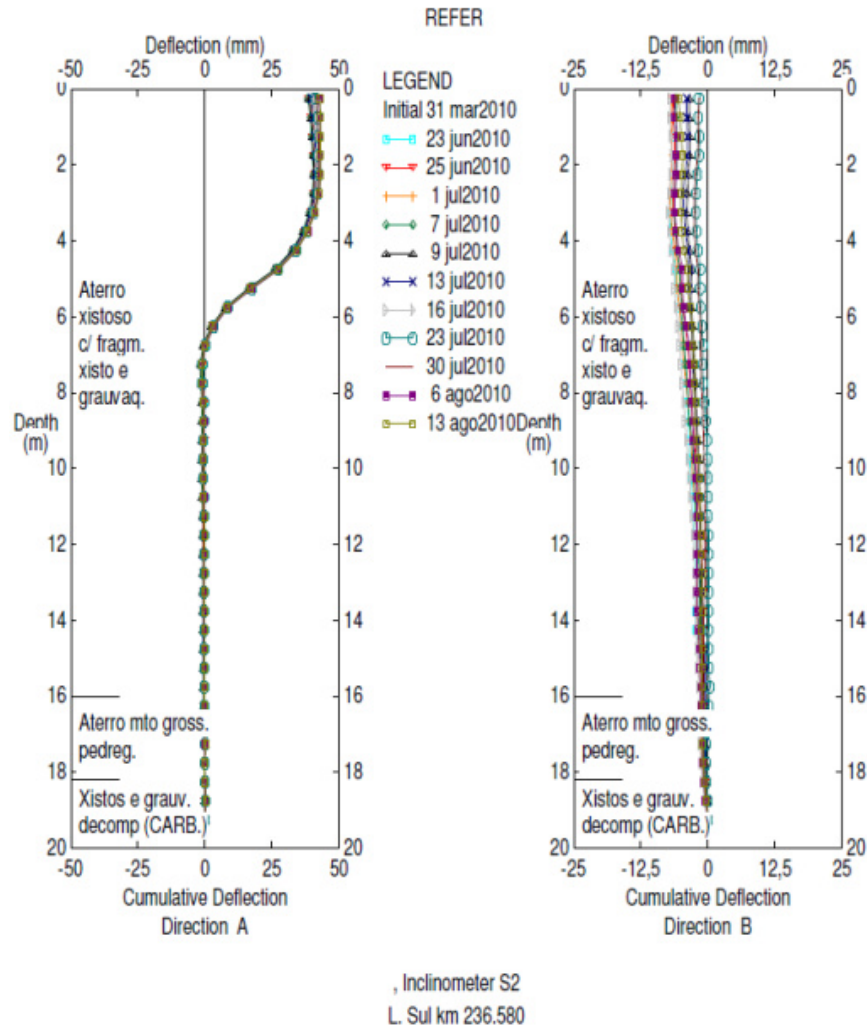


Figura 13 – Exemplo de um output de um inclinómetro

Alguns cuidados a ter em conta

- O diâmetro do tubo inclinométrico (já referidos em 3.3.1) é um fator que pode influenciar a vida útil do mesmo. Os movimentos do maciço podem provocar a deformação do tubo podendo impossibilitar a passagem do torpedo no mesmo. Os tubos com maior diâmetro acomodam maiores deformações, sendo assim preferível optar por tubos de diâmetros maiores sempre que possível.
- O material do tubo é, também, um fator que influencia a vida útil do material. Tubos de PVC têm uma maior probabilidade de ter uma vida útil maior do que os de alumínio, pois estão menos sujeitos à corrosão. Quando são instalados tubos de alumínio é necessário ter um certo cuidado para não riscar a sua superfície, pois os riscos podem incentivar a corrosão.
- Deve ser sempre instalada uma caixa de proteção à superfície para que não haja violação do material por terceiros.



- Os furos, para colocação dos tubos, devem ser o mais vertical possível, pois a probabilidade de erros no aparelho aumenta com a inclinação. Garantir o encastramento do tubo inclinométrico no terreno. Instalar o tubo com um par de ranhuras viradas para onde está prevista o terreno se movimentar.
- No caso de existência de juntas, ao longo do tubo, deve-se garantir que as caldas de selagem das mesmas não alterem os parâmetros do terreno.
- Escolher o material adequado para o preenchimento do espaço anelar entre o furo de sondagem e o tubo inclinométrico, função do tipo de maciço, para garantir que as características e parâmetros se mantêm idênticos ao do maciço.

As vantagens e limitações do inclinômetro são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Vantagens e Limitações do inclinômetro

Vantagens	Limitações
Simple e Fiável	É possível haver problemas na instalação dos tubos inclinométricos, pois o terreno em que vão ser inseridos pode não garantir condições para a sua verticalidade
Obtenção de leituras segundo dois planos ortogonais	
Fácil transporte	
O cabo encontra-se moldado à sonda para uma integridade e confiança a longo prazo.	
Leitura rápida do aparelho e armazenamento eficiente de dados	

3.3.2. Extensómetro

O extensómetro tem como objetivo a obtenção de informação sobre deslocamentos verticais que possam ocorrer na envolvente onde estão inseridos. Existem dois tipos de extensómetros, os de sonda e os de haste. Os extensómetros de sonda (onde estão incluídos os extensómetros magnéticos, SONDEX e os extensómetros de corda vibrante) é usada geralmente em solos e conseguem acomodar grandes Os extensómetros são usados nos seguintes campos de aplicação:

- Monitorização de deslocamentos verticais em escavações, fundações e aterros;
- Monitorização de descolamentos verticais à superfície de zonas de construção de tuneis;
- Monitorização de convergência em paredes de tuneis;
- Monitorização de deslocamentos em aterros;



a) Extensómetro magnético

Os dados fornecidos pelo extensómetro magnético (ilustrado na Figura 14 – Instalação de um extensómetro magnético) são capazes de revelar a profundidade a que ocorreu o assentamento e até o número total de assentamentos.

O extensómetro consiste numa sonda, uma fita graduada e um carretel com lâmpada e sinais sonoros, e um certo número de placas magnéticas que estão posicionadas ao longo do tubo de acesso. As placas magnéticas são acopladas ao terreno e movem-se para cima ou baixo dependendo do movimento do terreno.

As leituras são obtidas descendo a sonda pelo tubo. Sempre que a sonda passar por uma das placas magnéticas emite um som. Neste ponto o operador verifica a profundidade na fita métrica e aponta.

Quando o tubo se encontra fixo a um maciço estável, os valores serão sempre comparados com o valor do ponto mais profundo, pois esse encontra-se estável. Se tal não foi possível, os valores obtidos podem ser comparados com o valor do ponto de superfície controlando-o por medição topográfica antes de se efetuarem leituras.

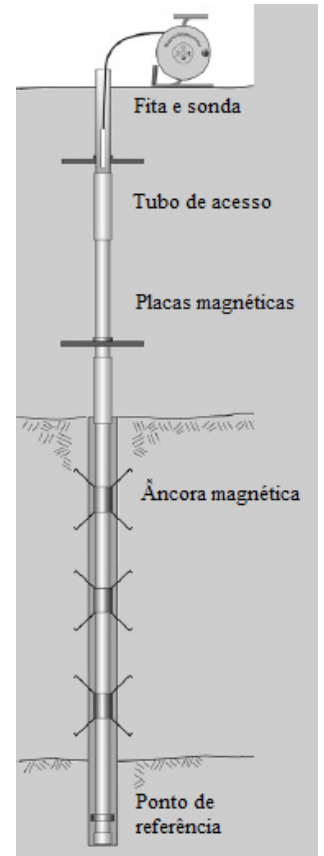


Figura 14 – Instalação de um extensómetro magnético

Na Tabela 4 são referenciadas as vantagens de utilização deste extensómetro. Tabela 4 - Vantagens e desvantagens do extensómetro magnético

Tabela 4 - Vantagens e desvantagens do extensómetro magnético

Vantagens	Desvantagens
Fornecer várias leituras, indicando não só o assentamento total, como os assentamentos que vão sendo verificados em cada placa magnética	Interfere com a atividade de construção. A sua automatização é complicada
Se o tubo estiver fixo no maciço, não são necessárias medições complementares	
Económico	
Leitura fácil	
Pode ser combinado com o inclinómetro em certos solos	

**b) SONDEX**

Os dados fornecidos pelo Sondex são similares aos do extensómetro magnético. O Sondex consiste numa sonda fixa a uma cabo ou fita de aço, um enrolador de cabo com um voltímetro e um número de anéis magnéticos posicionados ao longo do tubo, como observado na Figura 15. Em solos moles, os anéis são fixos a um tubo corrugado de plástico e o tubo e acesso da sonda é instalado dentro do tubo corrugado. O tubo corrugado desliza ao longo do tubo de acesso permitindo aos anéis movimentarem-se com o terreno. Em terrenos mais duros os anéis podem ser diretamente fixos ao tubo de acesso. O método de leitura é semelhante ao do extensómetro magnético.

De seguida (Tabela 5) são apresentadas as vantagens e desvantagens da utilização do extensómetro SONDEX.

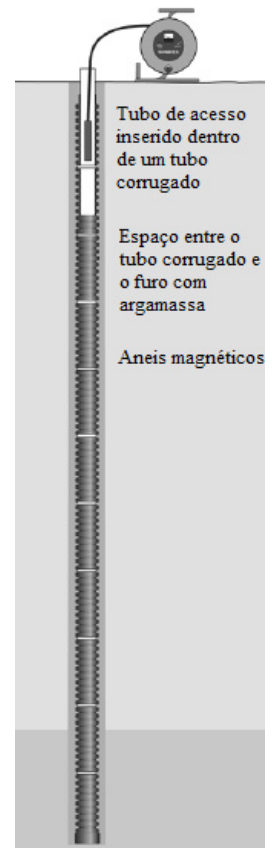


Figura 15- Instalação de um extensómetro Sondex

Tabela 5 - Vantagens e desvantagens de um extensómetro Sondex

Vantagens	Desvantagens
Fornece várias leituras, indicando não só o assentamento total, como os assentamentos que vão sendo verificados em cada anel magnético	Interfere com a atividade de construção e não pode ser automatizado
Se o tubo estiver fixo no maciço, não são necessárias medições complementares	As leituras são afetadas pela perícia do operador
Pode ser combinado com o inclinómetro em certos solos	A sua instalação pode ser complicada



c) Extensómetro com corda vibrante

O extensómetro de corda vibrante consiste num transdutor de corda vibrante que se encontra selado, e numa haste coberta com uma camada de PVC para proteção, que assegura o seu livre movimento. Ao longo do furo existem várias âncoras magnéticas.

À medida que o movimento ocorre, a distância entre o transdutor de corda vibrante e as âncoras altera-se, o que provoca uma alteração de frequência no transdutor. Essa alteração na frequência é medida e convertida nas unidades pretendidas.

De seguida (Tabela 6) são apresentadas as vantagens e desvantagens do extensómetro de corda vibrante.

Tabela 6 - Vantagens e desvantagens do extensómetro de corda vibrante

Vantagens	Desvantagens
É possível automatizar	Peso do material
A precisão não é afetada pelo comprimento do cabo.	

d) Extensómetro de haste

Os extensómetros de haste são usados para monitorizar pequenos deslocamentos, verticais e horizontais, que possam ocorrer ao longo do eixo do furo.

O extensómetro de haste de uma leitura é constituído por uma âncora, uma haste, e uma cabeça de referência. A âncora, que tem a haste acoplada, é instalada no fundo do furo. A cabeça de referência é instalada à entrada do furo. A haste preenche o intervalo entre a âncora e a cabeça de referência, uma alteração nessa distância indica que ocorreu algum movimento. As leituras são obtidas na cabeça de referência que tem instalado um micrómetro de profundidade ou um sensor eletrónico que medem a magnitude, taxa e aceleração dos deslocamentos.

O extensómetro de haste multi-leituras consiste numa extensómetro de haste que pode ter até seis âncoras e hastes, e apenas uma cabeça de referência. As âncoras são instaladas perto de limites estratigráficos. O modo de leitura é semelhante ao extensómetro de haste de uma leitura.



e) Extensômetros de haste tensionados

Os extensômetros de haste tensionados são tipicamente utilizados em furos fundos. Em instalações deste tipo de extensômetro a fricção entre a haste e a sua camada de proteção torna-se um fator significativo que pode ocultar o verdadeiro movimento do terreno. Um mecanismo na cabeça de referência mantém a haste sob tensão, reduzindo o efeito de fricção.

De seguida (Tabela 7) são apresentadas as vantagens e desvantagens do extensômetro de haste tensionado.

Tabela 7 – Vantagens e desvantagens do extensômetro de haste tensionados

Vantagens	Desvantagens
Funciona em qualquer orientação, horizontal ou vertical	Dispendioso
	Maior dificuldade na instalação
Funciona bem com tração e compressão	Deformações laterais podem afetar as leituras

f) Extensômetro de haste não tensionado

Similar ao extensômetro de haste tensionado. Não necessita de nenhum mecanismo de tensão na cabeça de referência.

De seguida (Tabela 7) são apresentadas as vantagens e desvantagens do extensômetro de haste não tensionado.

Tabela 8 – Vantagens e desvantagens do extensômetro de haste não tensionado

Vantagens	Desvantagens
Baixo custo	As hastes têm comprimento limitado, 30 (trinta) metros em fibra de vidro e 50 (cinquenta) metros em aço.
Instalação fácil	Deformações laterais podem afetar as leituras



Instalação dos extensómetros

O extensómetro pode ser instalado através de vários métodos, variando de acordo com o tipo de extensómetro a utilizar. De seguida é apresentado o método utilizado para o extensómetro magnético e de corda vibrante que se encontra ilustrado na Figura 16.

- 1) Limpar os detritos do furo. Colocar uma placa magnética de referência na secção mais funda do tubo de acesso. Numerar as várias secções do tubo de acesso. Fixar as placas magnéticas (ou âncoras magnéticas) em cada secção.
- 2) Unir a mangueira de injeção da calda de cimento à secção do tubo de acesso. Descer o tubo de acesso no furo, ir juntando as várias secções do tubo selando as suas juntas à medida que o tubo vai descendo. Verificar a profundidade das placas (ou âncoras) magnéticas.
- 3) Preencher todo o espaço anelar entre o furo e o tubo de acesso com calda de cimento.
- 4) Realizar as primeiras leituras.

Se forem utilizadas âncoras magnéticas têm que se ter cuidados especiais, tais como:

Na fase 1) tem que se incorporar cordas de libertação ao tubo.

Na fase 2) tem que se remover cuidadosamente os nós de segurança das pernas das âncoras e manejar com cuidado a corda de libertação para que as pernas não se soltem acidentalmente.

Na fase 3) tem que se libertar as pernas da âncora à medida que a calda de cimento vai subindo.

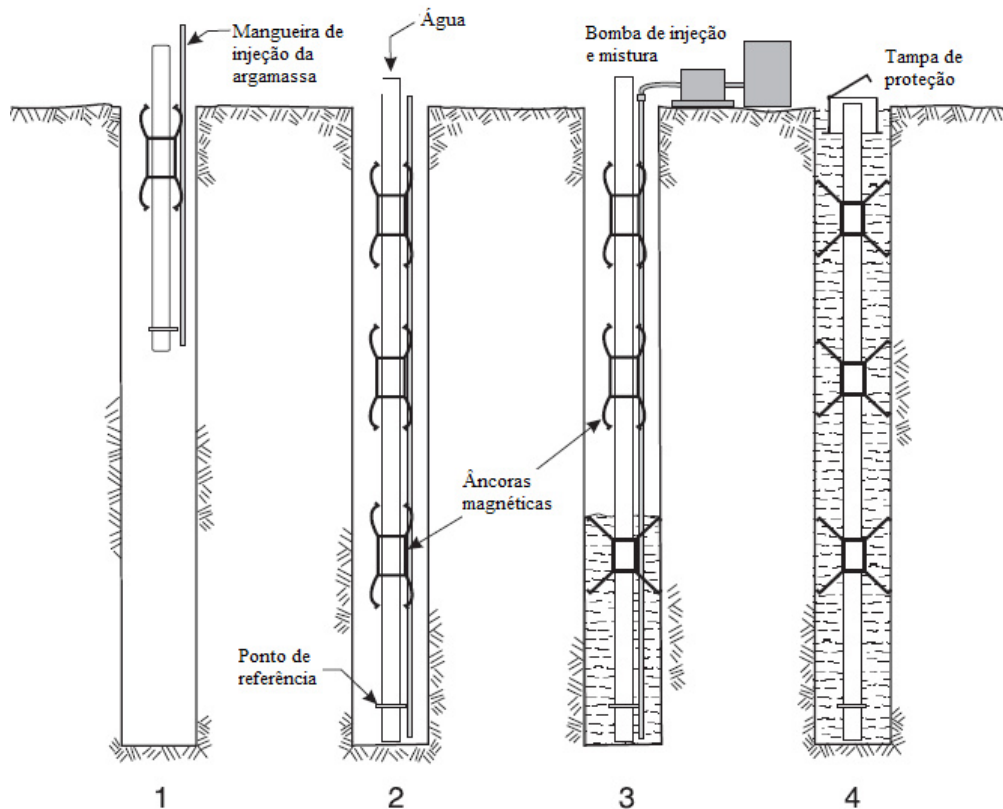


Figura 16 – Instalação de extensómetros magnéticos e de corda vibrante



De seguida é apresentado o método utilizado para o extensómetro SONDEX que se encontra ilustrado na Figura 17. Tabela 16

- 1) Instalar os anéis magnéticos no tubo corrugado nos locais certos. Encastrar uma tampa e peso no fundo do tubo. Limpar os detritos do furo. Com a ajuda de uma corda de suporte, começar a descer o tubo corrugado até ao fundo do furo. Poderá ser necessário encher o tubo com água.
- 2) Inserir o tubo de acesso do extensómetro dentro do tubo corrugado. Não permitir a entrada de detritos entre o tubo corrugado e o tubo de acesso.
- 3) Garantir a estabilidade do tubo corrugado à superfície. Preencher o espaço entre o furo e o tubo corrugado com calda de cimento, sem deixar que entre calda para dentro do tubo corrugado.
- 4) Terminar a instalação. Obter as primeiras leituras.
- 5)

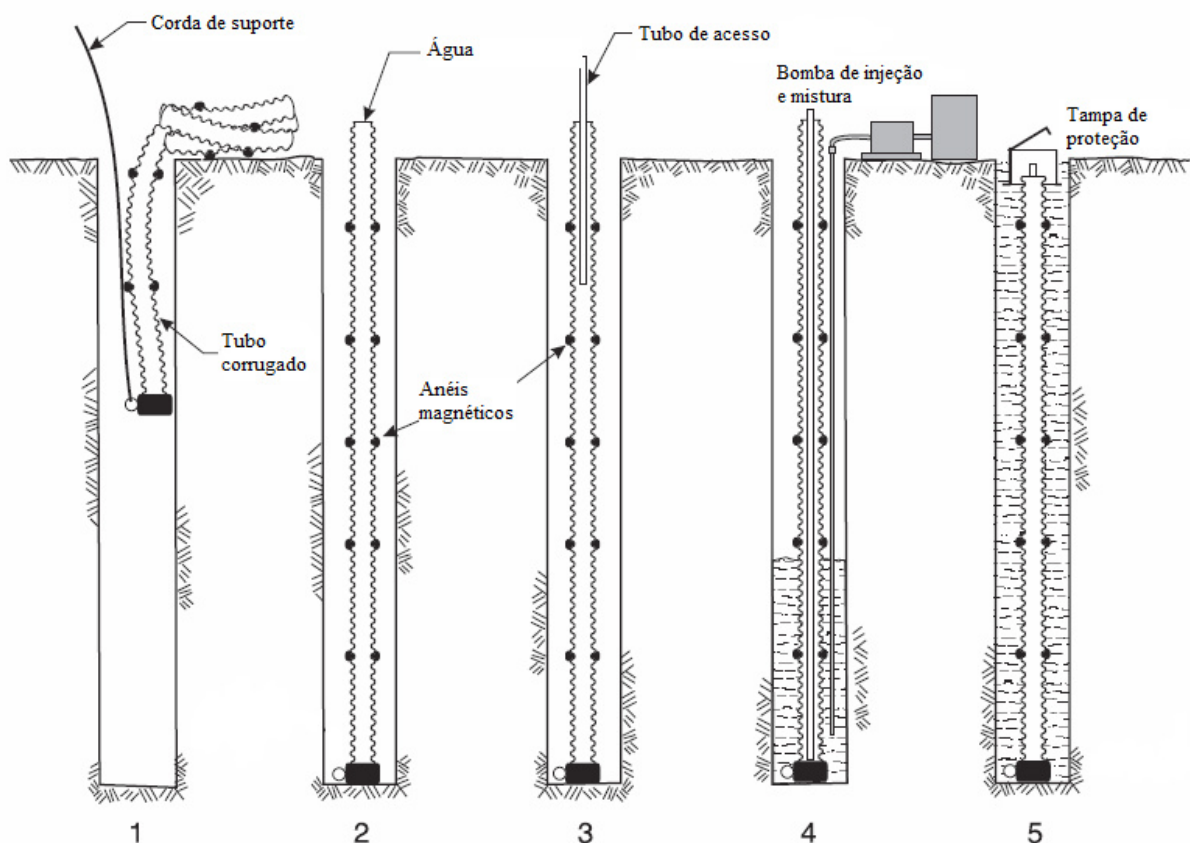


Figura 17 – Instalação de extensómetro SONDEX

A instalação de extensómetros de haste varia com o local em que os mesmos irão ser instalados.



3.4. Métodos de monitorização de inclinação e rotação

Para a medição destas duas grandezas podemos utilizar o clinómetro ou o tiltmeter. O objetivo destes dois instrumentos é a medição de movimentos verticais e horizontais de estruturas (edifícios, pilares de pontes, postes de catenária, entre outros).

3.4.1. Clinómetro

Tem como objetivo o controlo de deformações horizontais em estruturas (edifícios, pilares de pontes, postes catenária, etc). Para efetuar medições são necessárias bases de referência para ponto de referência de leitura. A sua leitura é uniaxial. O clinómetro tem como vantagens o facto de ser portátil e os valores provenientes da sua leitura serem apresentados em graus. Na Figura 18 é apresentado um exemplo de um clinómetro.



Figura 18 - Clinómetro

3.4.2. Tiltmeter

O sistema do tiltmeter é constituído por uma base, o tiltmeter (portátil) e a base de leitura, como evidenciado na Figura 19.

O tiltmeter portátil funciona através de uma força equilibrada de servo-acelerómetros que medem a inclinação. O tiltmeter tem em sua volta 3 (três) faces para facilitar a sua colocação nas bases, desta maneira, a face de baixo é utilizada quando as bases estão instaladas horizontalmente, e as faces laterais são usadas quando as bases se encontram instaladas verticalmente.

As bases são instaladas em sítios específicos da estrutura, normalmente são cimentadas à mesma, mas podem também ser aparafusadas.



Figura 19 – Tiltmeter e bases de leitura

O tiltmeter pode ser usado para:

- Monitorização de estabilidade de uma zona onde esteja a decorrer a obras de escavação;
- Monitorizar a deflexão e deformação de paredes de contenção;
- Avaliar o desempenho de pontes, vigas e barragens que estejam sobre carga.

Instalação das bases clinométricas

- 1) Definir a localização da base;
- 2) Limpar a superfície do muro limitada pela circunferência da base e abrir uma pequena depressão com uma forma cilíndrica;
- 3) Abrir 4 furos no betão, correspondentes aos 4 parafusos da base. Os furos devem estar dispostos de maneira a que, quando a base for colocada, os eixos dos dois pinos opostos da base destinados “1” e “3” fiquem situados no mesmo plano vertical transversal ao muro. Os pinos são as saliências que permitem o correto posicionamento do sensor que mede a inclinação.
- 4) Encher a depressão com calda de cimento não retráctil ou resina epóxi que não sofra retração (o que se destina a regularizar a superfície de encosto da base e a reduzir fenómenos de fluência e os efeitos térmicos sobre os parafusos e a base).
- 5) Pressionar o conjunto base/parafusos/buchas para dentro da depressão. Apertar os parafusos de modo a fixar a base.
- 6) Moldar a calda de cimento ou resina retirando o excesso.



Leitura

Para obter leituras o operador tem que encostar o tiltmeter à base com o sinal (+), marcado no aparelho, alinhado com o pino 1. Faz-se a leitura. Após a leitura e anotação do resultado o operador roda o aparelho 180 graus e obtêm a segunda leitura. A média das duas leituras será o valor tomado para análise.

As vantagens e desvantagens do uso do Tiltmeter são apresentadas na Tabela 9 – Vantagens e desvantagens do tiltmeter

Tabela 9 – Vantagens e desvantagens do tiltmeter

Vantagens	Desvantagens
É necessário apenas um tiltmeter portátil para várias bases	As medições são pontuais, não sendo bem adaptados para movimentos contínuos e não-lineares
As bases podem ser coladas ou aparafusadas à estrutura	As bases têm de ser protegidas de acidentes e vandalismo

3.5. Método de monitorização de juntas e fissuras

3.5.1. Fissurómetro

O fissurómetro é um instrumento destinado a medir os movimentos relativos que se verifiquem num ponto de uma fissura ou fenda que possa ocorrer numa estrutura. Podem ser tell-tale ou Crackmeter (corda vibrante). A escolha do tipo de fissurómetro utilizado vai depender da acessibilidade para leitura, precisão, amplitude esperada de movimento e do preço.

i. Fissurómetro Tell-Tale

O fissurómetro é constituído por duas partes executadas em plástico flexível e transparente (representadas na Figura 20 – Fissurómetro Tell-Tale. A primeira parte, em forma de T, tem impresso dois traços de referência em esquadria e a segunda um reticulado graduado em 0,5 mm. Elas são sobrepostas de maneira a que os traços de referência e o reticulado fiquem centrados. Tem como vantagem ser barato e de fácil leitura

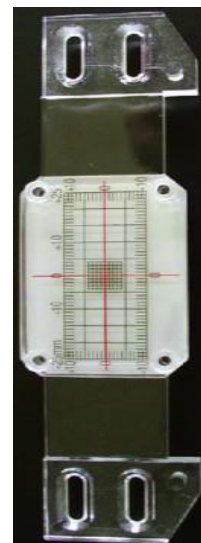


Figura 20 – Fissurómetro Tell-Tale



Instalação do fissurômetro:

- 1) Marca-se, no local, de duas linhas paralelas às duas direções principais do movimento do maciço;
- 2) Fixa-se o fissurômetro de modo a que o centro do reticulado coincida com a localização da fissura, como se pode verificar na Figura 21. A fixação poderá ser assegurada com cola, resina epoxy ou aparafusando o instrumento à estrutura.



Figura 21 – Modo de instalação de um fissurômetro Tell-Tale

ii. Fissurômetro com corda vibrante (crackmeter)

O fissurômetro de corda vibrante, exemplificado na Figura 22, consiste num transdutor de deslocamentos de corda vibrante. São instaladas umas âncoras de cada lado da fissura e o transdutor é montado entre ambas, ligando-as. Quando há uma alteração de distância na fissura, há uma alteração de frequência no transdutor. O aparelho de leitura regista esse sinal, aplica fatores de calibração e converte essa alteração de frequência em milímetros. As leituras iniciais são tomadas como base para comparação, as restantes são comparadas com a mesma com o fim de se calcular magnitude, taxa e aceleração do movimento que está a ocorrer. A sua alta precisão e a possibilidade de se automatizar o equipamento são as vantagens que se podem garantir com a utilização deste fissurômetro.

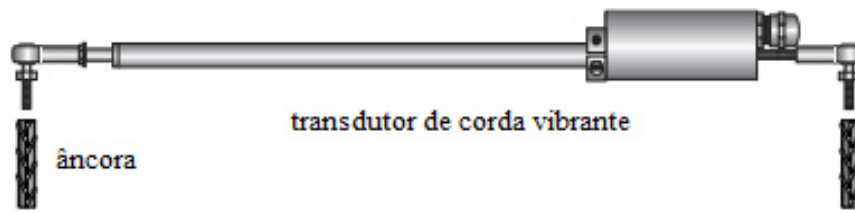


Figura 22 – Fissurómetro com corda vibrante (crackmeter)

Instalação:

- 1) Determinar a posição das âncoras.
- 2) Perfurar o local onde irá ser instalada a âncora e limpar os detritos.
- 3) Colocar calda epoxy, ou equivalente, e inserir as âncoras permitindo que a calda assente;
- 4) Ligar o transdutor às âncoras,
- 5) Obter as primeiras leituras.

3.6. Método de monitorização de tensões

3.6.1. Células de carga

As células de carga consistem em transdutores capazes de converter pressões em impulsos elétricos que produzem um determinado output. São utilizadas para controlar as variações das tensões das ancoragens provocadas pelas ações do maciço na estrutura, ou da estrutura sobre o maciço. Na Figura 23 é apresentado um exemplo de constituição da célula de carga.

Os testes envolvem a aplicação de carga no varão da ancoragem com um macaco hidráulico. Uma célula de carga é colocada entre a parede de contenção e o macaco hidráulico. O output da célula de carga é apontado enquanto o macaco aumenta a sua carga.

Posteriormente, a célula é monitorizada no que toca a alteração de carga na ancoragem. Uma perda de carga pode indicar uma falha da ancoragem, ou perda de material na parte de trás do muro, por outro lado um aumento de carga pode significar que a parede precise de uma ação para prevenir que a mesma não entre em rotura, que as ancoragens vizinhas estejam a falhar, ou também que o material por trás do muro se encontra subcarregado.

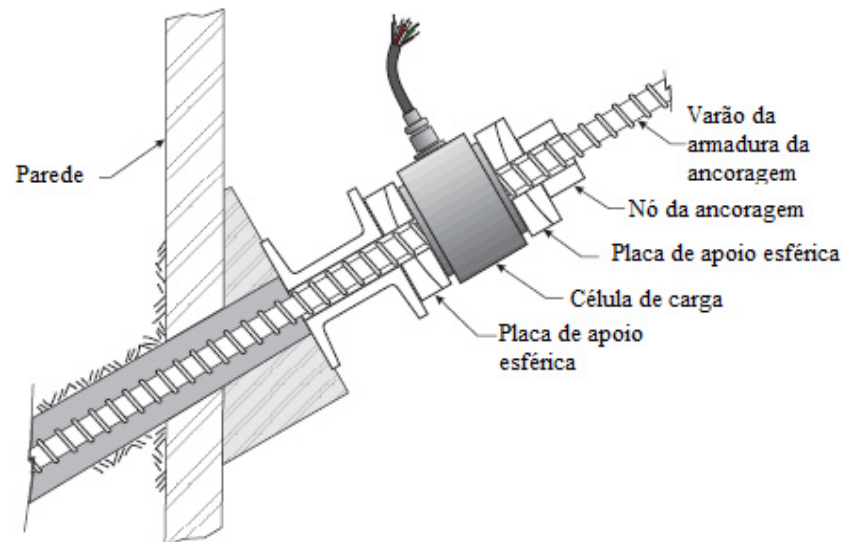


Figura 23 – Exemplo da constituição de uma célula de carga

i. Células de Carga com resistência “strain gauge”

O núcleo da célula de carga de “*strain gauge*” consiste num cilindro de aço temperado e superfícies de apoio mecanizadas. As “*strain gauges*” estão juntas ao exterior das faces do cilindro em locais igualmente espaçados, como se pode verificar na Figura 24. A maneira como estão ligadas representa uma ponte de Wheatstone, resultando assim um único output da informação que provém das quatro gauges. Quando o cilindro é sujeito a uma força axial, o output das gauges muda proporcionalmente com a compressão do cilindro de aço. O cilindro é colocado no interior de um casulo de proteção e o espaço restante é preenchido com material isolante. A utilização desta célula de carga garante-nos certas vantagens, tais como, a sua estabilidade, a precisão das suas medições, é um instrumento adequado para uma possível automatização e compensa as variações de temperatura que possam ocorrer no local em estudo.

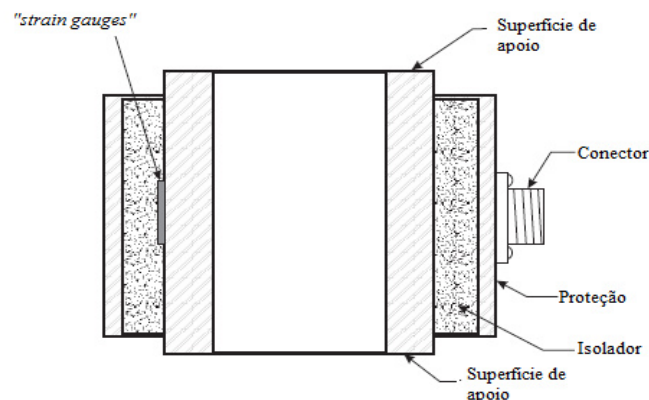


Figura 24 – Célula de carga “*strain gauge*”



ii. Células de carga de corda vibrante

Tal como o nome indica a célula de carga estudada neste ponto utiliza o sistema de corda vibrante, que já foi descrito no ponto 3.3.2. Normalmente são usados cerca de 3 medidores, que são adjuntos ao cilindro, colocados a intervalos igualmente espaçados em redor do cilindro. Por vezes os medidores podem ser inseridos em ranhuras na parede para minimizar o tamanho da célula de carga.

É possível observar um exemplo deste tipo de células de carga na Figura 25, bem como as vantagens e desvantagens da sua utilização na Tabela 10.

Tabela 10 – Vantagens e desvantagens de uma célula de carga de corda vibrante

Vantagens	Desvantagens
Utiliza o mesmo sistema que o outros instrumentos de corda vibrante	Cada gauge tem que ser lida em separado. A análise é efetuada com uma média feita entre todas as leituras.
	As gauges são sensíveis à temperatura

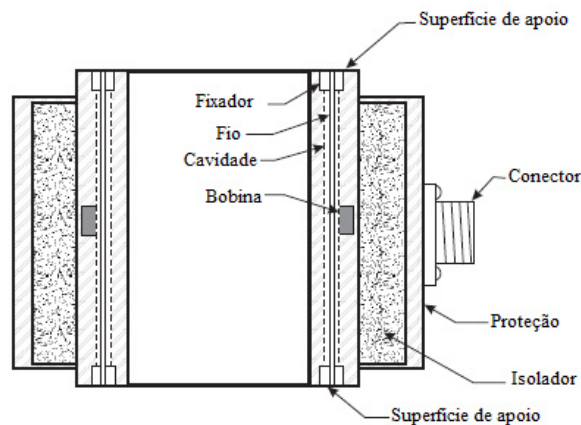


Figura 25 – Célula de carga de corda vibrante

iii. Células de carga hidráulica

As células de carga hidráulica consistem num cilindro oco selado por uma placa de aço. O volume interior é preenchido por óleo hidráulico. A carga é medida através de um manómetro de Bourdon, transdutor hidráulico ou um transdutor elétrico.

As células de carga hidráulicas são apropriadas para monitorização da carga das ancoragens. A leitura da pressão possibilita-nos saber se a ancoragem continua tracionada ou se tem vindo a perder tração.



As células de carga hidráulicas podem ser usadas com transdutores de corda vibrante ou pressão para operação remota. De seguida, na Tabela 11, são apresentadas as suas vantagens e desvantagens

Tabela 11 - Vantagens e desvantagens das células de carga hidráulica

Vantagens	Desvantagens
Pequena dimensão	Não é um sistema rígido
Não necessita de energia elétrica, são seguras em locais onde o ambiente elétrico é proibido	
Robusta	Menos precisão em comparação com as células de carga elétricas
Económica	

Para uma melhor precisão e consistência das leituras, as células de carga devem ser instaladas entre placas lisas e paralelas que permitam uma distribuição de carga equivalente. Essas placas devem ser de aço temperado.

3.7. Método de monitorização de grandezas relativas à água

3.7.1. Piezómetro

Os piezómetros são utilizados para efetuar medições da pressão hidrostática e do nível de água subterrânea nos locais de estudo. Existem, basicamente, dois tipos de piezómetros, os piezómetros de tubo ascendente, muitas vezes chamados de piezómetros de tubo aberto ou de Casagrande, e os piezómetros com diafragma, onde estão incluídos os piezómetros de corda vibrante, os piezómetros pneumáticos e os piezómetros strain-gauge.

O uso do piezómetro como instrumento permite-nos obter informação sobre a posição do nível, ou níveis, freático e a sua variação ao longo do tempo, o que é condicionante para:

- Verificar a estabilidade de taludes;
- Elaborar projetos e construir em terrenos com grandes pressões exercidas;
- Controlo da construção de aterros.



i. Piezómetros de tubo aberto ou de Casagrande

O piezómetro de tubo aberto, ou de Casagrande, é constituído por um filtro de ponta de alta porosidade, ligado a um tubo vertical que comunica com a superfície, como se pode verificar na Figura 26. O filtro encontra-se rodeado de areia, no fundo do furo, sobre a areia é efetuada uma selagem de bentonite para garantir o isolamento da pressão no fundo do furo. Desta maneira, o aumento ou decréscimo de pressão hidráulica irá fazer com que o nível de água suba ou desça dentro do tubo.

A leitura é realizada através de um instrumento, indicador no nível de água (Figura 27), constituído por um torpedo contendo uma chave elétrica, um fio graduado e um carreto. Quando o torpedo atinge o nível de água, fecha-se um circuito elétrico e é emitido um sinal sonoro. Em seguida é feita uma leitura direta (visual) da profundidade a que se encontra o torpedo através do fio graduado.



Figura 27 – Indicador do nível de água

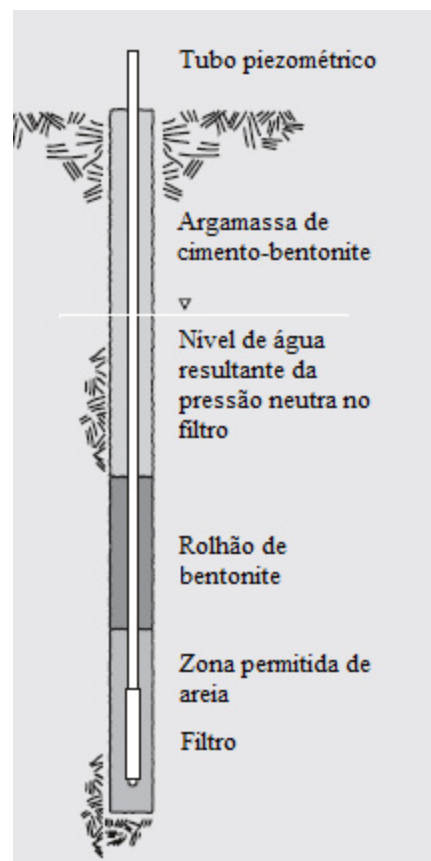


Figura 26 – Piezómetro de tubo aberto

De seguida, na Tabela 12, são apresentadas as vantagens e desvantagens da utilização do piezómetro de tubo aberto.



Tabela 12- Vantagens e Desvantagens do piezômetro de tubo aberto ou de Casagrande

Vantagens	Desvantagens
Simple e fiável	Incapaz de medir pressões negativas
Baixo custo	Resposta lenta em solos de baixa permeabilidade
Pode ser usado para testes de permeabilidade	Automatização dispendiosa, pois necessita de um transdutor ou uma boia com sensor de posição.
É capaz de se desaerar, o que significa que, eventuais bolhas de ar que se formem, podem escapar pelo tubo de acesso, desde que o mesmo tenha um diâmetro igual ou superior a 12 mm.	Pode interferir com a construção devido à sua constituição vertical, e o topo do tubo poderá ser danificado

ii. Piezômetro hidráulico

O piezômetro hidráulico inclui uma ponteira, tubo com um líquido desaerado, e uma unidade de leitura, como um manómetro.

A pressão hidrostática atua na ponteira do piezômetro e o líquido que se encontra no tubo transmite a pressão para a unidade de leitura. Em solos saturados são utilizadas ponteiras de baixa porosidade, enquanto em solos insaturados, ou onde são esperadas pressões negativas, são utilizadas ponteiras de alta porosidade.

A utilização de tubos gémeos no circuito permite a substituição do líquido desaerado e permite efetuar leituras sobre a permeabilidade do solo.

O líquido no tubo tem de ser desaerado pois a existência de bolha de ar no sistema pode originar erros de leitura e uma demora na resposta do aparelho. Quando as leituras dos tubos são distintas uma da outra é necessário substituir o líquido do tubo com a leitura anómala.



Tabela 13 - Vantagens e desvantagens do piezómetro hidráulico

Vantagens	Desvantagens
Simple e fiável	Precisa de ser desaerado periodicamente. Este processo necessita de equipamento especial e é moroso
Resposta rápida mesmo em solos com baixa permeabilidade	Os equipamentos de leitura e de remoção do ar necessitam de uma cabine e de um sistema de pressão
Pode ser utilizado para testes de permeabilidade	A diferença entre o aparelho de leitura, ou os tubos de equilíbrio (tubos gémeos) e a ponteira do piezómetro em altura é no máximo de 5 m (devido à cavitação)
Capaz de efetuar leituras de pressão negativa	Não pode ser operado a temperaturas negativas e pode ser danificado por essas temperaturas.
O aparelho de leitura é remoto e não interfere com a atividade de construção	

iii. Piezómetro pneumático

O piezómetro pneumático é operado através de gás pressurizado. O tubo é selado com um rolhão de bentonite num furo, e tubos gémeos fazem a ligação entre o piezómetro e o terminal à superfície, onde as leituras são obtidas através de um manómetro pneumático (Figura 28).

Este piezómetro é constituído por um diafragma, que funciona como uma válvula, que é acionado com a pressão da água e do gás, este que se encontra dentro dos tubos gémeos. Como se pode verificar na Figura 29 quando o piezómetro se encontra no modo “fechado” (inativo) os tubos são selados, impedindo a circulação de gás.

Este piezómetro funciona de uma maneira diferente dos anteriores. Quando é necessário efetuar uma leitura é conectado ao terminal à superfície um indicador pneumático que emite gás

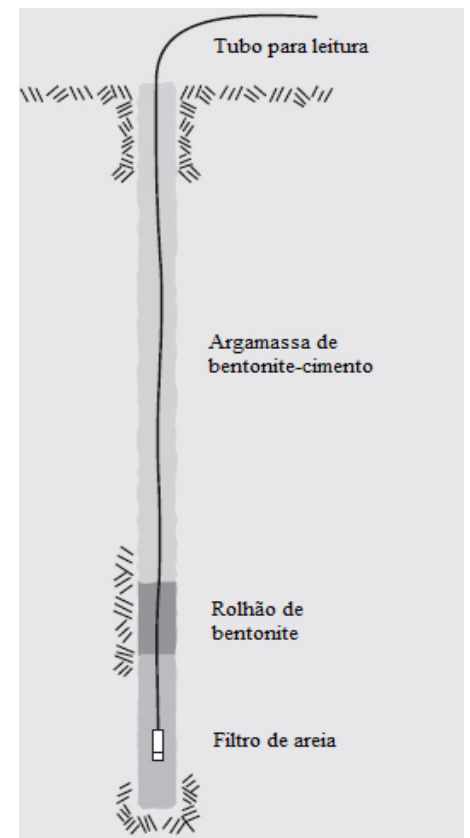


Figura 28 – Instalação do piezómetro pneumático



por um dos tubos, a pressão de gás no diafragma aumenta, neste ponto a pressão do gás é superior à pressão da água o que obriga o diafragma a afastar-se dos tubos, podendo assim o gás passar para o seguinte tubo e voltar à superfície. Quando o operador verifica este retorno desliga o fornecimento de gás. A pressão do gás diminui até o diafragma voltar a impedir a circulação de gás entre os tubos. Neste ponto a pressão do gás é equivalente à pressão da água, o operador regista a pressão do gás através do manómetro que se encontra ligado ao tubo de entrada à superfície. (leitura direta).

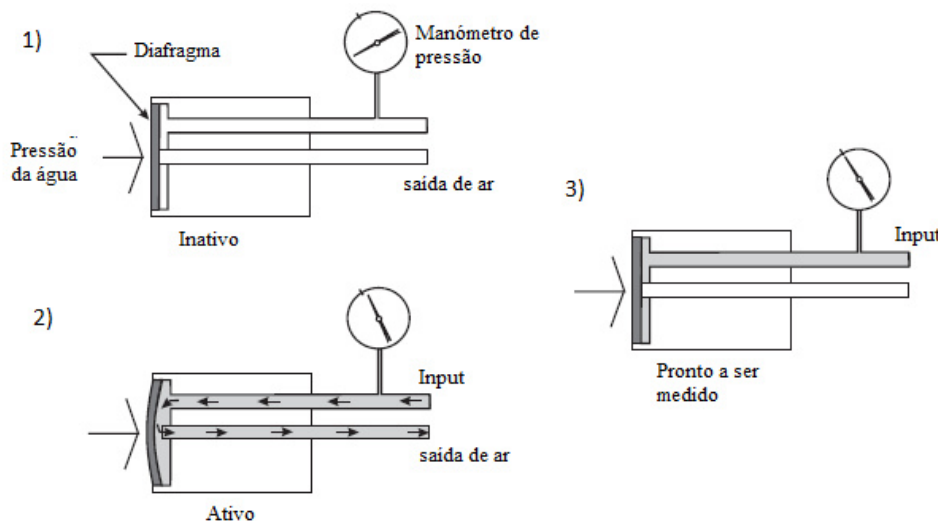


Figura 29 – Modo de leitura dos dados obtidos através do piezómetro pneumático

Como qualquer outro instrumento o piezómetro pneumático tem vantagens e desvantagens, que podem ser observadas na Tabela 14.

Tabela 14 - Vantagens e desvantagens do piezómetro pneumático

Vantagens	Desvantagens
Sistema simples e fiável	Tempo de leitura aumenta com o comprimento dos tubos
O aparelho de leitura é remoto e não interfere com a atividade de construção	
Mais económico em relação a outros tipos de piezómetros com diafragmas	É dispendiosa, e complicada, a automatização do aparelho
Não é danificado por congelamento	
Resposta rápida, mesmo em solos com baixa permeabilidade	Exige o fornecimento de um gás comprimido (ex: gás nitrogénio)



iv. Piezómetro de corda vibrante

O piezómetro de corda vibrante funciona através de um mecanismo que consiste num fio de aço tensionado, um diafragma e uma bobina eletromagnética, como se pode observar na Figura 30. Uma das pontas do fio encontra-se ligada ao diafragma, quando há um aumento de pressão o diafragma deflete, reduzindo a tensão no fio (que se encontra tracionado). De seguida a bobina “puxa” o fio, obrigando-o a vibrar, a vibração do fio junto das bobinas origina uma frequência que é transmitida através de cabos eléctricos até o aparelho de leitura (Figura 31).

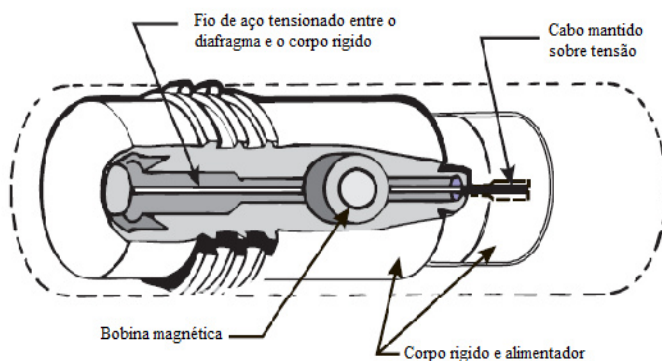


Figura 31 – Piezómetro de corda vibrante

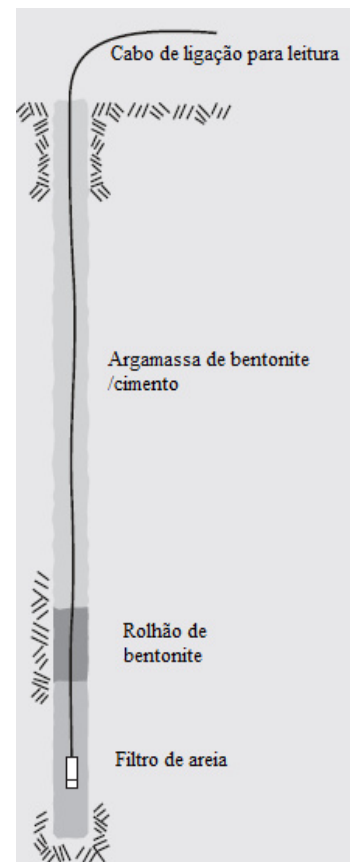


Figura 30 – Instalação do piezómetro de corda vibrante

O sinal da frequência pode ser transmitido a distâncias até dois quilómetros, sem perda de qualidade e sem sofrer influência da resistência do cabo. O sinal de frequência é também totalmente imune a entradas de humidade.

Como qualquer outro instrumento o piezómetro de corda vibrante tem vantagens e desvantagens, que podem ser observadas na Tabela 15.



Tabela 15 - Vantagens e desvantagens do piezômetro de corda vibrante

Vantagens	Desvantagens
O aparelho de leitura é remoto e não interfere com a atividade de construção	As componentes calibradas encontram-se subterradas
Resposta rápida, mesmo em solos com baixa permeabilidade	
Fácil automatização	Má resolução a pressões baixas
Estabilidade com o tempo, a sua calibração permanece inalterada durante anos	A temperatura afeta a acurácia do aparelho

Instalação de piezômetros

Cuidados a ter

- Manuseamento e armazenamento

Não permitir que os piezômetros e os filtros congelem.

Deve ser dado a este material o mesmo cuidado a qualquer instrumento de medição.

- Tubos e cabos de ligação

Armazenar este material em locais protegidos, secos e seguros de sofrerem qualquer dano.

- Saturação de filtros com baixa porosidade ao ar

Submergir o filtro em água límpida aproximadamente 15 minutos. Dar ligeiros toques no filtro para remover bolhas de ar. Se o filtro do piezômetro a utilizar não for removível, deve-se submergir todo o piezômetro e seguir o mesmo procedimento

- Saturação de filtros com elevada porosidade ao ar

Método de imersão: Utilizar água desaerada. Tapar as pontas do filtro para que a água não invada o interior do filtro. Ligar um tubo de ventilação a uma das tampas para permitir a circulação de ar no mesmo. Deixar o filtro submergido durante aproximadamente 24 (vinte e quatro) horas.

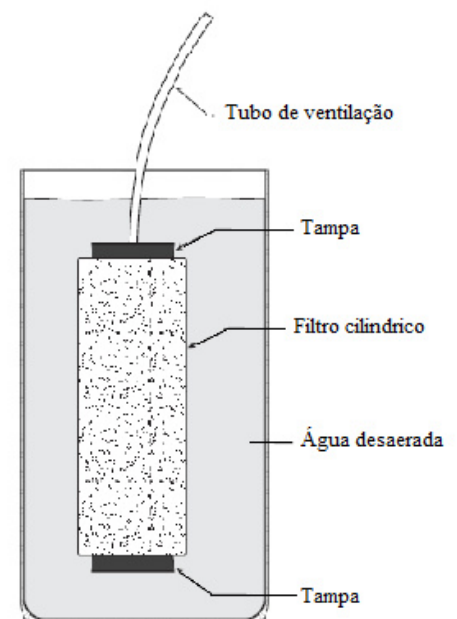


Figura 32 – Método de vácuo



Método de vácuo (Figura 32): Este método permite uma saturação mais completa que a anterior. O filtro é colocado numa câmara que é sujeita a vácuo, posteriormente a câmara é lentamente inundada com água desaerada. Uma vez saturado, o filtro deve ser colocado no piezómetro dentro de água, e o piezómetro deve ser mantido em água desaerada até o momento de instalação.

- Preenchimento do furo

Para se poder finalizar a instalação são realizadas leituras até o solo estabilizar. Em solos impermeáveis esta situação poderá levar algumas semanas.

Processo de instalação

De seguida será exemplificado como se deve proceder à instalação de um piezómetro. O método de instalação, o processo encontra-se ilustrado na Figura 33, pode variar de acordo com o tipo de piezómetro que se pretende instalar. Na instalação de um piezómetro pneumático e de corda vibrante é preciso ter o cuidado de se saturar filtros e piezómetros.

- 1) É executado um furo com perfuração por percussão ou rotação, com um diâmetro entre 75 ou 100 mm, com água límpida. Não se deve usar lama de perfuração pois poderia impermeabilizar as paredes do furo. Fixar o filtro ao tubo. Ir descendo o tubo até se chegar à profundidade pretendida. Se o tubo for constituído por troços, sempre que for necessário acrescentar um troço é necessário ligar as juntas com cola.
- 2) Colocar a areia em redor do filtro com a ajuda de um tubo de tremie. A areia deve encontrar-se molhada.
- 3) Executar a selagem de bentonite, a bentonite é uma argila coloidal natural, uma das suas características é a sua capacidade de retenção de água, que provoca um aumento do seu volume. Nesta primeira camada de bentonite são colocados grãos mais grosseiros para que no restante furo se preencha com calda de bentonite para se assegurar a estabilidade do furo. É necessário garantir a hidratação da bentonite.
- 4) Preencher o restante do furo com calda de cimento e bentonite.
- 5) Cortar o topo do tubo para ficar com a altura desejada e instalar uma caixa de proteção, para evitar a violação do material por terceiros.



Para evitar o aparecimento de vazios no material introduzido no furo, todas as tarefas deverão ser submetidas a uma ligeira vibração para que o material fique devidamente compactado.

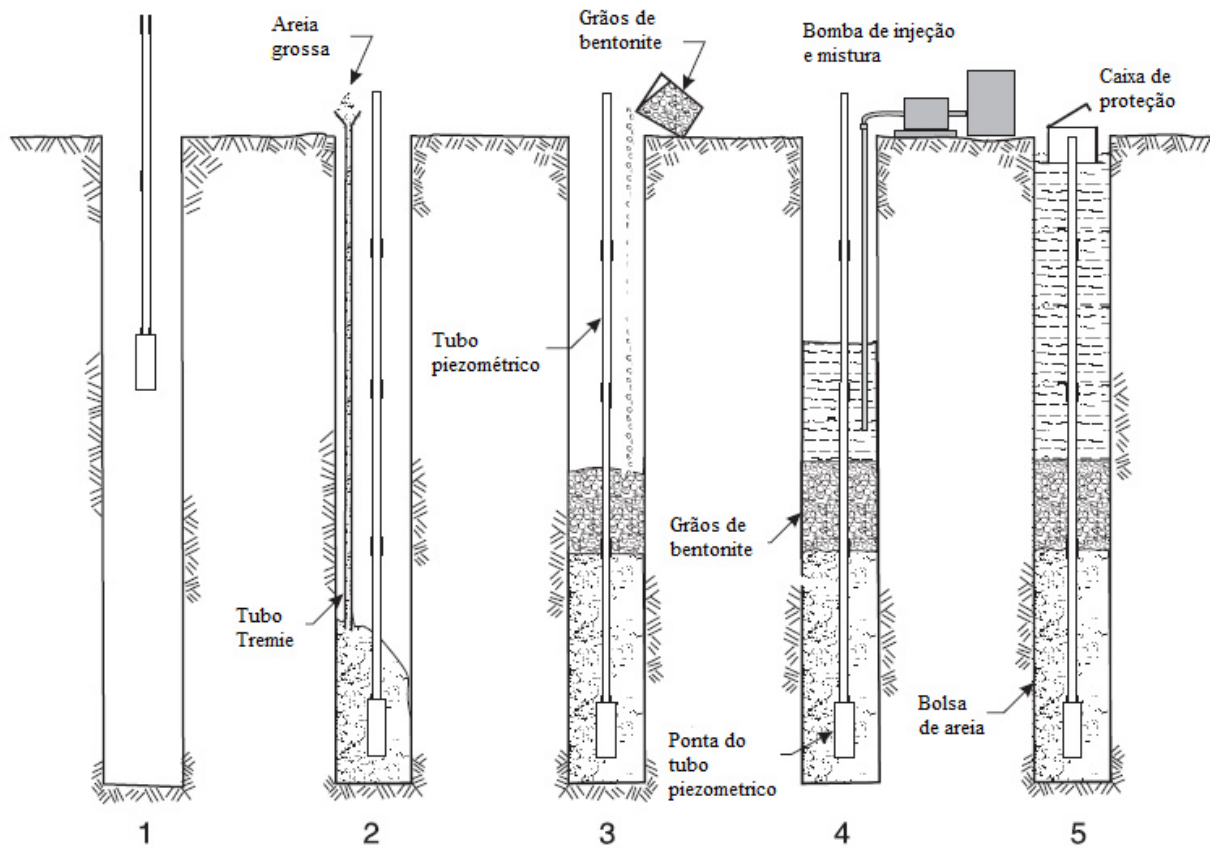


Figura 33 – Modo de instalação de um piezómetro de tubo aberto ou de Casagrande



4. Plano de Instrumentação e Observação

4.1. Objetivos e conteúdo de um Plano de Instrumentação e Observação

Segundo Dunicliff (1988) o uso do método observacional diminui a necessidade de projetos demasiadamente conservadores, reduzindo deste modo os custos de uma obra. Uma correta interpretação de dados resultantes da observação e da instrumentação instalada no local, podem garantir a segurança da obra durante a sua construção e ao longo da sua vida útil. Quando um projetista opta por instalar instrumentação num local a intervir, ou a mesma já exista no local antes da intervenção, tem que desenvolver um Plano de Instrumentação e Observação para que a recolha e interpretação de dados ocorra de uma maneira mais correta.

Podem então surgir as seguintes questões em relação ao Plano de Instrumentação e Observação:

Quem o deve realizar?

O Plano de Instrumentação e Observação é realizado pelo projetista.

O que deve ser conhecido antecipadamente?

Sempre que possível deve ser conhecido o histórico de comportamento da estrutura, ou maciço, a instrumentar. Os parâmetros (tensão, pressão, deformações, etc..) que se pretende observar e qual, ou quais, o (s) mais significativo (s), pois isso irá definir qual o tipo de instrumentação a instalar.

Em que fase deve ser elaborado?

Deve ser definido na fase de projeto da estrutura, podendo ser alterado em fases posteriores quando há um reforço de instrumentação e observação.

Que tipo de equipamento escolher.

A escolha do equipamento vai depender de situação para situação, dependendo:

- Do tipo de estrutura/maciço;
- Das condições climáticas e ambientais do local de instalação que podem afetar o equipamento. (Exemplo: O piezómetro hidráulico não pode ser sujeito a temperaturas negativas);
- Das condições de segurança para leitura.

Resumindo, o Plano De Instrumentação e Observação é um documento que tem como principal objetivo definir determinados pontos que garantam uma correta monitorização da obra geotécnica a que se refere. O mesmo deve validar todas as teorias propostas e quantificar certos parâmetros e processos. Deste modo o documento deve:

- Estabelecer as grandezas a medir (tipos de deslocamentos e/ou deformações);



As grandezas que se pretendem medir são: deslocamentos superficiais horizontais e verticais, deslocamentos profundos horizontais e verticais, níveis de água, tensões e deformações.

- Definir o tipo de instrumentos a instalar, definido o campo de leitura e precisão (que se refere ao período de observação e qualidade de medição pretendida);

A qualidade dos equipamentos utilizados é medida em função do período de vida da obra e período de observação – durabilidade, custo dos equipamentos – associado ao tipo e campo de leitura e precisões pretendidos, custo de instalação, facilidade de leitura – leituras automáticas vs leituras manuais.

- Definir a localização dos instrumentos (planta de localização);

A localização dos equipamentos deve permitir um fácil acesso, diminuir a interferência com a obra de modo a evitar a sua destruição, fora de locais de circulação de viaturas, garantir a sua proteção devido a atos de vandalismo

- Incluir perfis tipo de instrumentação;
- Frequência de observação em função das fases de obra e de exploração;

Os intervalos entre leituras deverão ser bem definidos de maneira a que estas permitam a análise do comportamento da estrutura ou maciço.

- Definir as qualificações académicas e técnicas dos agentes encarregados da instalação do sistema de observação, com referência às componentes que exigem habilitações específicas;
- Estabelecer critérios de alerta/alarme em função das diversas fases de obra e exploração e definir quais as ações a realizar.

Deve ser definido pela equipa de projetistas. Em função do nível em que se situe estabelecem-se ações a desenvolver. Existem 3 (três) níveis a considerar, que são apresentados na Tabela 16:

Tabela 16 – Níveis de alerta a considerar num Plano de Instrumentação e Observação

Nível Verde	Maciço estabilizado e o processo construtivo adequado
Nível Amarelo	Análise cuidada dos resultados, a considerar adaptações ao processo construtivo
Nível Vermelho	Maciço instabilizado, ação imediata. Alteração do processo construtivo



Segundo K.S. Lane (2011) existem erros típicos no decorrer do Plano de Instrumentação e Observação e durante a sua implementação, entre eles:

- Planificação sistemática insuficiente: qual é a informação que se necessita, quais são as variáveis a ter em conta para controlo. Falta de interesse por condições geológicas e para as necessidades de controlar alguns métodos construtivos;
- As condições iniciais de comportamento do maciço não estão bem definidas;
- Inexperiência do pessoal de instalação e observação: muitas vezes são incapazes de detetar um mau funcionamento da instrumentação ou de identificar sinais de instabilidade;
- Avaliação e interpretação dos dados não se fazer em campo. Nalguns casos é apenas possível a avaliação dos resultados com o auxílio de material inexistente em campo, o que impossibilita a aplicação imediata de medidas corretivas;
- Instrumentos danificados pelas operações de construção;
- Instrumentação inadequada – incapazes de resistir às condições in-situ.

4.2. Elaboração do Plano de Instrumentação e Observação

Como já foi referido o Plano de Instrumentação e Observação é elaborado pelo projetista. Ao longo da fase de obra são realizadas campanhas de recolha de dados da instrumentação, que foi instalada ou já se encontrava instalada, para que se possa ter um acompanhamento do comportamento do terreno e da estrutura a ser construída. No caso de instalação de ancoragem é nesta fase que se fazem os ensaios de carga. Sempre que se façam estas campanhas são elaborados relatórios periódicos. Na altura de entrega da obra o projetista desenvolve então um Plano de Instrumentação e Observação para que o dono de obra possa acompanhar de maneira eficiente as leituras durante a vida útil da estrutura.

4.2.1. Relatórios de monitorização periódicos

A realização de relatórios de monitorização periódicos deverá ser efetuada de uma maneira regular, ou seja, com intervalos de tempo iguais para permitir uma melhor interpretação dos dados. Os relatórios devem ser constituídos por:

- Diferenças significativas dos valores dos parâmetros em análise, comparando com o relatório previamente realizado, descrevendo também possíveis motivos para tal ocorrência;
- Sugestões de correção;



4.2.2. Realização do Plano de Instrumentação e Observação após Conclusão da obra

Quando a fase de obra se encontra na etapa final o projetista deverá realizar o Plano de Instrumentação e Observação para que o dono de obra possa continuar a realizar campanhas de monitorização com um documento de apoio que estipula os valores de alerta e alarme para a instrumentação existente. Deverá também ter sugestões de ações que possam ser tomadas caso se alcancem esses limites. O Plano de Instrumentação e Observação deverá ter ser constituído pelos seguintes pontos, dependendo sempre da natureza da obra e da instrumentação instalada:

- Uma introdução da ação realizada no local, descrevendo, resumidamente, o projeto e os motivos pelos quais foi instalada a instrumentação;
- Decisões efetuadas durante a fase de obra que possam ser relevantes para o desenrolar da monitorização;
- Descrição da instrumentação instalada, quais os tipos, que medições podem ser efetuadas com os mesmos, como foram instalados, onde foram instalados, critérios de alerta e alarme;
- Planta de instrumentação, com os vários equipamentos numerados;
- Se ocorrer algum acontecimento inesperado durante a fase de obra deve também vir referido no Plano de Instrumentação e Observação;
- Conclusões e recomendações.



5. Estudo de caso do talude de aterro entre os Km's 236,450 e 236+720 da Linha do Sul

5.1. Caracterização do local

5.1.1. Localização geográfica

O local em estudo situa-se entre o km 236+450 e o km 236+720 da Linha do Sul, a Oeste de S. Martinho das Amoreiras, no concelho de Odemira, e encontra-se localizado entre as estações de Amoreiras-Odemira (km 226+500) e Luzianes (242+600). Na Figura 34 podemos observar a localização do talude de aterro.

No troço em estudo, antes da intervenção que é objeto de estudo, os aterros, em flanco de encosta, fundados sobre a formação xistosa, apresentavam na zona do eixo cerca 16 a 18 m de espessura, atingindo do lado esquerdo da via uma altura da ordem de 25m, com inclinação aproximada de 1V:1,5H.

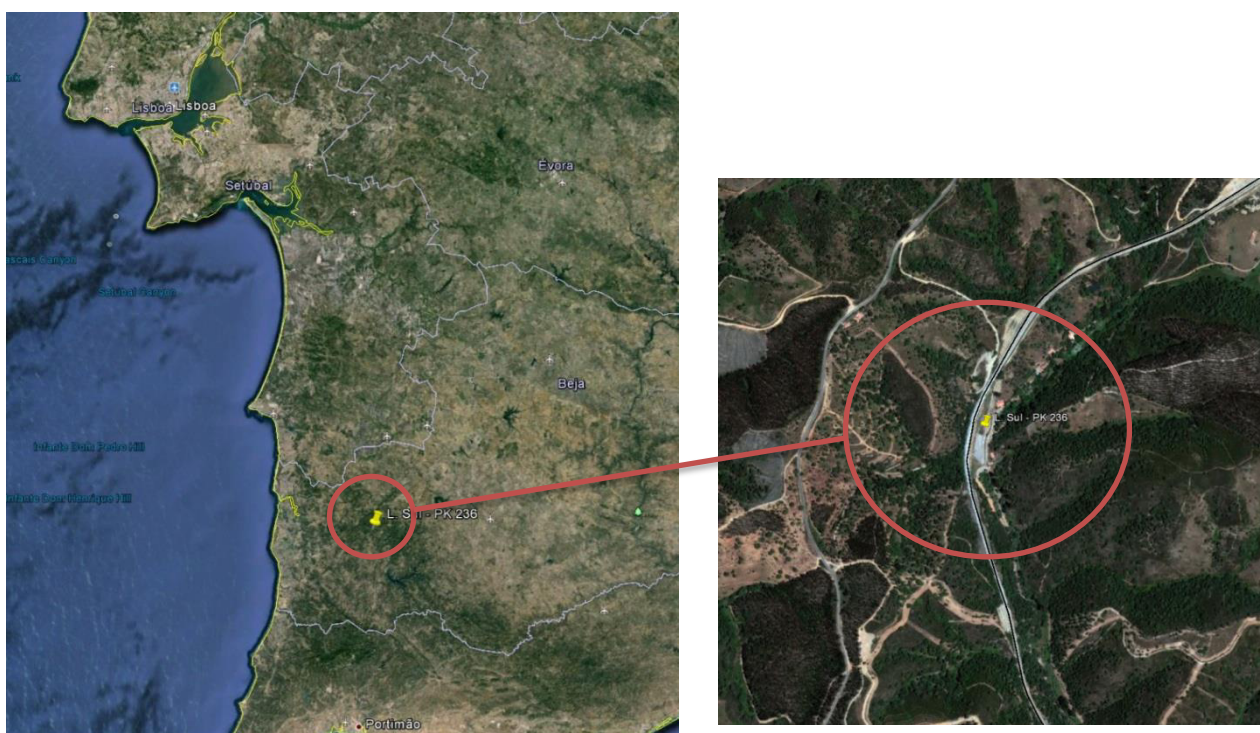


Figura 34 – Localização geográfica do troço em estudo (Linha do Sul – Entre os km's 236+450 e 236+720) [adaptado de Google Earth]



5.1.2. Enquadramento geológico e geotécnico do local

O talude de aterro situa-se em plena unidade morfológica-estrutural designada por Zona Sul Portuguesa que se encontra fortemente tectonizada e onde se observam grandes variações litológicas e paleontológicas, tendo sido este grupo dividido em três formações, sendo que o talude de aterro em estudo assenta unicamente sobre a Formação do Mira, como se pode observar na Figura 35.

O maciço onde se encontra inserido o talude em estudo é afetado por um complexo sistema de descontinuidades, como se pode observar na Figura 37, o que condiciona o seu comportamento ao nível da resistência ao corte, deformabilidade e permeabilidade.

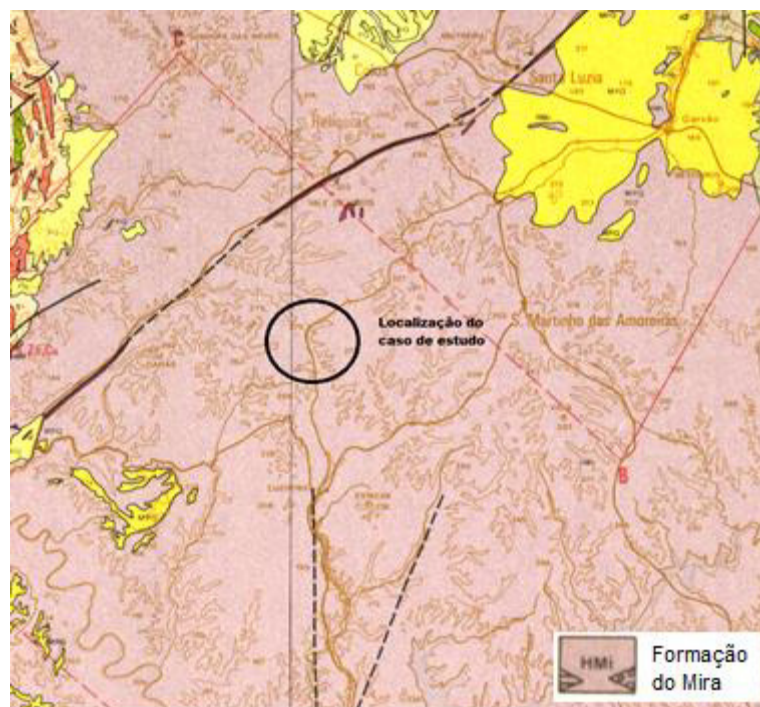


Figura 35 – Extrato da Carta Geológica de Portugal com a localização do talude em estudo.

A caracterização do maciço rochoso xistoso de uma forma geral, à superfície apresenta-se muito alterado a decomposto (W_{4-5}) com horizontes medianamente alterados (W_3), encontra-se igualmente muito fraturado, com uma xistosidade muito densa e apertada. As fraturas, na sua maioria, apresentam-se oxidadas e mineralizadas. Na Figura 36 pode-se verificar uma rotura que ocorreu no aterro superior ao talude em estudo.

Do ponto de vista geomorfológico, o relevo desta zona apresenta-se acidentado e observa-se através dos taludes que os terrenos se encontram intensamente dobrados e fraturados.



Do ponto de vista hidrogeológico, sendo os maciços constituídos por xistos, estes tendem a exibir características de meio fissurado com redes aquíferas descontínuas. As condições hidrogeológicas estão assim dependentes do grau de fracturação, da interdependência das fraturas e do preenchimento das mesmas. São visíveis perfis com alteração elevada e com fracturação intensa, proporcionando assim características permeáveis ao maciço.



Figura 36 – Rotura em talude de aterro superior ao talude em estudo

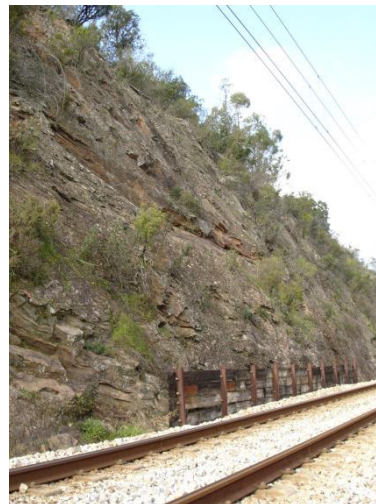


Figura 37 – Descontinuidades visíveis no talude escavação adjacente ao talude em estudo [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



5.1.3. Caracterização geológica e geotécnica do local

Para caracterização geológica e geotécnica dos materiais de aterro e da fundação foi realizada uma campanha de reconhecimento em 2008, no âmbito da qual se realizaram os seguintes trabalhos:

- Quatro sondagens à rotação (S1 a S4), acompanhados de ensaios de penetração dinâmica (SPT) afastados de 1,5m;
- Três ensaios de penetração dinâmica com o penetrómetro dinâmico superpesado: DPSH1 a DPSH3;
- Três trincheiras de prospeção realizadas no passeio da via: TR1 a TR3;
- Ensaios de laboratório: identificação (análise granulométrica), limites de consistência, teor em água natural, ensaio de corte rápido (CU) e ensaio de compressão simples.

As sondagens verticais foram realizadas com 21m de comprimento, com exceção da sondagem S1 que atingiu os 24m.

De acordo com os diagramas das sondagens, ocorrem materiais de aterro até cerca de 18m de profundidade, com exceção da sondagem S1 onde se registaram aterros até 21 m de profundidade. Os valores N_{spt} são em regra baixos, da ordem de 5 a 10 pancadas até cerca dos 4 a 6m de profundidade, assumindo maiores profundidades na sondagem S4 até cerca de 8m, evidenciando a baixa compacidade destes materiais.

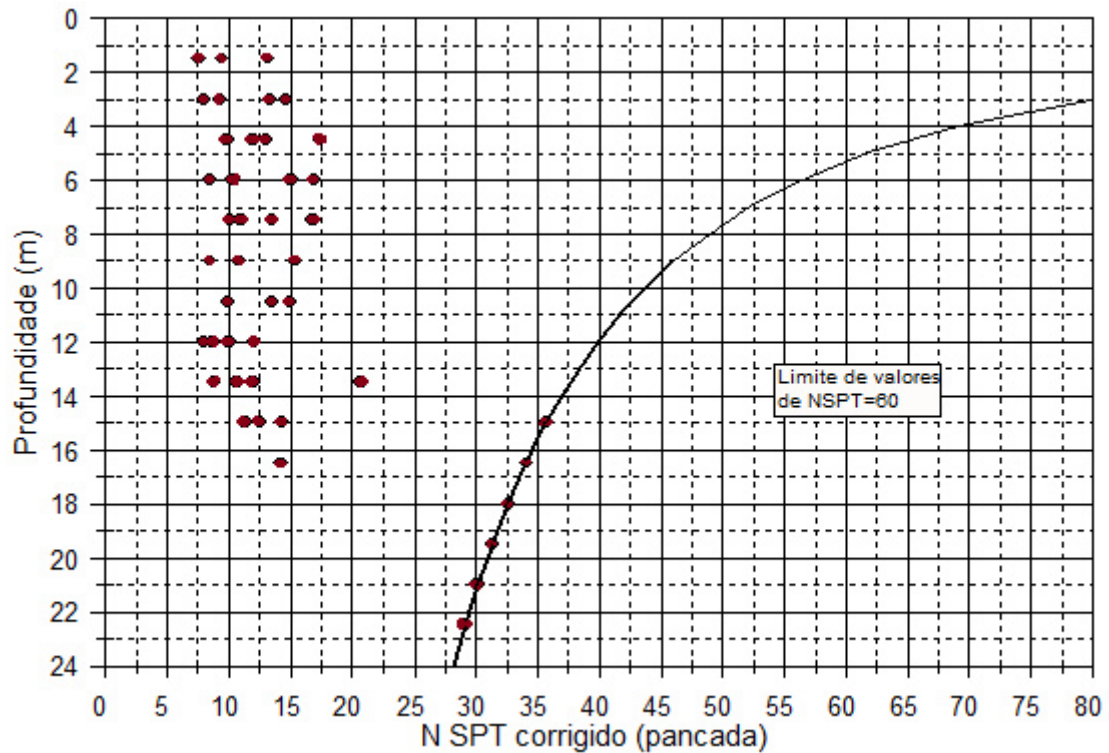
Abaixo dessa profundidade os valores de N_{spt} aumentam em profundidade para valores que variam em regra entre 12 e 25 pancadas.

Em todas as sondagens foi intersetado o maciço rochoso a cerca de 16m de profundidade, sobre o qual foi identificada uma camada de aterro mais pedregoso com cerca de 2 a 3m de espessura, com valores de N_{spt} de 60 pancadas.

Dado à alteração brusca no comportamento dos materiais, os elevados valores de N_{spt} e a observação visual dos solos resultantes da alteração dos xistos nos taludes de escavação adjacentes, admite-se que a espessura de “aterros” referida corresponde não a materiais de aterro, mas a materiais do topo de substrato xistoso sericítico, com elevado grau de alteração e fracturação.



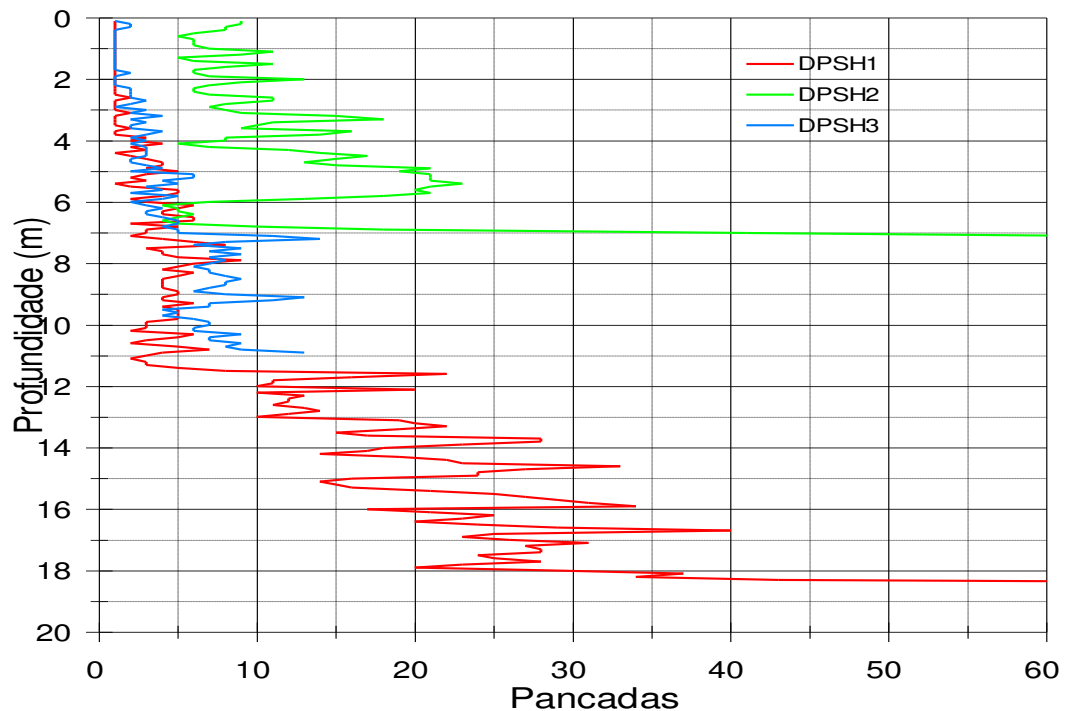
Gráfico 1 – resultados dos ensaios SPT corrigidos dos efeitos da profundidade [adaptado de Linha do Sul. Troço Funcheira – Santa Clara de Saboia. Análise da instabilidade do aterro ao km 236+500. Nota Técnica. Ferbritas. Outubro de 2008]



A profundidade atingida pelos ensaios de penetração dinâmica, quando correlacionada com a descrição dos diagramas das sondagens, sugere que os ensaios ficaram “suspensos” a meio dos aterros. Com efeito, verifica-se que em zonas em que as espessuras do aterro deverão ser da ordem dos 18 m, os ensaios não foram além de 7 e 11 m de profundidade, DPSH2 e DPSH3, respetivamente. Constitui exceção o DPSH 1 que chegou aos 18,35 m. Admite-se que os ensaios tenham esgotado a sua capacidade de penetração ao atingirem níveis de materiais mais grosseiros. No entanto, observa-se uma correlação entre o aumento da resistência de ponta, com os valores de N_{spt} registado nas sondagens.



Gráfico 2 – Resultados dos ensaios DPSH [adaptado de Linha do Sul. Troço Funcheira – Santa Clara de Saboia. Análise da instabilidade do aterro ao km 236+500. Nota Técnica. Ferbritas. Outubro de 2008]



Foram realizadas, na crista do talude, três trincheiras no passeio do lado esquerdo da via, TR-1 a TR-3, com cerca de 1 m de profundidade com o objetivo de observar o desenvolvimento das fendas, existentes à data. Aquando da sua abertura foi detetada a ocorrência de uma secção de betão, similar a uma valeta do tipo CP, que tem servido de alimentação de água ao topo do aterro.

Com as amostras recolhidas nas sondagens foram ensaiadas laboratorialmente duas amostras colhidas nos materiais de aterro nas sondagens S3 e S4, aos 13 e 2,5 m de profundidade, respetivamente. Apresentam uma distribuição granulométrica muito distinta, com percentagem em peso de fino (<#200) de 20 a 70%, respetivamente. Em termos de plasticidade ambos os solos apresentam um comportamento de baixa a média plasticidade, com valores de IP de 4 a 10, respetivamente. Salienta-se a reduzida representatividade da amostragem na análise efetuada (duas amostras) quando comparada com o volume de aterro existente.

Foi igualmente realizado sobre a amostra colhida aos 2,5 m, na sondagem S4, um ensaio de corte direto rápido, sob quatro tensões de consolidação distintas (80, 160, 240 e 320 kPa), e um ensaio de compressão simples.

No Anexo 1 é apresentada a planta de localização dos trabalhos realizados para a caracterização geológica e geotécnica do local em estudo.



5.2. Histórico de intervenções no talude de aterro em estudo

a) Entre 2000 e 2004

O local em estudo foi alvo de intervenções tendo-se procedido à ripagem da via posicionando-a mais para o lado esquerdo aumentando o seu raio de curvatura, aquando da reabilitação da Linha do Sul.

b) Em 2005

Na sequência de indícios de instabilidade detetados na altura, foram instaladas 37 marcas topográficas durante a fase de obra do lado esquerdo da via, de acordo com o relatório: Modernização da Linha do Sul. Troço Funcheira – Santa Clara Saboia. PK 236+500. G265/05. Instrumentação topográfica. De Setembro a Novembro de 2005. G265/05. Geosolve. Novembro de 2005. Com as leituras efetuadas nas marcas topográficas (como podemos observar na Figura 38), ficou concluído que ocorriam variações nos deslocamentos da ordem dos milímetros. A leitura destas marcas foram posteriormente abandonadas.



Figura 38 – Marcas topográficas marcadas no carril [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]

Ainda em 2005 o aterro foi alvo de intervenções, tendo sido executadas duas fiadas de microestacas, paralelas à via, disposta em quincôncio (disposição de quatro em quadrado e uma no centro, cujo afastamento não foi possível averiguar). As microestacas, com 0,25 m de diâmetro e com um comprimento médio de 7,5 m são constituídas por perfis metálicos HEB140. A cabeça das microestacas deverá encontrar-se a cerca de 1,5 m abaixo da cota do passeio de via.

c) Em 2008

Foi realizada uma campanha de reconhecimento constituída por quatro sondagens à rotação (s1 a s4), três ensaios de penetração com o penetrómetro dinâmico superpesado (DPSH1 a DPSH3) e



abertura de três trincheiras (TR-1 e TR-3). Após conclusão das sondagens foram instalados dois tubos inclinométricos nos furos de sondagens s2 e s4.

Existem registros de leituras efetuadas nos inclinômetros entre Abril de 2008 e Dezembro de 2008, concluindo-se na altura, que os deslocamentos observados não manifestavam evoluções significativas, verificando-se uma situação estacionária. Foi realizado o relatório: “*Linha do Sul - Aterro instabilizado ao km 236. Inclinômetros. Ferbritas. Geocontrole. Dezembro de 2008*”, onde se apresentam sob forma de gráfico, os deslocamentos registados nos inclinômetros entre Abril e Dezembro de 2008, concluindo-se que os maiores deslocamentos horizontais ocorriam à superfície, até cerca de 2 m de profundidade, com valores máximos de 13 mm no inclinômetro s2, interessando a zona de contato entre os aterros antigos da via e os colocados mais recentemente para alargamento da plataforma, na zona exterior das microestacas.

d) Em 2010

Após o período de chuvas intensas que ocorreram no início do ano de 2010, começou a verificar-se a abertura de novas fendas do lado esquerdo da via, como se pode observar na Figura 39, com uma rápida progressão, quer em extensão, quer na sua abertura, que chega a atingir 0,10 m, com 1m de profundidade. A zona mais afetada desenvolve-se junto ao km 236+650, onde começou a ser igualmente observada, pela primeira vez, a abertura de fendas do lado direito da via e o abatimento do passeio, tendo sido necessário proceder ao “espionamento” da catenária 236/17 (Figura 40). Como medida mitigadora e imediata foram colocados plásticos (Figura 44) de modo a impedir que a água da chuva pudesse percolar para o interior do aterro. Na sequência desta visita foram retomadas as campanhas de leitura dos tubos inclinométricos existentes e das leituras de nivelamento topográfico nas filas dos carris.



Figura 39 - Fenda no passeio do lado esquerdo da via [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Em Abril do ano de 2010, face aos resultados da instrumentação, a REFER avança para realização de um projeto de estabilização definitiva do talude de aterro. Em paralelo foram realizadas algumas ações mitigadoras para garantir a estabilidade do aterro, designadamente o refechamento de fendas (Figura 43 e Figura 45) e a colocação de um prisma de enrocamento na base do talude (Figura 42 e Figura 46), zona que apresentava maiores deslocamentos na via, com cerca de 5400 m³. Houve um aumento da frequência (leituras, em média, três a quatro vezes por semana) de leituras nos inclinómetros e nas marcas de nivelamento nos carris.



Figura 40 – Espiamento do poste de catenária [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 41 – Marcas de nivelamento [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 42 – Colocação de enrocamento [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 43 – Refechamento das fendas e colocação de uma lona de plástico [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 44 – Lona de plástico [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 45 – Refechamento de fendas e colocação de uma lona de plástico [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 46 – Colocação de enrocamento [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]

Entre novembro e dezembro do mesmo ano foram instaladas 68 marcas adicionais nos passeios de via (Figura 41), do lado esquerdo e direito, e na face do talude do lado esquerdo a uma cota superior ao prisma de enrocamento.

A obra decorreu entre Maio de 2011 e Setembro de 2012.

5.3. Caracterização das intervenções

Das decisões deliberadas em 2010 resultou um projeto referente à estabilização do talude de aterro entre os Km's 236+450 e 236+720 da Linha do Sul localizado entre as freguesias da Funcheira e de Santa Clara, que decorreu do ano 2011, e que preconizou a adoção das seguintes soluções:

- Construção de muros de suporte de aterro, com contrafortes ou com ancoragens, na base do aterro existente;



- Execução do aterro no tardo dos muros de suporte com detritos de pedra, em alternativa ao aterro em material resultante da alteração do xisto;
- Execução de uma parede de betão armado ancorada, apoiada em microestacas, em alternativa à cortina de estacas ancorada, a uma distância da faixa de segurança da linha ferroviária superior à prevista para a execução da cortina de estacas.

Em relação ao muro na base do talude, por limitação do espaço existente, sempre que foi possível optou-se pela execução de muro de suporte com contrafortes, como se apresenta na Figura 47, com sapatas a tardo do muro. Caso as sapatas invadissem o talude existente foi adotada a solução de muros com ancoragens, que dispensam a execução de sapatas de tardo.

O aterro executado no tardo dos muros de suporte construído na base do aterro existente foi construído com material resultante de detritos de pedra, constituiu a plataforma que permitiu a construção da parede, de betão armado, ancorada apoiada em microestacas. Deste modo conseguiu-se garantir melhores condições de segurança para os trabalhadores e equipamentos envolvidos nos trabalhos que foram previstos serem executados nessa plataforma de trabalho.



Figura 47 – Muro com contrafortes [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



5.3.1. Muros de contenção inferior

Os muros de suporte foram fundados diretamente, por meio de sapatas, no substrato resistente. Sempre que esta formação se encontre abaixo das cotas prevista no projeto, foi previsto a substituição do terreno sobrejacente por betão ciclópico.

Os muros de suporte com contrafortes são constituídos por sapata, parede, contraforte e uma guarda ao nível do topo. Ao nível da sapata foram previstos “dentes” (como se pode observar na Figura 48) que melhoram o comportamento dos muros ao deslizamento.

Os muros de suporte ancorados são constituídos por sapatas, paredes e guardas ao nível do topo, em betão armado, e dois níveis de ancoragens. Num pequeno troço específico foi necessário considerar três níveis de ancoragem. As ancoragens de 550 kN são inclinadas a 35°, com a horizontal, e foram seladas no terreno natural competente, com N_{spt} 's maiores ou iguais a 60 pancadas, com um comprimento mínimo de selagem de 6.0 m. Estes elementos asseguram a estabilidade dos muros e selam nas formações que constituem o maciço rochoso, subjacente ao aterro existente.

Tratando-se de muros para o suporte de aterro, a execução dos mesmos e das respetivas ancoragens deverá ser alternado com a construção do aterro no seu tardoz. Numa primeira fase, antes da colocação do aterro no tardoz do muro, foram cravadas as cunhas das ancoragens. Logo depois, e de forma alternada com a construção do aterro, deverá ser garantido o tensionamento das ancoragens, para o pré-esforço de 550 kN. ¹

A tardoz dos muros foi colocada uma tela drenante e na base daqueles foi colocado um dreno longitudinal, constituído por um tubo de PVC perfurado, envolto em geotêxtil. Este dreno foi envolto numa camada de enrocamento inserida num filtro por material drenante de granulometria grosseira a fina.

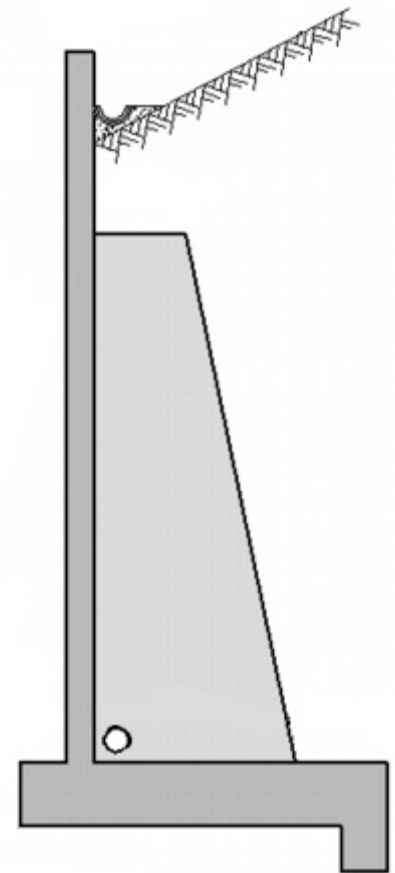


Figura 48 – Corte do muro de suporte com contrafortes – pormenor do “dente” ao nível da sapata

¹ Em anexo encontram-se todos os processos de construção referentes aos muros de suporte existentes no caso de estudo. (Apêndice I)



As paredes dos muros contêm uma malha de bueiros, em PVC, que asseguram a sua drenagem.



Figura 49 – Muro de suporte na base do talude de aterro

Concluídos os muros de suporte na base do aterro existente (Figura 49), foi iniciada a execução do aterro por camadas devidamente compactadas.

O aterro foi executado até à cota da plataforma de trabalho prevista, como se pode observar na Figura 50, que nesta solução, situa-se mais afastada da linha, a cerca de 5,0 m da faixa de segurança.

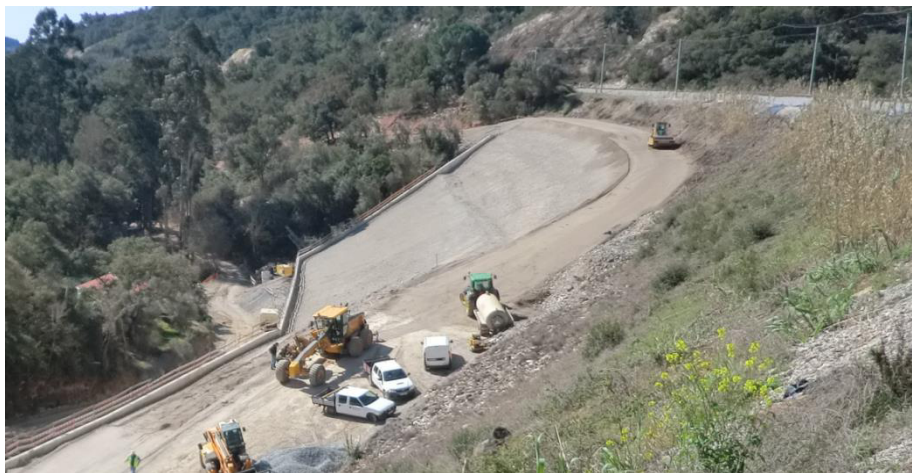


Figura 50 – Execução do aterro com plataforma de trabalho [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]

5.3.2. Cortina superior ancorada

A plataforma de trabalho serviu de apoio à construção da parede de betão armado, apoiada em microestacas. A parede de betão armado e com secção transversal de $0,35 \times 2,0 \text{ m}^2$ apoia-se em microestacas de secção transversal $\phi 114,3$ (diâmetro exterior) e espessura de 9 mm, em aço de alta



resistência ($f_{syd}=560\text{MPa}$) espaçadas de 3,0 m. Estes elementos transmitem ao terreno, por atrito lateral ao longo do comprimento da selagem, os esforços de compressão resultantes do peso próprio parede e da componente vertical das ancoragens. Para o comprimento de selagem destes elementos foram obtidos valores mínimos de 4,0 m e 5,0 m, consoante o espaçamento das ancoragens é de 3,0 m ou de 2,5 m.

As ancoragens de 550 kN, espaçadas de 2,5 m a 3,0 m, respetivamente nos troços que abrangem ou não as zonas mais afetadas do talude (limitadas pelo aterro em pedrapleno) serão inclinadas a 35° com a horizontal, com N_{spt} 's maiores ou iguais a 60 pancadas com um comprimento mínimo de selagem de 6,0 m.

Para garantir uma boa drenagem junto a este elemento propôs-se a colocação de uma caleira na base da parede, e ainda bueiros ϕ 110 distribuídos ao longo de toda a extensão da parede. Foi colocado enrocamento desde o topo da parede até à crista do talude. O resultado final é o demonstrado na Figura 51.

Após a conclusão dos trabalhos de aterro propôs-se a colocação de uma camada de cobertura em terra vegetal sobre o aterro executado, que permitisse o desenvolvimento de vegetação ligeira, impedindo a erosão superficial e minimização da infiltração de água para o interior do maciço de aterro. Finalmente preconizou-se um Plano de Instrumentação e Observação que possibilitasse um controlo adequado do comportamento da obra ao longo do tempo, em condições de serviço.

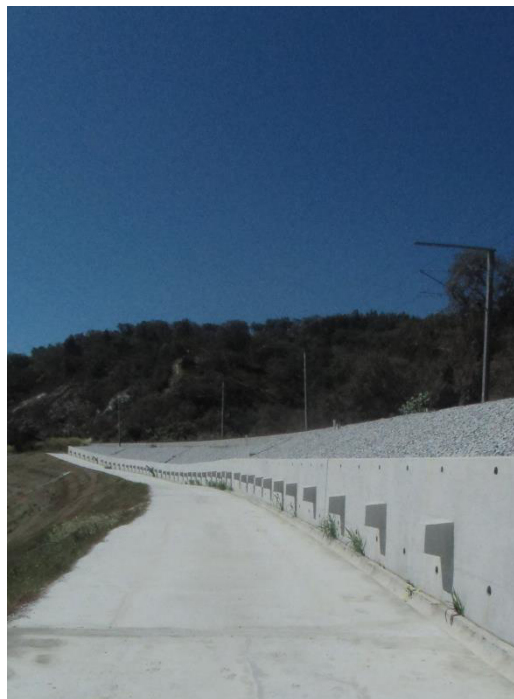


Figura 51 – Parede de betão armado no topo do talude



5.3.3. Drenagem

No troço em análise existiam duas passagens hidráulicas sob a plataforma da via, aqui designadas de PH1 e PH2 aos km's 236+480 e 236+680, respetivamente. Constatou-se que as passagens hidráulicas referidas se encontravam parcialmente obstruídas e em mau estado de conservação, e sugeriam estar danificada devido a movimentos do aterro, como se pode verificar na Figura 53. No caso da PH ao km 236+480, Figura 52, foram depositados aterros junto à boca de entrada que levaram ao prolongamento por colocação de uma manilha de 0,80 de diâmetro. Deste modo, considerou-se a substituição integral de ambas as PH's.



Figura 52 – Danos na PH ao km 236+480 [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



Figura 53 – Danos na PH ao km 236+680 [figura cedida pelo departamento de Geotecnia da REFER Engineering]



O dimensionamento das PH's foi feito tendo em conta as precipitações com a duração de 12 (PH1) e 15 (PH2) minutos, correspondentes ao período de retorno de 20 a 100 ano calculadas com base nas curvas IDF estabelecidas pelo SNIRH (Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos) para o posto de Relíquias (27G/01). Na Figura 54 podemos verificar a localização do ponto em relação à localização do talude em estudo.

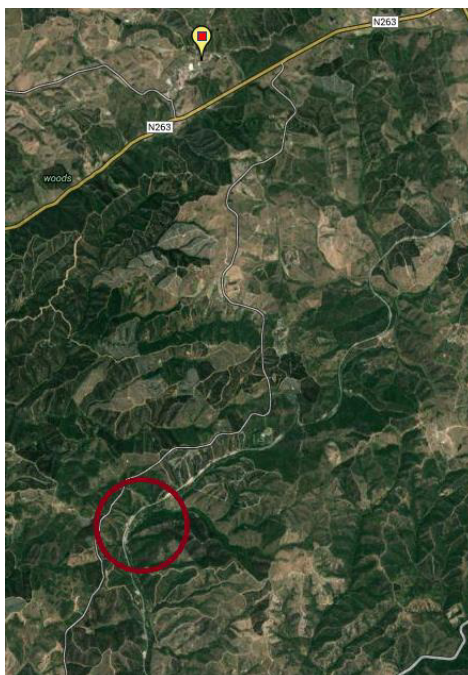


Figura 54 – Localização do posto de Relíquias em relação à localização do talude

Apresentam-se na Tabela 17 as principais características geométricas consideradas para as PH's que asseguram a drenagem da encosta.

Tabela 17 – Características geométricas das PH's consideradas para o dimensionamento hidráulico

PH	Diâmetro	A	Cotas de Soleira		L	s
	(mm)	(m ²)	Zi	Zj	(m)	(%)
1	800	0,503	183	180	46,5	6,5
2	1200	1,131	173	166	61,8	11,5

Na PH1 preconizou-se uma manilha de betão com $\phi 800$, que une duas caixas em betão, uma a montante para recolha dos caudais, e outra a jusante para encaminhamento para a valeta retangular.



A jusante da PH1 dimensionou-se uma valeta de betão com seção retangular (Figura 55 e Figura 57) com 0,70 m de largura com altura variável, com 0,70 m de altura mínima, em betão, de modo a possibilitar o encaminhamento das águas drenadas até à secção de restituição (Figura 56).



Figura 55 – Pormenor da valeta retangular



Figura 56 – Pormenor da restituição das águas



Figura 57 – Pormenor da valeta retangular



Preconizou-se a colocação de uma valeta de betão com secção em meia-cana, com $\phi 300$, ao longo de toda a via para a drenagem das águas provenientes desta. As suas características encontram-se evidenciadas na Tabela 18, e podemos observar as suas características na Figura 58 e Figura 59):

Tabela 18 – Características das valetas a instalar no local

i	C	A	Q _{afluente}	Tipo de valeta	S _{dim}	Q _{dim}	Q _v
mm/h		m ²	m ³ /s		m/m	m ³ /s	m ³ /s
100,4	0,7	1760	0,034	MC300	1,5	0,034	0,058



Figura 58 – Pormenor da drenagem longitudinal no aterro



Figura 59 - Pormenor da drenagem longitudinal na base da parede de betão

5.4. Plano de instrumentação e observação

O plano de instrumentação e observação proposto para esta empreitada tem como objetivos garantir a realização, em condições de segurança e tendo em conta a economia, dos trabalhos



relativos à escavação e construção das estruturas de contenção, descritas no projeto de execução, assim como a análise do comportamento dessas estruturas e infraestruturas vizinhas durante e após a execução da empreitada. O Plano de Instrumentação e Observação foi definido a partir da análise dos principais condicionamentos que, na fase em que o plano foi elaborado, se considerou que poderiam vir a afetar a intervenção, com maior probabilidade. A análise destes condicionamentos permitiu a quantificação dos principais riscos associados à execução dos trabalhos.

5.4.1. Grandezas a medir

O Plano de Instrumentação e Observação proposto foi elaborado com o intuito de, na altura de fase de obra, permitir a medição, durante os trabalhos relativos à escavação e construção das estruturas de contenção, das seguintes grandezas:

- a) Deslocamentos horizontais das estruturas de suporte;
- b) Medição da tensão/carga instalada nas ancoragens executadas.

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

- a) Alvos topográficos para medição de deslocamentos horizontais das estruturas de suporte;
- b) Deslocamentos horizontais da contenção através de inclinómetros;
- c) Células de carga em ancoragens para medição da tensão/carga instalada nas ancoragens executadas.

A localização proposta para os aparelhos e dispositivos de medição indicados encontra-se representada no Anexo 9.

5.4.2. Característica dos aparelhos sugeridos no Plano de Instrumentação e Observação

- a) Alvos topográficos:

A instalação de alvos foi realizada através da fixação às estruturas, por colagem e/ou selagem, de placas metálicas planas onde são colocados previamente os alvos, como se verifica na Figura 60. Foi tido em consideração a correção da orientação dos alvos de forma a facilitar as pontarias do equipamento topográfico e, conseqüentemente reduzir os erros (da ordem de 1mm na direção horizontal e de 0,5mm na direção vertical). As medições trigonométricas absolutas, sem contacto



de convergências e deformações previstas, serão realizadas utilizando uma estação total com hardware e software indicados para o efeito. As campanhas devem constituir na leitura de ângulos e de distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar.

As observações topográficas dos alvos, que atendendo à dimensão da obra se propõe que sejam do tipo prisma de reflexão total, que definem e materializam os pontos objeto a instrumentar devem ser efetuadas com a maior redundância possível, quer angularmente, quer em distância. Sendo redundantes, deverá, depois, em cada campanha de observação, proceder-se ao ajustamento das observações, através de modelo de cálculo adequado. As precisões finais do sistema de observação estão estimadas em aproximadamente ± 1 mm, quer planimetricamente, quer em altimetria.



Figura 60 – Alvo topográfico num muro de suporte

b) Células de carga em ancoragens

As células de carga em ancoragens permitem a monitorização da carga de pré-esforço instalada. Propôs-se a instalação de células de carga do tipo manométricas que permitem uma medição do pré-esforço até 1200 kN, com uma precisão associada ao equipamento de 0,5%. Sendo a leitura das células de carga assim efetuada através de um dispositivo manométrico. Com vista à sua correta colocação, cada célula foi montada sobre placas metálicas de uniformização de esforços.

Na Figura 61 é possível observar o método de leitura das células de carga.



Figura 61 – Célula de carga no muro de suporte

c) Inclinómetros portáteis

Foram colocadas quatro calhas inclinométricas (ou tubos inclinométricos) em PVC (Figura 62), tipo ABS, com $\phi 70$ mm (diâmetro exterior) que permitem a passagem de um sensor deslizante (torpedo) dotado de pontos de referência (roletes) espaçados de 0,50m. Este torpedo contém dois sensores do tipo servo-acelerómetros montados com desfasamento de 90 graus. Uma vez dentro do tubo-calha, a profundidade a que se encontra o torpedo será controlada por uma escala graduada de 0,50 m e impressa no próprio cabo elétrico que liga o torpedo à caixa de leituras à superfície. A localização das calhas encontra-se referenciada no Anexo nº 10.



Figura 62 – Tubo inclinométrico em PVC

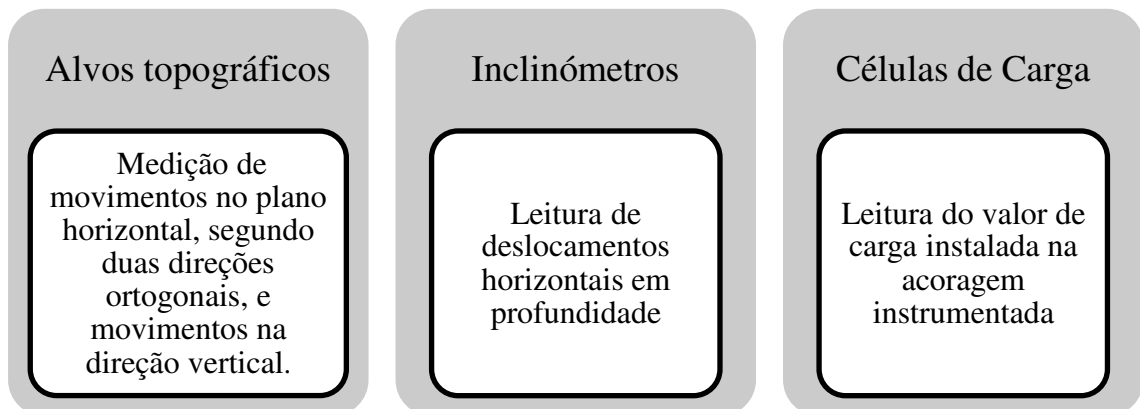
Na Figura 63 pode-se verificar como se deve efetuar o manuseamento do torpedo.



Figura 63 – Manuseamento do torpedo

O resultado obtido em cada leitura corresponde à distância na horizontal entre os roletes de referência. Com este valor, para cada profundidade instrumentada é possível construir um gráfico profundidade/deslocamento horizontal das calhas em qualquer das duas direções ortogonais.

Dentro das condições normais de operação, o erro de cálculo da deflexão no topo de um tubo calha com 30 metros de profundidade é de aproximadamente ± 6 mm.



5.4.3. Frequência das leituras

Atendendo às características da obra o projetista preconizou que o conjunto de aparelhos instalados, ou a instalar, sejam lidos, durante a execução dos mesmos com uma frequência a ajustar em obra.

Os resultados foram apresentados sobre forma gráfica e atempadamente interpretados e analisados pelos técnicos projetistas das estruturas instrumentadas, em colaboração com os técnicos da obra e com a fiscalização. Foi então proposto que o intervalo de tempo entre cada campanha de leituras e a entrega dos respetivos resultados, devidamente processados graficamente, aos técnicos responsáveis pela respetiva análise e interpretação, não fosse superior a 5 dias.



Devido às características apresentadas na obra em estudo, o dono de obra, neste caso a REFER, ficou encarregue do acompanhamento da mesma durante o seu tempo de vida útil, realizando leituras periódicas. A frequência de leitura proposta corresponde a:

1º ano de vida útil da obra – 1 leitura/ 2 meses;

2º ao 5º ano de vida útil da obra – 1 leitura/ 6 meses;

A partir do 6º ano de vida útil da obra – 1 leitura/ ano,

Sempre que se considerar necessário poderão ser realizadas leituras adicionais.

Registando os valores dos deslocamentos, valores das cargas lidos e o dia e hora das leituras. Deverão, por regra, ser realizadas sempre à mesma hora e, preferencialmente, ao início da manhã, para que os efeitos térmicos afetem minimamente as leituras.

Após a execução dos muros de suporte foram instalados quatro fissurômetros, três na PH2 e um na PH1 (Figura 64).

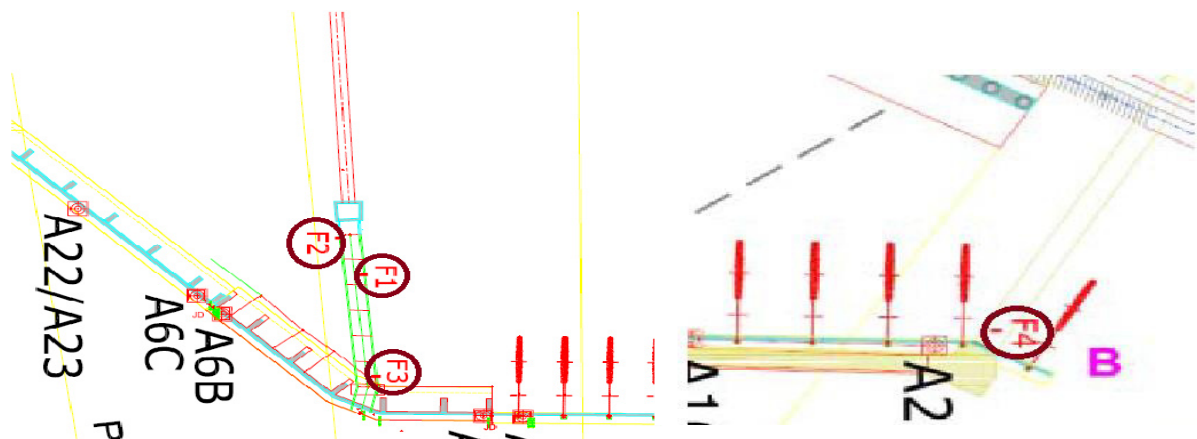


Figura 64 – Localização dos fissurômetros

5.4.4. Critérios de alerta e alarme

Foram definidos os seguintes critérios de alarme e alerta para a instrumentação instalada:

Ancoragens – Nestas tabelas foi considerado que a variação seria em 2 níveis de ancoragem em simultâneo, para o caso de haver variação apenas num nível terá de ser realizada uma análise específica.



Tabela 19 – Critérios de alerta e alarme para o acréscimo de valor de carga nas ancoragens

Ancoragens		
Critério	Acréscimo de carga (kN) (Intervalo de valores lido em kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 25\%$ $(550 < P \leq \approx 690)$ $(400 < P \leq \approx 500)^2$	Situação corrente
Situação de alerta	$25\% < \Delta P \leq 40\%$ $(\approx 690 < P \leq 770)$ $(\approx 500 < P \leq 560)$	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 2 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 6 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
	$40\% < \Delta P \leq 55\%$ $(770 < P \leq \approx 850)$ $(560 < P \leq \approx 620)$	Reforço da instrumentação Frequência de leituras 1/ 2 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 6 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/6 meses. Se o valor se mantiver estável no ano seguinte (mínimo de 2 leituras), a frequência das leituras poderá passar para 1/ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 55\%$ $(P > \approx 850)$ $(P > \approx 620)$	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.

² Todos os valores assinalados a esta cor são referentes à ancoragem ADR6 que tem uma tração de serviço diferente das restantes



Tabela 20 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens no muro ao PK 236+500 e 236+480

Ancoragens – Muro ao PK 236+500 e 236+480		
Critério	Redução de carga (kN) (Intervalo de valores lido em kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 15\%$ ($\approx 470 \leq P < 550$) ($\approx 340 \leq P < 400$)	Situação corrente
Situação de alerta	$15\% < \Delta P \leq 25\%$ ($\approx 410 \leq P < \approx 470$) ($\approx 300 \leq P < \approx 340$)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 3 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 25\%$ ($P < \approx 410$) ($P < \approx 300$)	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.

Este documento foi elaborado com o intuito de controlo e acompanhamento das estruturas de suporte construídas no âmbito da estabilização do talude. Para garantir um bom controlo de acompanhamento das mesmas, além de ser aconselhável o cumprimento deste documento, é recomendável a realização de visitas regulares à obra para se observar, inspecionar e garantir a manutenção da mesma (sistemas de drenagem). Os valores dos critérios de alerta e alarme definidos deverão ser revistos caso se verifiquem deslocamentos na via-férrea, antes de se terem atingido valores de alerta, ou se forem observados indícios de instabilização no talude ou danos estruturais nos muros de suporte.

As restantes tabelas encontram-se no Anexo nº 9.

5.5. Apresentação e Interpretação dos valores obtidos da instrumentação instalada

Desde a receção provisória da obra que a REFER mantém um plano de monitorização para o talude presente, sendo que a leitura dos inclinómetros, ancoragens e fissurómetros é efetuada por



um membro do departamento de geotecnia e os topógrafos encontram-se responsáveis por toda a monitorização topográfica. De momento mantêm-se a periodicidade de uma visita por mês.

Nas visitas de monitorização é efetuada a leitura dos seguintes equipamentos:

- Tubos inclinométricos – I1 a I4, S2 e S4;
- Ancoragens instrumentadas – nos muros de suporte e na parede de betão ancorada;
- Fissurómetros localizadas nas PH's – F1 a F4;
- Alvos topográficos localizados ao longo do muro de suporte o parede ancorada e das marcas de nivelamento;

Para além dos valores obtidos com a instrumentação instalada no local (Tabela 21) é, também, considerada a observação da obra, que pode ajudar a identificar a classificar anomalias que possam ocorrer, bem como fenómenos de instabilidade. São efetuadas as leituras de:

Tabela 21 – Instrumentação instalada no local de estudo

Instrumentação	Quantidade
Tubos inclinométricos	6
Células de carga (muro de suporte e parede ancorada)	9
Fissurómetros nas PH's	4
Marcas de nivelamento topográficas	38
Marcas no coroamento da parede ancorada	23
Alvos topográficos no muro de suporte	41

As plantas de localização da instrumentação encontram-se no Anexo nº 10.

5.5.1. Deslocamentos nos alvos topográficos e marcas topográficas

Em 2010 foram retomadas as leituras de nivelamento topográfico nas filas dos carris. As marcas encontram-se distribuídas ao longo de 21 perfis. Em seguida são apresentados os gráficos referentes às leituras registadas entre 2010 e 2011, altura em que se consultou a COBA para a realização do projeto de estabilização.



Gráfico 3 – Leituras topográficas do perfil P0 ao P5

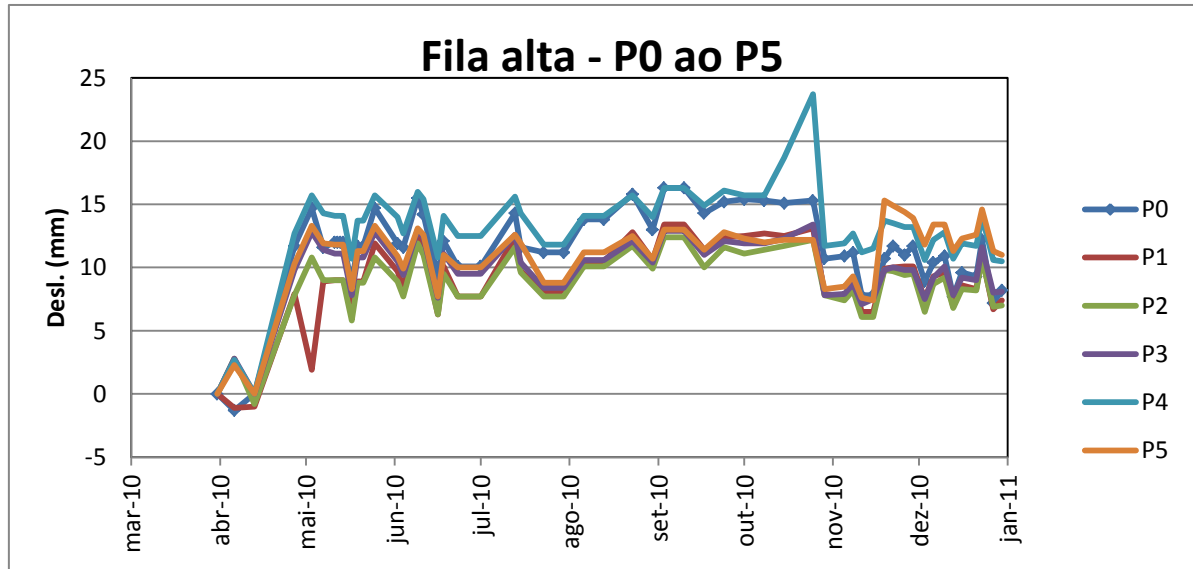


Gráfico 4 – Leituras topográficas do perfil P6 ao P11

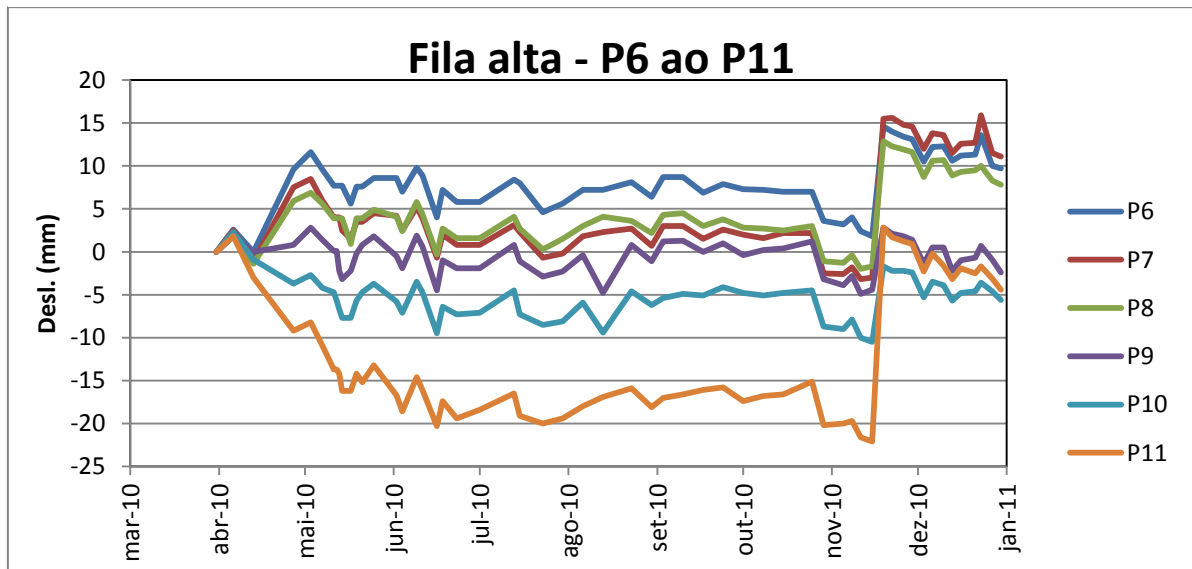




Gráfico 5 – Leituras topográficas do perfil P18 ao P21

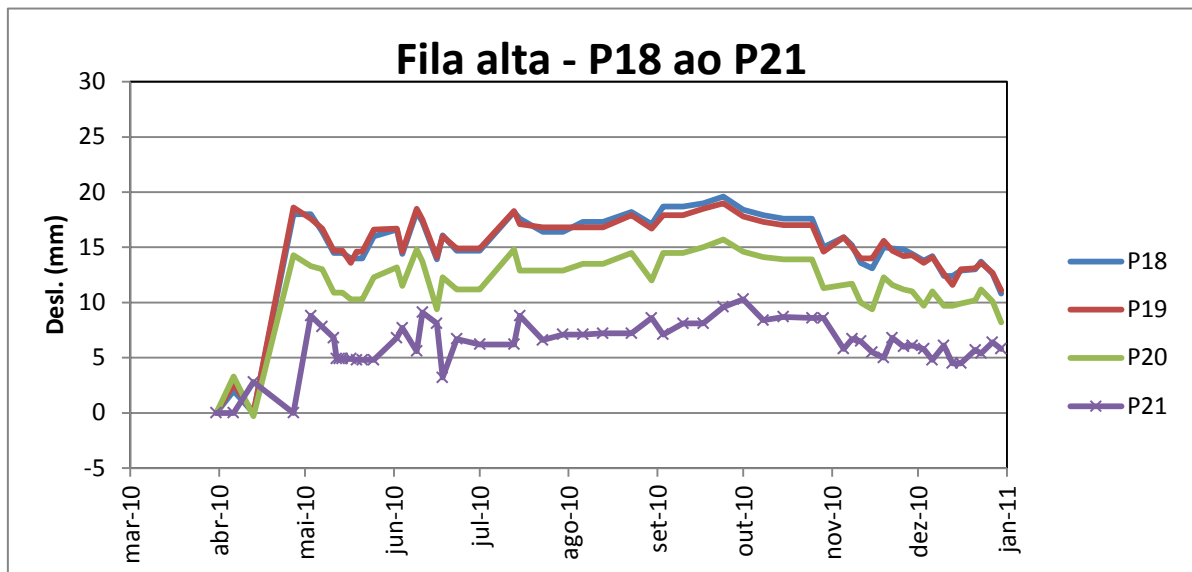
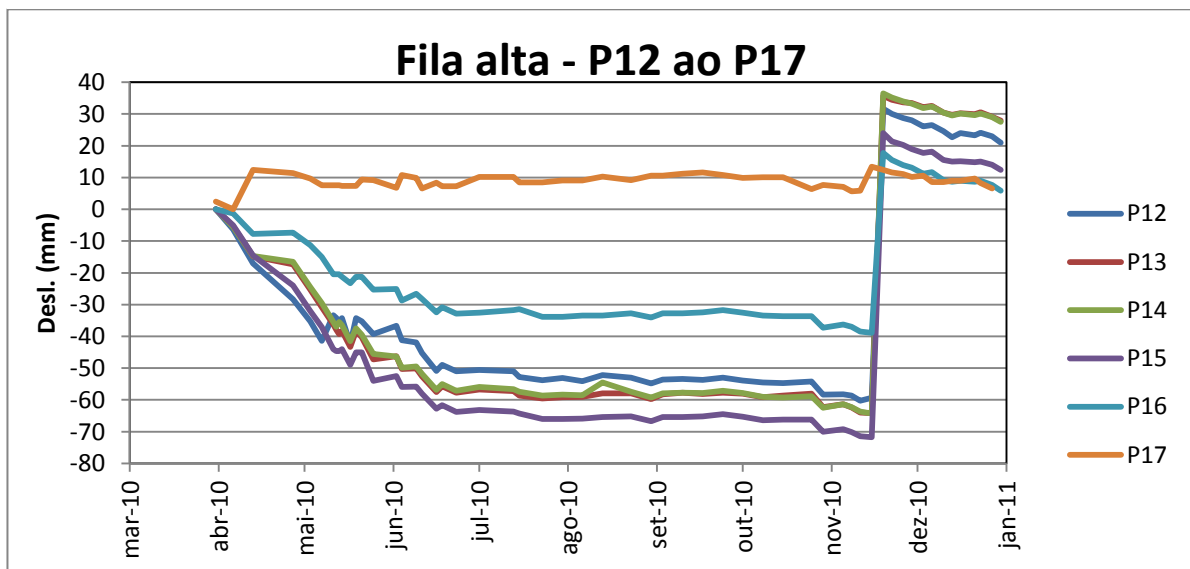


Gráfico 6 – Leituras topográficas do perfil P12 ao P17



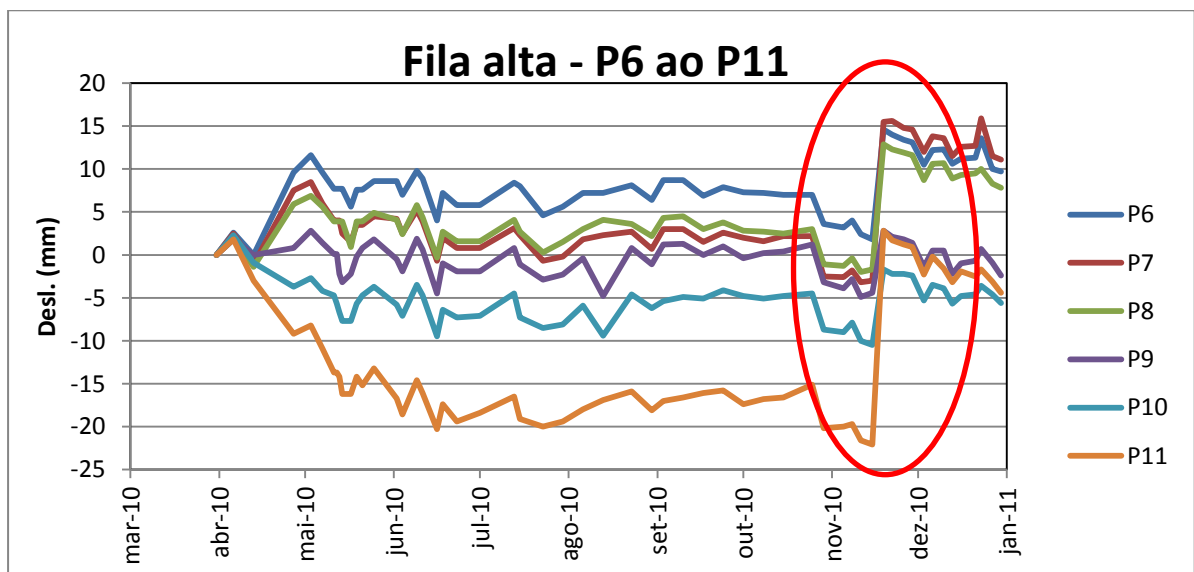
Ainda durante este ano foram acionados os seguintes trabalhos:

14/04/2010	Ataque pesado
10/05/2010	Ataque ligeiro
01/06/2010	Ataque ligeiro
20/06/2010	Ataque ligeiro do km 236+610 (P12) ao 236+635 (P14)
18/11/2010	Ataque ligeiro e recarga de balastro



Tais medidas são observáveis nos gráficos apresentados. Tendo como exemplo o Gráfico 6, ao longo do tempo os assentamentos registados no talude de aterro provocam movimentos onde se registam os valores negativos, estes movimentos provocaram a imposição de afrouxamentos à velocidade praticada pelos comboios neste local. Como solução, temporária, foram adotadas soluções como o ataque ligeiro e recarga de balastro efetuado a 18 de Novembro de 2010. É na secção referente ao gráfico 7 que se verificam os maiores deslocamentos, que se encontram entre os 70 e 80 mm.

Gráfico 7 - Leituras topográficas do perfil P6 ao P11



Na altura da realização do Plano de Instrumentação e Observação foi proposto que os critérios de alerta e alarme para os deslocamentos lidos nos alvos topográficos instalados nas paredes ancoradas fossem em função do acréscimo ou da redução de carga ocorrentes nas ancoragens instrumentadas, em exceção se houver deslocamentos ao nível da via-férrea importantes para variações de carga nas ancoragens inferiores aos limites definidos. O objetivo proposto foi controlar, por via dos deslocamentos lidos nos alvos, o acréscimo ou redução de carga nas ancoragens não instrumentadas com células de carga, tomando por referência a relação entre a variação de carga lida na ancoragem instrumentada e o deslocamento lido no alvo instalado na mesma seção.

Deslocamentos negativos dos alvos (na direção da linha) devem ser interpretados em conjunto com os resultados das leituras dos restantes aparelhos instalados na obra.



Para os muros de suporte sem ancoragens, propôs-se que os deslocamentos dos alvos sejam limitados aos movimentos necessários para que se instalem os impulsos ativos no tardo das paredes destes muros. Logo foi aconselhado a zeragem dos alvos instalados nestes muros atendendo a que os mesmos iriam acumular deslocamentos resultantes da construção do aterro que não deverão ser considerados. A REFER optou por fazer a zeragem de todos os equipamentos topográficos instalados no local.

Atualmente a topografia não se encontra encarregue do departamento de geotecnia, mas é fundamental, para uma correta monitorização, a interpretação dos valores topográficos juntamente com os valores da restante instrumentação para uma melhor visualização da situação em que se encontra o talude de aterro.

As campanhas realizadas pela equipa responsável pela monitorização topográfica da REFER têm como base o sistema de coordenadas DATUM 73, que utiliza como origem o vértice Melriça, e em que o sentido positivo das coordenadas M e P são o Este e o Norte.

A equipa continuou a realizar leituras nas marcas topográficas que se encontram no passeio de via, e que foram instaladas antes da realização dos trabalhos em perfis de 10 em 10 metros. Algumas destas marcas foram destruídas durante a realização dos trabalhos.

Foram instaladas novas marcas no coroamento da parede superior na fase de obra tendo a sua leitura começado após a conclusão dos trabalhos. Foram designadas de M1 a M23.

A leitura dos alvos topográficos, localizados no muro de suporte inferior, começou ainda no decorrer dos trabalhos e mantêm-se.

Nos anexos 2,3 e 4 é apresentado o quadro com os valores recolhidos pela topografia.

5.5.2. Deslocamentos nos inclinómetros

A existência de movimentos do terreno em profundidade poderá ser um indício de eventuais mecanismos de instabilização do terreno. Os inclinómetros permitem controlar os valores dos deslocamentos horizontais ao longo do tubo inclinométrico, os quais correspondem, neste caso, a movimentos do terreno na mesma ordem de grandeza.

Em 2008, com a realização da campanha de reconhecimento (já referida no ponto 5.2), foram realizadas campanhas de leituras dos inclinómetros s2 e s4 de Abril a Dezembro desse mesmo ano. Foram registados os seguintes resultados:



Tabela 22 – Resultados das deformações incrementais dos inclinómetros S2 e S4

Tubo inclinométrico	Direção	Resultado
S2	A	10,5mm a 0,5m de profundidade
	B	-10,5mm a 0,3m de profundidade
S4	A	0,4mm a 0,3m de profundidade
	B	-

O valor da deformação cumulativa para o inclinómetro S2 na última leitura realizada em Dezembro de 2008, foi de 13,7mm, na direção A, a 0,5m de profundidade e de 8,7mm, na direção B, a 0,5m de profundidade para o inclinómetro S4.

No decorrer do ano 2010 a REFER retomou as leituras dos tubos inclinométricos. Ao longo do ano foram registados os seguintes resultados (Figura 65 e Figura 66):

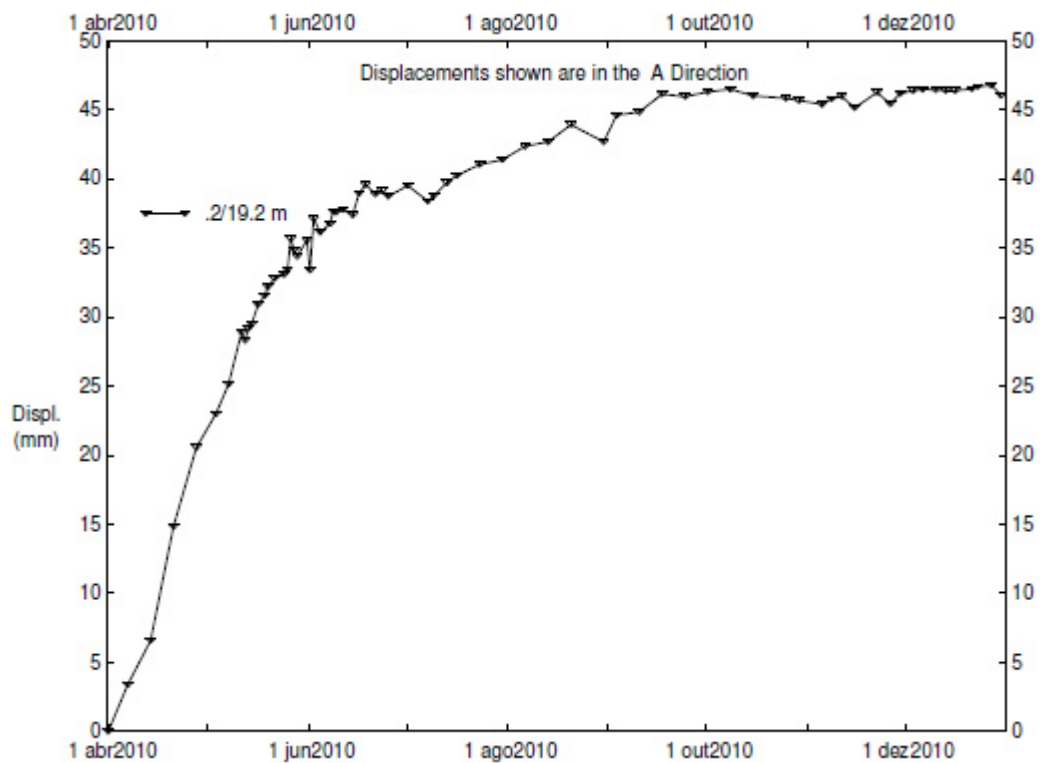


Figura 65 - Resultados do inclinómetro S2, segundo a direção A, no decorrer do ano 2010

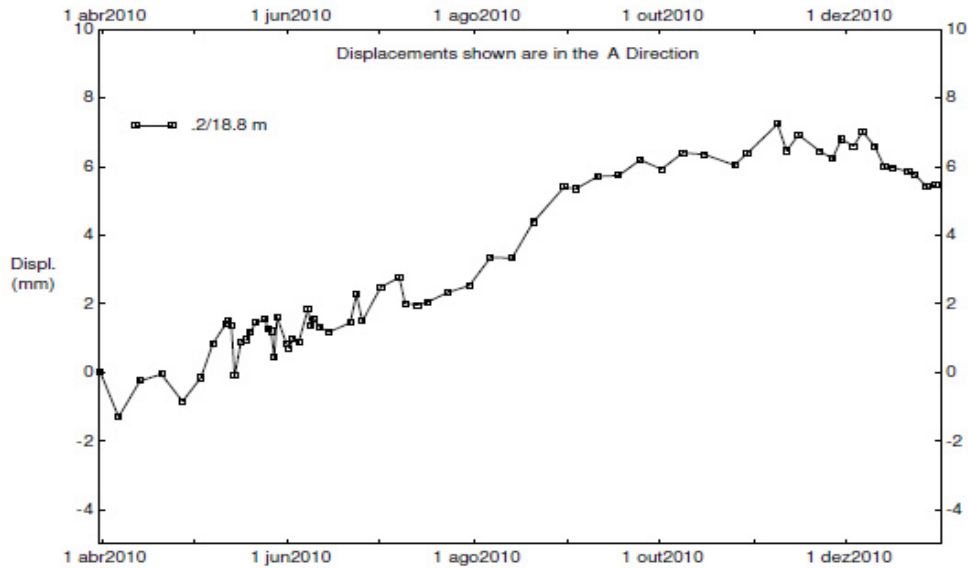


Figura 66 - Resultados do inclinómetro S4, segundo a direção A, no decorrer do ano 2010

Durante o decorrer da obra, foram instalados 4 inclinómetros, que se encontravam preconizados no Plano de Instrumentação e Observação, ficou decidido que no presente caso, os movimentos lidos nos inclinómetros devem ser associados a variações de carga nas células de carga, a deslocamentos nos alvos topográficos e/ou a movimentos ao nível da via-férrea. Deste modo os resultados das leituras deste aparelho deverão ser interpretados em conjunto com os resultados das leituras dos restantes aparelhos, instalados no local em estudo.

A direção A (Figura 67) foi caracterizada de modo a que seja paralela à direção que é suposto ocorrer deslocamentos. A direção A+, sentido positivo, que segue para o exterior do talude de aterro

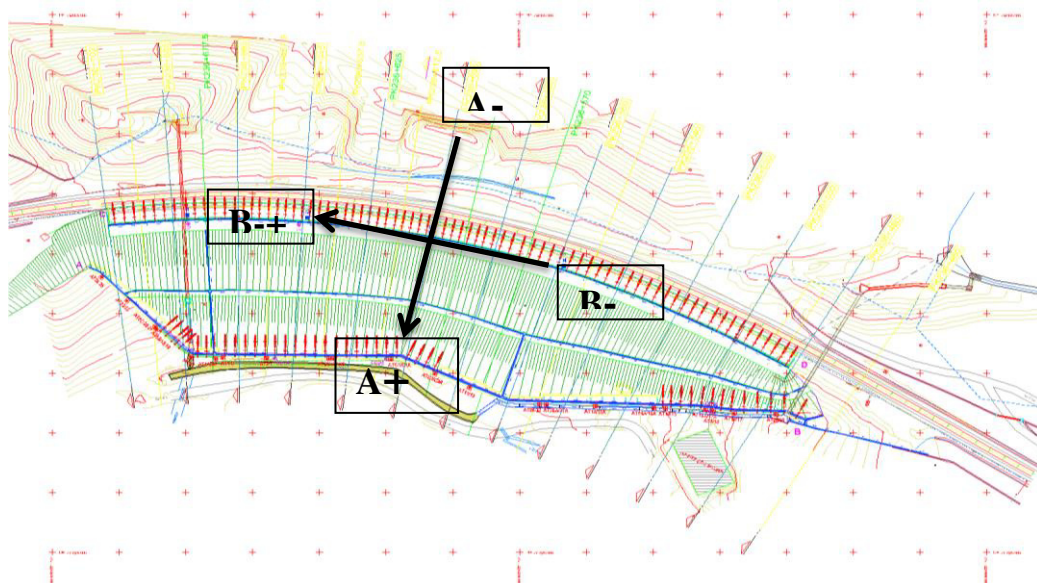


Figura 67 – Localização das direções de deslocamento



Os tubos inclinométricos S2 e S4 já se encontram instalados desde 2008, altura da realização das sondagens, os restantes tubos foram instalados na fase de obra, no tardo da parede de betão ancorada.

Os resultados provenientes dos tubos inclinométricos são os seguintes:

Tubo inclinométrico I1:

Verifica-se que na zona menos profunda (\pm até aos 4 metros) o tubo está a deslocar-se no sentido A-, ou seja em direção à via-férrea, enquanto que a profundidades maiores desloca-se em direção ao talude de aterro. Este tubo apresenta movimentos que se encontram na zona de alerta.

Tubo inclinométrico I2, I3 e I4:

Os tubos inclinométricos I2, I3 e I4 apresentam um comportamento semelhante ao tubo inclinométrico I1.

Tubo inclinométrico S2:

Este tubo apresentou grandes movimentos no início das leituras, em 2010, mas têm-se mantido estável desde então.

Tubo inclinométrico S4:

Tal como o tubo inclinométrico S2, este tubo apresentou movimentos acentuados em 2010, tendo estagnado desde então. Este tubo é o que apresenta maiores deslocamentos na direção B.

Na Tabela 23 – Resultados das leituras dos inclinómetros são apresentados, resumidamente, os deslocamentos acumulados dos inclinómetros instalados no local:



Tabela 23 – Resultados das leituras dos inclinómetros

Inclinómetro	Direção	Resultados
S2	A	75mm a 4m de profundidade
	B	10mm a 4m de profundidade
S4	A	20mm a 1m de profundidade
	B	-30mm a 12m de profundidade
I1	A	-9mm a 1m de profundidade
	B	-7mm a 1,5m de profundidade
I2	A	-4mm a 2 m de profundidade/ 4mm a 10m de profundidade
	B	-7mm a 4m de profundidade
I3	A	4mm a 6 m de profundidade
	B	-3mm a 2m de profundidade
I4	A	4mm a 4m de profundidade
	B	-3mm a 2m de profundidade

Todos os valores referentes aos tubos inclinométricos encontram-se no anexo 8.

5.5.3. Células de carga

Foram instaladas nove células de carga nas ancoragens presentes na parede de betão (superior) e nos muros de suporte, sendo que duas delas se localizam na parede superior (AD7 e AD21 - Figura 68) e as restantes nos muros de suporte (AD6, AD17, AD24, AD37, AD55, AD66 e ADR6 - Figura 69, Figura 70, Figura 71 e Figura 72).

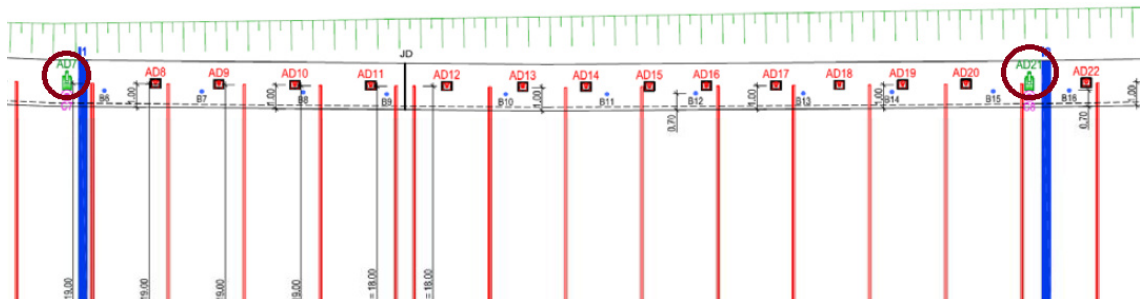


Figura 68 – Localização das ancoragens AD7 e AD21

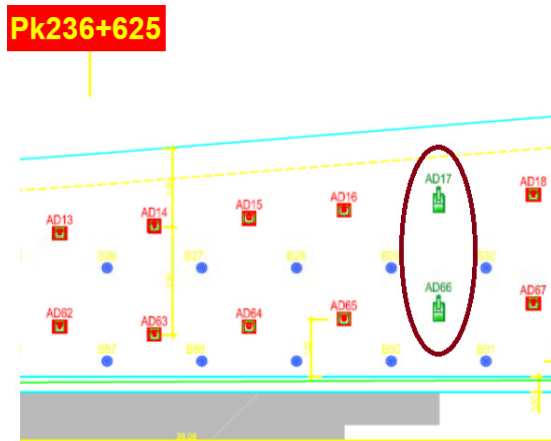


Figura 69 – Localização das ancoragens AD17 e AD66

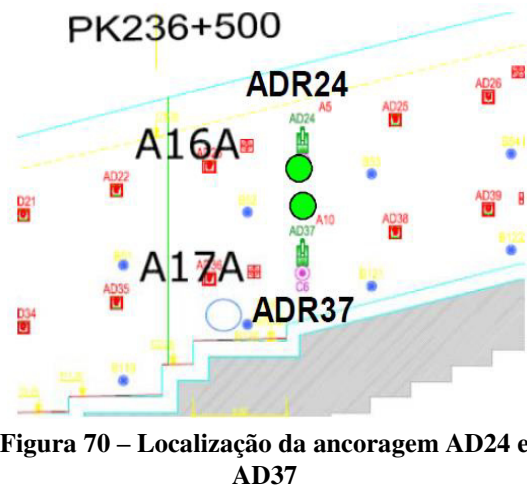


Figura 70 – Localização da ancoragem AD24 e AD37

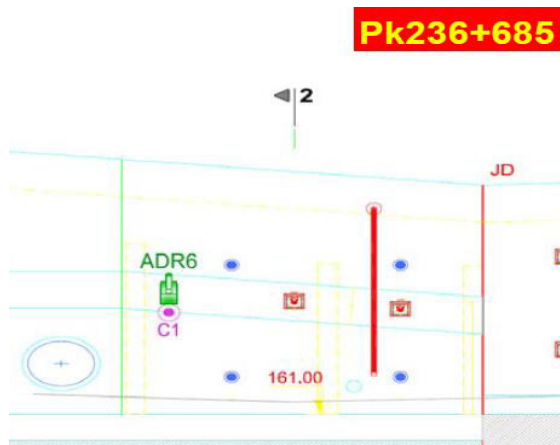


Figura 72 – Localização da ancoragem ADR6

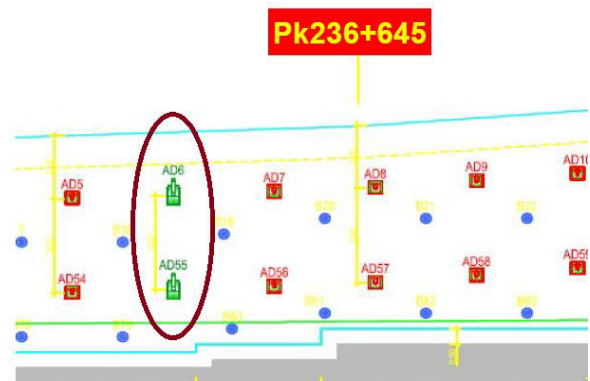


Figura 71 – Localização das ancoragens AD6 e AD55

As leituras são efetuadas de modo direto, ou seja, através da visualização dos manómetros, sendo sempre registada a hora de leitura, pois, como já foi referido, é conveniente que todas as leituras sejam efetuadas por volta da mesma hora, e deverão ser evitadas as horas de maior calor. As ancoragens apresentam uma tração de serviço de 550 kN, à exceção da ADR6 que apresenta uma tração de serviço de 400 kN.

As células de carga podem ter variações negativas ou positivas de carga. No Plano de Instrumentação e Observação ficou preconizado as seguintes interpretações para cada caso.



Quando ocorre uma redução de carga nas ancoragens a estabilidade local dos muros pode ser afetada, sendo esta situação condicionante, bem como a estabilidade global do talude.

O pré-esforço de estruturas (associado à reentrada de cunhas e atrito) e a deformação elástica da parede são situações de perda de carga conhecidas como perdas instantâneas, a estas podem-se somar as perdas por relaxação do aço e as perdas por fluência do betão estrutural, conhecidas como perdas diferidas. No caso das ancoragens há que considerar, também, os fenómenos de redução de carga associados à fluência dos bolbos de selagem, e possíveis movimentos do muro no sentido do aterro (sendo esta consideração pouco provável de acontecer).

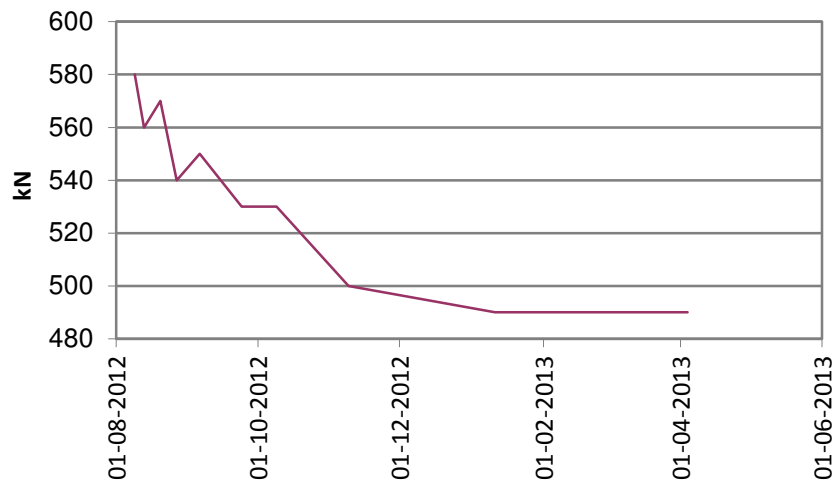
Na fase de projeto foi realizada uma análise de estabilidade global do talude a partir de um modelo numérico ao PK 236+645, nessa análise constatou-se que uma redução de carga de 50%, em 2 níveis em simultâneo de ancoragens, relativamente à carga de projeto (550 kN), poderá baixar o fator de segurança global da obra para um valor mínimo de 1,37, na combinação estática (cargas permanentes + sobrecargas) e para 1,0 na combinação pseudo-estática (cargas permanentes + sismo). Esta mesma redução de carga das ancoragens na parede superior, fixando a carga nas ancoragens dos muros da base, conduz a fatores de segurança, superiores a 1,5 na combinação estática, e a 1,0 na combinação pseudo-estática. ($\phi'_{\text{aterro existente}}=30^\circ$, $c'_{\text{aterro existente}}=2,5$ kPa).

A análise de estabilidade local dos muros (deslize e derrube) permitiu concluir que, nos muros no troço 236+480 ao 236+500, uma redução de carga de 25% (137,5kN) nos vários níveis de ancoragens, em simultâneo, faz com que o fator de segurança ao derrube, na combinação sísmica, passe para 1,0. Para a combinação estática, esta redução de carga nas ancoragens continua a assegurar valores superiores a 1,8 nos fatores de segurança ao deslize e ao derrube.

No troço PK 236+625 a 236+645, esta redução de carga nas ancoragens pode chegar aos 30% e 50%, respetivamente, para se obter, na combinação sísmica, valores do fator de segurança iguais a 1,0. Devido ao facto da zona do aterro em estudo se localizar numa zona sísmica, os muros deverão apresentar valores mínimos de 1,0 para o fator de segurança na combinação sísmica. A única célula de carga com redução de carga é a AD21.



Gráfico 8 – Resultados da leitura da célula de carga AD21
Muro superior - célula de carga AD21



O aumento de carga nas ancoragens pode provocar fenómenos de movimento do muro de suporte, no sentido exterior do muro. Nesta situação é necessário controlar a resistência interna e externa das ancoragens, a resistência do betão armado e das fundações.

Relativamente às ancoragens concluiu-se que um acréscimo de carga equivalente a 60% da carga de projeto, a ancoragem verifica um fator de segurança superior a 1,35 para a resistência interna (resistência do aço) e de 1,5 para a resistência externa (capacidade resistente do bolbo). Segundo a norma EN 1537 é recomendado que a carga de serviço das ancoragens, no tempo de vida útil da obra, seja no mínimo $0,65P_{tk}$, o que se expressa num acréscimo máximo de carga equivalente de 55% da carga de projeto.

Relativamente à resistência do betão armado, a análise realizada permitiu concluir que um acréscimo de carga igual a 55% da carga de projeto, nos vários níveis de ancoragem em simultâneo, permite verificar a segurança aos estados limites últimos de flexão e punção e aos estados limite de utilização de abertura de fendas.

O acréscimo de 55% da carga de projeto em todos os níveis de ancoragem em simultâneo, permite verificar a segurança das condições de fundação, de acordo com as características do terreno de fundação consideradas na fase de projeto.



Gráfico 9 – Resultados da leitura das células de carga AD6, AD17, AD24 e AD37

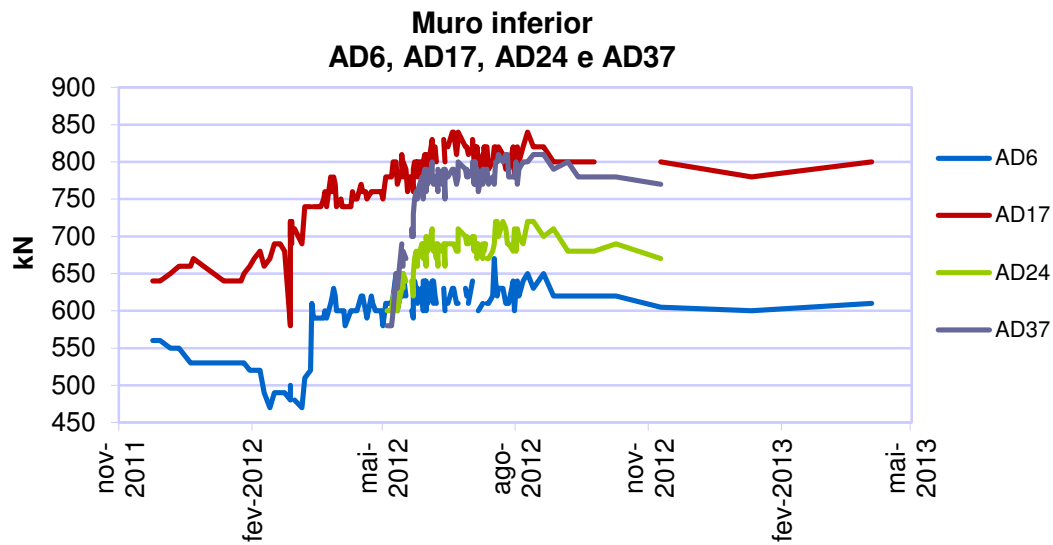


Gráfico 10 – resultados da leitura das células de carga AD55, AD66 e ADR6

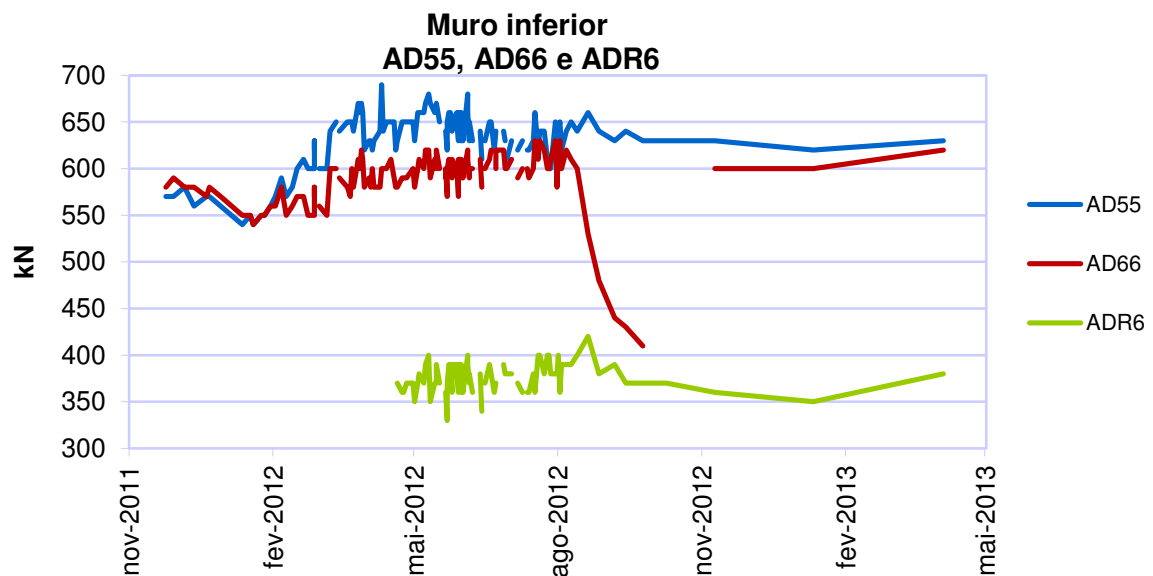
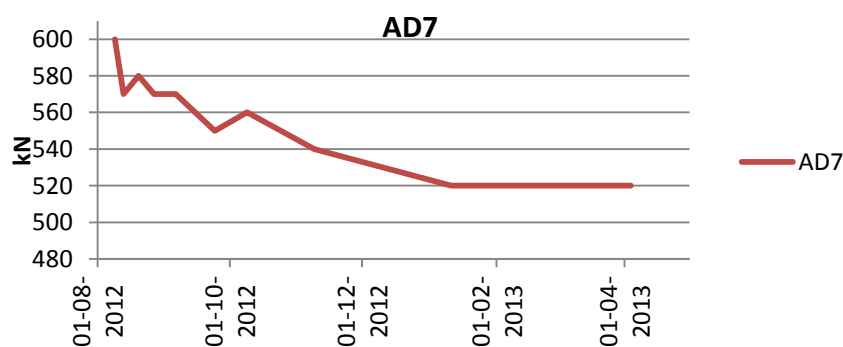


Gráfico 11 – Resultados da leitura da célula de carga AD7





Em relação à situação atual verifica-se que todas as ancoragens, nos muros de suporte (inferior) sofreram um incremento de carga desde Abril de 2013. Apresenta-se em resumo na Tabela 23 os valores de carga verificados na visita de campo que se realizou no dia 10-05-2013:

Tabela 24 – Resumos dos valores registados a 10/05/2013

Identificação da ancoragem	Valor de carga (kN)
AD7	565 kN
AD21	510 kN
AD6	640 kN
AD17	800 kN
AD24	770 kN
AD37	900 kN
AD55	660 kN
AD66	640 kN
ADR6	410 kN

As ancoragens AD17 e3 AD24 já atingiram valores correspondentes à situação de alerta. A ancoragem AD37, que se encontra na mesma linha de ação que a AD24, já ultrapassou os valores correspondentes à situação de alarme definidos no Plano de Instrumentação e Observação e apresentados do presente capítulo.

No anexo 5 e 6 é apresentado o quadro com os valores das presentes ancoragens.



5.5.4. Fissurómetros

Os fissurómetros encontram-se no interior das PH's, sendo que na PH1 se encontra 1 fissurómetro (Figura 74) e na PH2 encontram-se os restantes três fissurómetros (Figura 73).

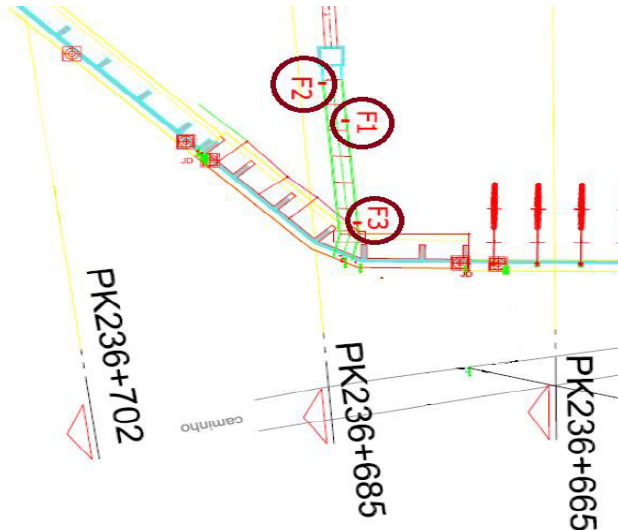


Figura 73 – Localização dos fissurómetros F1, F2 e F3

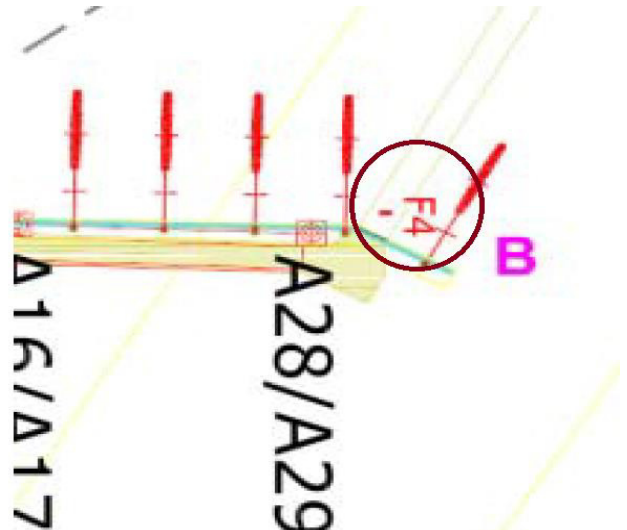


Figura 74 – Localização do fissurómetro F4

Os fissurómetros não têm registado grandes deslocamentos, sendo que o que ainda apresenta o maior deslocamento é o fissurómetro F3 com cerca de 3 mm no sentido X.

No anexo 7 é apresentado o quadro com os valores recolhidos dos fissurómetros.

5.5.5. Observação

Em visitas realizadas ao local permitiu identificar certas anomalias a ter em conta, tais como:

- Deslocamento entre a parede de betão ancorada (superior) e a drenagem, e o crescimento de vegetação na folga formada (Figura 75 e Figura 76).

Este deslocamento resulta, possivelmente, de assentamentos que ocorram no talude em relação à parede de betão ancorada. O deslocamento não assume dimensões preocupantes, sendo preciso apenas um controlo do mesmo e registo da sua evolução.



Figura 76 – Deslocamento da drenagem em relação à parede ancorada



Figura 75 – Crescimento de vegetação na folga entre a parede e a drenagem

- Deslocamento entre o muro de suporte inferior e a drenagem e ligeiro assentamento da mesma, no local em que se situa a ancoragem AD37 (Figura 77 e Figura 78):

Neste local, e visto encontrar-se situado na mesma zona de ação da ancoragem AD37, o deslocamento pode ser interpretada como uma confirmação de que esta zona do talude se encontra com problemas. Para validar esta hipótese é necessário interpretar os valores da ancoragem juntamente com os dados da topografia e com o apoio dos dados observacionais.



Figura 77 – Ligeiro assentamento da drenagem



Figura 78 – Deslocamento entre a drenagem e o muro de suporte

- Deslocamento da mástique na junta de dilatação e fenda na drenagem (Figura 79)

Estes deslocamentos ocorrer nas zonas de transição, no muro de contenção inferior, entre os muros de suporte com contrafortes e os muros de suporte ancorados, podendo serem interpretados como validação de movimentos a ocorrer na base do talude.



Figura 79 – Fenda na drenagem



- Ravinamentos na parte final da zona de intervenção do talude de aterro (Figura 80 e Figura 81).

Os ravinamentos encontram-se localizados na zona final do talude, onde não ocorreu qualquer tipo de intervenção, e são originados pelas águas pluviais provenientes da plataforma de via.



Figura 80 – Ravinamento



Figura 81 - Ravinamento



5.6. Conclusões

O grande objetivo da aplicação de um sistema de monitorização num local em que se encontre uma estrutura de contenção, como o presente caso de estudo apresenta, é a sua utilidade no acompanhamento da gestão de segurança e da sua funcionalidade na fase de construção e na fase de exploração (durante a sua vida útil).

Durante a fase de construção os relatórios das campanhas de monitorização devem ter em conta, para além dos resultados das leituras obtidas da instrumentação instalada, as alterações em obra sugeridas pelos resultados dessas leituras bem como todos os incidentes que possam ter sido evitados com as sugestões dos relatórios de monitorização. Devem ser registadas todas as adaptações que possam ser feitas ao Plano de Instrumentação e Observação de acordo com possíveis avarias que ocorram na instrumentação, ou dificuldades na instalação da instrumentação.

Deste modo é possível adquirir conhecimentos que poderão ser aproveitados para obras futuras, e assim fazer recomendações para que a fase de construção tenha a uma duração mínima, mas que seja tudo feito com qualidade e respeitando todos os pontos referentes à segurança. Podem também ser adquiridos benefícios a nível de custos pois a correta implementação de um plano de monitorização bem elaborado poderá reduzir o custo final de obra.

Segundo o Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico, a duração do período de observação após a construção deverá ser alterada em função das observações feitas durante a construção. Para estruturas cujo impacte sobre partes apreciáveis do ambiente físico vizinho possa ser desfavorável, ou para as quais a rotura possa envolver riscos fora do comum para bens ou vidas, a observação deverá prolongar-se por mais dez anos após a conclusão da construção ou durante toda a vida da estrutura.

No início da fase de exploração é elaborada uma recolha de informação para se poder caracterizar o comportamento da estrutura quando sujeita às ações provocadas pelo próprio terreno (ações permanentes) e às ações provocadas pelo homem (ações variáveis). As condições de segurança são verificadas a partir da interpretação dos resultados obtidos da leitura da instrumentação e da observação da estrutura, juntamente com o que foi estipulado no Plano de Instrumentação e Observação.



Com o evoluir do tempo se os relatórios de monitorização estiverem de acordo com o estipulado no Plano de Instrumentação e Observação há uma redução na intensidade da leitura da instrumentação. Se pelo contrário for detetada uma anomalia nas leituras da instrumentação há que elaborar um plano de ação que represente uma resolução do fenómeno em desenvolvimentos e permita uma evolução previsível das condições de segurança da obra.

No caso de estudo e de acordo com o Plano de Instrumentação e Observação estabelecido para a estrutura de contenção em questão, pela análise dos dados fornecidos pela instrumentação há que nas zonas de situação de alerta (AD17 e AD24), continuar com as leituras de um modo mais intensivo (que já se pratica nos dias presentes, de 15 em 15 dias), na zona onde se identifica uma possível situação de alerta (AD37) é necessário fazer uma avaliação antes de se intervir, pois devido a motivos alheios à REFER, nem sempre é possível efetuar a leitura dessa célula de carga e da AD24 que se encontra no alinhamento da AD37, pois este aumento de carga podem ser resultados de problemas de funcionamento da célula de carga e não de problemas do talude. Se se verificar que o problema é proveniente do talude é necessário estudar medidas que promovam o restabelecimento de todos os fatores de segurança exigidos para obras de contenção de caráter definitivo. Essas medidas serão decididas com o projetista e a REFER.

Com a interpretação do estudo de caso do presente relatório foi possível atingir os objetivos estabelecidos na fase inicial do estágio, estabelecidos de acordo com o tema do relatório de estágio. Com as várias idas ao campo foi possível efetuar leituras em vários tipos de instrumentação (inclinómetro, células de carga, extensómetro e piezómetro), de um modo autónomo, interpretando os resultados nas leituras observadas. Foi também possível acompanhar a equipa de monitorização em várias campanhas de leitura, permitindo assim ter uma ideia de como funciona o planeamento das campanhas, de acordo com o PIO estabelecido para o local a monitorizar, e gerir os vários locais a visitar respeitando todos os intervalos de tempo exigidos pelo PIO para os vários locais.



6. Considerações finais

O presente capítulo serve para fazer reflexão do estágio realizado.

Durante as 27 semanas de estágio, foi realizado o acompanhamento da equipa da geotecnia em campanhas de monitorização ao longo da rede ferroviária nacional, o que permitiu um ganho de conhecimentos para a realização do presente relatório.

Possibilitou o aprofundamento dos conhecimentos adquiridos na faculdade, no que toca ao projeto em via-férrea, à drenagem de vias e à estabilização de taludes, pois existe sempre uma diferença entre receber a informação nas diversas cadeiras do curso por uma via teórica e visualizar como todos esses pontos são realizados na vertente prática.

Ao realizar o presente relatório foi elaborada uma recolha bibliográfica com o intuito de adquirir conhecimentos em sistemas de observação de obras geotécnicas, tendo sido referidos todos os pontos relativos à elaboração de um plano de instrumentação e observação, bem como todas as grandezas a observar durante a monitorização de estruturas e a sua aplicabilidade durante a evolução de uma obra e a apresentação de vários equipamentos utilizados na instrumentação de estruturas geotécnicas.

A realização deste relatório permitiu que se obtivesse uma perceção da importância que a geotecnia tem para as vias de comunicação e quanto pode ser proveitoso a correta implementação de um plano de instrumentação e observação.

Conclui-se que a realização de estágio como trabalho final de mestrado correspondeu às expectativas esperadas, e estando inserida numa equipa de trabalho organizada onde foi possível o acompanhamento de campanhas de monitorização no terreno, como a realização de projetos. Tendo sido uma boa experiência e um bom início para uma ação futura em engenharia civil, tornando-se assim, o estágio, a melhor opção de escolha a realização do TFM.





7. Referências bibliográficas

A Geotecnia no Projeto Ferroviário, Disponível em WWW: <URL: <http://www.slideshare.net/jlavaredas/geotecnia-nos-projectos-ferrovirios>>

Alves, Adriana – Acompanhamento do modelo de Gestão da Segurança, Qualidade e Ambiente, para a construção das novas instalações da Polícia Judiciária. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. 2012 – Relatório de Estágio.

BASSET, Richard – A Guide to Field Instrumentation in Geotechnics: Principles, Installation and Reading – Taylor & Francis, 2012, ISBN 13: 9780415675376

Caracterização da infraestrutura, REFER, EPE – Disponível em WWW: <URL: <http://www.refer.pt/LinkClick.aspx?fileticket=ekfqizNEv4Y%3d&tabid=13>>

Castro, A. T. (2002). Exploração dos sistemas de observação e interpretação dos resultados de observação. VIII Congresso Nacional de Geotécnia, Lisboa

Cavaco, Carminda - O Algarve Oriental: as vilas, o campo e o mar. Faro : Gabinete do Planeamento da Região do Algarve, 1976. 2 vol.

Catálogo Slope Indicator Company - (1994)

Chaves, João Filipe Barros – Monitorização de taludes confinantes com a via férrea, Instrumentação e Diagnóstico: Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, 2004 – Relatório de Estágio

COBA – “Estabilização do talude de aterro entre os km’s 236+450 e 236+720, na Linha do Sul – Projeto de Execução, Volume 2 : Memória Descritiva e Justificativa (2011)

Decreto-Lei nº 104/97: DR 99/97 Série I-A de 1997-04-29, Disponível em WWW: <URL: http://www.igf.min-financas.pt/Leggeraldocs/DL_104_97.htm>

Department of the army, U.S.A Army corps of engineers, Washington, DC – Engineering and Design, Instrumentation for concrete structures – 1980. Disponível em WWW:<URL:http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-4300.pdf>



Dias, Fernando Augusto Soler – Escavações Profundas em Meios Urbanos: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2013 – Dissertação. Disponível em WWW: <URL:<http://repositorio.ipl.pt/handle/10400.21/2950>>

Dunnicliff, John - Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. John Wiley & Sons, 1993. ISBN 13: 9780471005469, Disponível em WWW: <URL: <http://books.google.pt/books?id=pBZOQfnmTuIC&printsec=frontcover&dq=john+dunnicliff&hl=ptPT&sa=X&ei=ILY5UubFBaSZ0QWm4GoCg&ved=0CDEQ6AEwAA#v=onepage&q=john%20dunnicliff&f=false>>

Federal Energy Regulatory Commission - Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 9 – Instrumentation and Monitoring. 1991. Disponível em WWW: <URL: <http://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/engineguide/chap9.pdf>>

Hanna, Thomas H. – Field Instrumentation in Geotechnical engineering. Trans Tech Publications, , ISBN 13:9780878490547

Lopez Jimeno, Carlos – Manual de tuneles y obras subterranas. Carlos Lopez Jimeno, 2011. ISBN 13: 9788496140370

Loureiro, Telma Helena Ataíde – Aspetos geotécnicos na construção de tuneis em áreas urbanas – Faculdade de ciências e tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. 2008. – Disponível em WWW: <URL: <http://run.unl.pt/handle/10362/1937>>

Montana Department of Transportation – MDT Geotechnical Manual. Chapter XI – Instrumentation. 2008. Disponível em WWW: <URL: http://www.mdt.mt.gov/other/materials/external/geotech_manual/chapter11.pdf>

Nogueira, Nuno Alexandra Castanheira Cruz – Análise de estabilidade de taludes artificiais- técnicas e métodos para avaliação da estabilidade – Faculdade de ciências da Universidade de Lisboa. 2010. – Disponível em WWW: <URL: <http://repositorio.ul.pt/handle/10451/3627>>

Nunes, Prof^a doutora Anna Laura L.S - Universidade Federal do Rio de Janeiro; Sayão, Prof. Doutor Alberto S.F.J. – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. “Curso de curta duração sobre estabilização de taludes, experiência brasileira em



maciços de solo e rochosos – casos de obras portuguesas. Coimbra – Departamento de Engenharia Civil da FCTUC

Oliveira, Ricardo Jorge Gomes de - Escavações subterrâneas em meio urbano: Túnel do Seixo Alvo – Instituto Superior de Engenharia do Porto. 2011 – Projeto. – Disponível em WWW: <URL: <http://recipp.ipp.pt/handle/10400.22/2733>>

“Parte Official”. Gazeta dos Caminhos de Ferro 15 (360): 382. – Disponível em WWW:<URL:<http://hemerotecadigital.cm-lisboa.pt/OBRAS/GazetaCF/GazetaCF.htm>>

Pinto, Tiago Azevedo – Construção e Instrumentação dos Túneis do Marão – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro. 2010 – Dissertação. – Disponível em WWW: <URL: <http://repositorio.utad.pt/handle/10348/1413>>

Portaria de 14 de Junho de 1912. Ministério do Fomento - Caminhos de Ferro do Estado. Publicado em 18 de Junho de 1912. – Disponível em WWW: <URL: <http://www.dre.pt/pdf1s%5C1912%5C06%5C13800%5C21162127.pdf>>

Rabassa, Camila Mendonça – Monitoramento geotécnico da obra de ampliação dos molhes do rio grande, Brasil. Porto Alegre: Universidade do Rio Grande do Sul. 2010 – Dissertação.

Raposo, Elisabete Maria Salgado – Observação de deslocamentos em obras geotécnicas – Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. 2011 – Dissertação.

Relatório de contas consolidado – Grupo REFER 2012 – Disponível em WWW: <URL: http://www.refer.pt/LinkClick.aspx?fileticket=6LK4B0i_6g%3D&tabid=661&mid=1351>

REFER, EPE. Apresentação. Disponível em WWW: <URL: <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/REFER/AEmpresa/Apresentacao.aspx>>

Silva, Luís Manuel Dias da – Reabilitação da Estação de Caminho de Ferro de Casa Branca – Linha do Alentejo. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. 2010 – Relatório de Estágio



Tecnasol – “Estabilização do talude de aterro entre os km’s 236+450 e 236+720, Funcheira-Santa Clara, “Estabilização de Taludes” Solução variante – Projeto de Execução, revisão 25/07/2011.

Torres, Carlos Manitto. (16 de Fevereiro de 1958). "A evolução das linhas portuguesas e o seu significado ferroviário". *Gazeta dos Caminhos de Ferro* 70 (1684): 91, 92. Lisboa: *Gazeta dos Caminhos-de-Ferro*. – Disponível em WWW: <URL: <http://hemerotecadigital.cm-lisboa.pt/OBRAS/GazetaCF/GazetaCF.htm>>

Torres, José Manuel dos Santos Moreira – Métodos de observação durante a execução de obras subterrâneas. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 2010 – Dissertação - Disponível em WWW: <URL: <http://recipp.ipp.pt/handle/10400.22/2063>>

Vallejo, L.G.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C.. *Ingeniería Geológica*. Pearson Prentice Hall, Madrid, 2002.



I. Apêndices



Apêndice I – Faseamentos construtivos

Nota: Os procedimentos seguidamente apresentados são os procedimentos que a empresa responsável pela obra decidiu adotar.

Parede ancorada

- i. Regularização das plataformas de trabalho;
- ii. Furação, colocação e selagem das microestacas;
- iii. Furação, colocação e selagem dos cabos de pré-esforço, e de injeção do bolbo de selagem das ancoragens (injeção repetitiva), seguindo-se a cravação das cunhas dos cordões;
- iv. Execução da parede em betão armado;
- v. Colocação do material de aterro até à cota máxima definida no projeto;
- vi. Tensionamento das ancoragens e realização dos ensaios de receção e de blocagem;
- vii. Colocação dos dispositivos de drenagem na banquetta intermédia e no tardez da parede ancorada;
- viii. Regularização da superfície final.



Figura 82 – Pormenor da parede ancorada



Muro de suporte com contrafortes

- i. Regularização das plataformas de trabalho. Nesta fase incluem-se todos os trabalhos indispensáveis para a implantação dos muros de suporte e criação de caminhos de acesso para circulação de equipamentos;
- ii. Execução da sapata de fundação, da parede e dos contrafortes;
- iii. Colocação dos dispositivos de drenagem no tardo do muro;
- iv. Colocação de material de aterro até à cota máxima definida no projeto;
- v. Colocação dos dispositivos de drenagem na banquetta intermédia e na base do talude;
- vi. Regularização da superfície final;

Muro de suporte ancorado

- i. Regularização das plataformas de trabalho. Nesta fase incluem-se todos os trabalhos indispensáveis para a implantação dos muros de suporte e criação de caminhos de acesso para circulação de equipamentos;
- ii. Execução da sapata de fundação e do primeiro troço do muro;
- iii. Colocação dos dispositivos de drenagem no tardo do muro;
- iv. Furação, colocação e selagem dos cabos de pré-esforço, e de injeção do bolbo de selagem das ancoragens (injeção repetitiva) do 1º nível, seguindo-se a cravação das cunhas dos cordões;
- v. Colocação do material de aterro até 0,5 m acima do 1º nível de ancoragens;
- vi. Tensionamento das ancoragens e realização dos ensaios de recepção e de blocagem. Por último instalam-se os aparelhos de medição previsto no Plano de Instrumentação e Observação para esta zona de contenção,
- vii. Execução do segundo troço do muro de suporte, com negativo para passagem dos cabos das ancoragens de 2º nível;
- viii. Colocação de material de aterro até à cota da plataforma para execução do 2º nível de ancoragens;
- ix. Furação, colocação e selagem dos cabos de pré-esforço, e de injeção do bolbo de selagem das ancoragens (injeção repetitiva);
- x. Colocação de material de aterro até 0,50 m acima do 2º nível de ancoragens;



- xi. Tensionamento das ancoragens do 2º nível e realização dos ensaios de recepção e de blocagem. Por último instalam-se os aparelhos de medição previsto no Plano de Instrumentação e Observação para esta zona de contenção,
- xii. Colocação de material de aterro até à cota máxima definida no projeto;
- xiii. Colocação dos dispositivos de drenagem na banquetta intermédia e na base do talude;
- xiv. Regularização da superfície final.



Figura 83 – Pormenor do muro de suporte ancorado e com contrafortes



A. Anexos



Anexo nº 1 Localização dos trabalhos realizados para a caracterização geológica e geotécnica do local em estudo



Figura 84 - Localização dos trabalhos realizados para a caracterização geológica e geotécnica do local em estudo [adaptado de Linha do Sul. Troço Funcheira – Santa Clara de Saboia. Análise da instabilidade do aterro ao km 236+500. Nota Técnica. Ferritas. Outubro de 2008]



Anexo nº 2 Dados resultantes das marcas topográficas - Muro inferior

Tabela 25 – Dados referentes às marcas A1, A1A e A2 [Nota: A marca A1A encontra-se tapada por uma chapa]

Datas medição	A1				A1A				A2			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	1	-1	2	2	1	-1	0	1	-1	0	1	1
23-10-2012	1	-2	1	2					-2	0	0	2
21-02-2013	-1	-4	-1	4								

Tabela 26 – Dados referentes às marcas A3, A4 e A6

Datas medição	A3				A4				A6			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-1	0	1	1	-1	-1	1	2	0	-2	2	3
23-10-2012	-1	-1	0	1	0	-2	0	2	1	-3	2	4
21-02-2013									-1	-5	0	5

Tabela 27 – Dados referentes às marcas A6A, A6B e A6C

Datas medição	A6A				A6B				A6C			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	0	-2	1	2	4	-5	1	6	5	-6	1	8
23-10-2012	1	-3	0	3	7	-8	0	11	7	-8	0	11
21-02-2013	-1	-6	-2	6	4	-9	-2	10	3	-9	-1	10



Tabela 28 – Dados referentes às marcas A7, A8 e A9

Datas medição	A7				A8				A9			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-1	1	1	2	-1	1	1	2	-1	1	2	3
23-10-2012	-1	0	-1	1	0	0	0	0	-1	0	0	1
21-02-2013												

Tabela 29 – Dados referentes às marcas A11, A12 e A13

Datas medição	A11				A12				A13			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-1	-1	0	1	0	0	1	1	-2	6	2	7
23-10-2012	0	-1	-1	1	1	0	0	1	-2	5	1	5
21-02-2012												

Tabela 30 – Dados referentes às marcas A13A, A14 e A14A

Datas medição	A13A				A14				A14A			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	22	-8	0	23	0	6	2	6	1	6	2	6
23-10-2012	5	-4	-1	6	0	4	1	4	2	4	1	5
21-02-2013												



Tabela 31 – Dados referentes às marcas A15, A15A e A16

Datas medição	A15				A15A				A16			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	2	6	1	6	2	6	1	6	5	5	1	7
23-10-2012	2	4	0	4	3	4	1	5	4	3	0	5
21-02-2013												

Tabela 32 – Dados referentes às marcas A16A, A17 e A17A

Datas medição	A16A				A17				A17A			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	4	5	2	7	5	5	1	7	4	6	1	7
23-10-2012	4	4	1	6	5	2	1	5	4	5	0	6
21-02-2013												

Tabela 33 - Dados referentes às marcas A19, A21 e A22

Datas medição	A19				A21				A22			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	5	-13	1	14	5	-7	1	9	7	-9	2	12
23-10-2012	7	-14	0	16	7	-10	1	12	9	-11	1	14
21-02-2013	6	-17	-3	18	4	-12	-2	13	6	-12	-1	13



Tabela 34 - Dados referentes às marcas A23, A25 e A26

Datas medição	A23				A25				A26			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-3	-7	2	8	8	-9	1	12	-2	3	1	4
23-10-2012	8	-9	0	12	10	-12	1	16	-4	4	1	6
21-02-2013	7	-11	-2	13	7	-12	-2	14				

Tabela 35 - Dados referentes às marcas A26A, A27 e A27A

Datas medição	A26A				A27				A27A			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-3	6	1	7	-1	5	1	5	-2	9	1	9
23-10-2012	-4	4	0	6	-4	4	2	6	-4	5	1	6
21-02-2013												

Tabela 36 - Dados referentes às marcas A28, A29 e AC1

Datas medição	A28				A29				AC1			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-2	-1	3	4	3	5	1	6	0	0	1	1
23-10-2012	-2	-2	2	4	1	3	2	4	1	0	0	1
21-02-2013												



Tabela 37 - Dados referentes às marcas AC1A, AC2 e AC2A

Datas medição	AC1A				AC2				AC2A			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	0	1	1	1	0	2	1	2	0	1	0	1
23-10-2012	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	-1	1
21-02-2013												

Tabela 38 - Dados referentes às marcas PH1 e PH2

Datas medição	PH1				PH2			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
26-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	1	-6	1	6	2	-3	0	4
23-10-2012	3	-5	0	6	3	-5	0	6
21-02-2013	0	-8	-3	9	1	-7	-3	8

Observações:

Como se pode observar as marcas apresentam alguns valores, por vezes, bastante anómalos, que devem ser tidos em consideração e serem analisados com o auxílio dos resultados da restante instrumentação.

**Anexo nº 3 Dados resultantes das marcas topográficas – Muro superior****Tabela 39 - Dados referentes às marcas M1, M2 e M3**

Datas medição	M1				M2				M3			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-10	4	-3	11	-13	4	-2	14	-10	3	-3	11
22-10-2012	-10	4	-3	11	-9	3	-1	10	-8	3	-2	9
21-02-2013	17	-3	-12	21	19	-4	-11	23	21	-4	-11	24

Tabela 40 - Dados referentes às marcas M4, M5 e M6

Datas medição	M4				M5				M6			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-12	3	-3	13	-10	3	-3	11	-8	2	-3	9
22-10-2012	-9	3	-1	10	-6	2	1	6	-6	2	1	6
21-02-2013	18	-1	-11	21	18	-3	-10	21	17	-2	-11	20

Tabela 41 - Dados referentes às marcas M7, M8 e M9

Datas medição	M7				M8				M9			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-9	2	-2	9	-8	2	-2	9	-8	1	-2	8
22-10-2012	-6	3	2	7	-7	3	1	8	-6	2	1	6
21-02-2013	19	-2	-11	22	16	-2	-11	19	16	-3	-10	19



Tabela 42 - Dados referentes às marcas M10, M11 e M12

Datas medição	M10				M11				M12			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-8	2	-2	8	-7	2	-2	8	-6	3	-1	7
22-10-2012	-6	2	1	6	-5	1	1	5	-6	2	0	6
21-02-2013	14	-1	-10	17	11	-2	-8	14	8	0	-8	11

Tabela 43 - Dados referentes às marcas M13, M14 e M15

Datas medição	M13				M14				M15			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-13	2	-2	13	-6	1	-1	6	-5	2	-1	5
22-10-2012	-11	2	0	11	-4	1	0	4	-5	3	0	6
21-02-2013	4	-1	-9	10	7	-2	-8	11	5	0	-9	10

Tabela 44 - Dados referentes às marcas M16, M17 e M18

Datas medição	M16				M17				M18			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-5	1	-1	5	-4	1	-1	4	-3	0	0	3
22-10-2012	-4	1	0	4	-4	0	0	4	-3	0	0	3
21-02-2013	3	-1	-9	10	0	-3	-9	9	0	-2	-10	10



Tabela 45 - Dados referentes às marcas M19, M20 e M21

Datas medição	M19				M20				M21			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-2	1	-1	2	-2	1	-1	2	-1	1	-3	3
22-10-2012	-2	1	0	2	-3	0	-1	3	-2	1	-3	3
21-02-2013	-1	0	-10	10	-4	-2	-11	12	-7	-1	-14	15

Tabela 46 - Dados referentes às marcas M22 e M23

Datas medição	M22				M23			
	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)	ΔM (mm)	ΔP (mm)	ΔZ (mm)	Vetor (mm)
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	0	1	-3	3	-2	2	-2	3
22-10-2012	-1	1	-3	3	-2	3	-2	4
21-02-2013	-7	0	-13	15	-8	2	-9	12



Anexo nº 4 **Dados resultantes das marcas topográficas** – Marcas de nivelamento (plataforma)

Tabela 47 – Posição das marcas de nivelamento no talude

km	Perfis	Posição no talude			
		Base balastro LD	Base balastro LE	Crista do talude LE	Face do talude LE *
236,550	P5	1	2	3	4
236,560	P6	5	6	7	8
236,570	P7	9	10	11	12
236,580	P8	13	14	15	16
236,590	P9	17	18	19	20
236,595	P10	21	22	23	24
236,600	P11	25	26	27	28
236,610	P12	29	30	31	32
236,620	P13	33	34	35	36
236,630	P14	37	38	39	40
236,640	P15	41	42	43	44
236,650	P16	45	46	47	48
236,660	P17	49	50	51	52
236,670	P18	53	54	55	56
236,680	P19	57	58	59	60
236,690	P20	61	62	63	64
236,700	P21	65	66	67	68

Nota: As marcas a vermelho são referentes a marcas de nivelamento que se encontram inutilizadas



Tabela 48 – Marcas referentes ao Perfil 5 – km 236+550

Datas medição	M1				M2				M3			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-4	1	-2	4	-13	2	-2	13	-13	-1	-3	13
22-10-2012	-2	2	-1	3	-15	0	-1	15	-15	-2	-3	15
21-02-2013	2	-2	-3	4	-9	4	-7	12	-8	-2	-12	15

Tabela 49– Marcas referentes ao Perfil 6 – km 236+560

Datas medição	M5				M6				M7			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-4	2	-2	5	-10	2	-3	11	-11	2	-3	12
22-10-2012	0	1	-1	1	-12	0	-2	12	-14	0	-2	14
21-02-2013	5	2	-4	7	0	3	-9	9	-7	1	-10	12

Tabela 50– Marcas referentes ao Perfil 7 – km 236+570

Datas medição	M9				M10			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-7	2	-2	8	-11	3	-2	12
22-10-2012	-3	0	-1	3	-11	0	-1	11
21-02-2013	1	2	-4	5	-1	2	-9	10

Tabela 51– Marcas referentes ao Perfil 8 – km 236+580



Instrumentação e Monitorização de estruturas geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional
Estudo de caso do talude de aterro entre os Km's 236+450 e 236+720 da Linha do Sul

Datas medição	M13				M14				M15			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-7	3	-2	8	-11	1	-2	11	-10	1	-2	10
22-10-2012	-3	0	0	3	-13	0	-1	13	-11	-2	-2	11
21-02-2013	3	2	-2	4	-4	3	-7	9	-5	4	-7	10

Tabela 52– Marcas referentes ao Perfil 9 – km 236+590

Datas medição	M17				M18			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	4	3	-2	6	-9	1	-2	9
22-10-2012	-1	-4	0	4	-9	-1	-1	9
21-02-2013	7	-2	-2	8	-1	5	-6	8

Tabela 53– Marcas referentes ao Perfil 10 – km 236+595

Datas medição	M21				M22			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-5	3	-2	6	-11	2	-2	11
22-10-2012	-1	-1	0	1	-4	5	-2	7
21-02-2013	3	1	-2	4	-7	3	-7	10



Tabela 54– Marcas referentes ao Perfil 11 – km 236+600

Datas medição	M25				M26			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-5	1	-2	6	-10	1	-2	10
22-10-2012	-1	-1	-1	2	-14	9	-2	17
21-02-2013	-1	0	-2	2	-4	1	-7	8

Tabela 55– Marcas referentes ao Perfil 12 – km 236+610

Datas medição	M29				M30				M31			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-4	1	-3	5	-10	1	-2	10	-9	2	-2	9
22-10-2012	-1	-1	-1	2	-16	1	-2	16	-16	2	-2	16
21-02-2013	6	-2	-3	7	-7	-2	-8	11	-8	3	-9	12

Tabela 56– Marcas referentes ao Perfil 13 – km 236+620

Datas medição	M33				M34				M35			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-5	1	-3	6	-7	2	-2	8	-10	2	-2	10
22-10-2012	-2	2	-1	3	-12	0	-1	12	-15	-1	-2	15
21-02-2013	1	0	-6	6	-6	2	-8	11	-10	2	-12	16



Tabela 57– Marcas referentes ao Perfil 14 – km 236+630

Datas medição	M37				M38				M39			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	5	2	-2	6	-8	-1	-1	8	-9	-1	-2	9
22-10-2012	-1	-5	-1	5	-10	-4	-1	11	-10	-4	-2	11
21-02-2013	6	-1	-7	9	-2	0	-9	9	-10	-2	-13	17

Tabela 58– Marcas referentes ao Perfil 15 – km 236+640

Datas medição	M41				M42			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-4	0	-2	4	-7	0	-2	7
22-10-2012	-1	-1	-1	2	-13	-3	-1	13
21-02-2013	3	-1	-3	4	-5	1	-10	11

Tabela 59– Marcas referentes ao Perfil 16 – km 236+650

Datas medição	M45				M46			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-4	0	-1	4	-7	0	-1	7
22-10-2012	-1	-2	-1	3	-4	0	-1	4
21-02-2013	2	-1	-5	6	-4	1	-10	11



Tabela 60– Marcas referentes ao Perfil 17 – km 236+660

Datas medição	M49				M50			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-5	-1	-2	5	-5	1	-2	6
22-10-2012	-3	-2	-1	4	-2	-1	-1	3
21-02-2013	-7	-3	-6	10	-8	-2	-10	13

Tabela 61– Marcas referentes ao Perfil 18 – km 236+670

Datas medição	M53				M54			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-6	0	-2	6	-5	1	-2	6
22-10-2012	-1	-1	-1	2	-1	0	-1	2
21-02-2013	-2	0	-8	8	-9	1	-11	14

Tabela 62– Marcas referentes ao Perfil 19 – km 236+680

Datas medição	M57			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0
04-10-2012	-3	0	-2	4
22-10-2012	-1	-3	-1	3
21-02-2013	-6	-2	-6	9



Tabela 63– Marcas referentes ao Perfil 20 – km 236+690

Datas medição	M61			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0
04-10-2012	-2	1	1	2
22-10-2012	0	-1	-1	2
21-02-2013	-4	1	-5	7

Tabela 64– Marcas referentes ao Perfil 21 – km 236+700

Datas medição	M65				M66			
	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor	ΔM	ΔP	ΔZ	Vetor
24-09-2012	0	0	0	0	0	0	0	0
04-10-2012	-3	2	-1	4	-1	2	-2	3
22-10-2012	-1	1	-1	2	0	0	-1	1
21-02-2013	-6	3	-4	8	-7	-4	-7	11



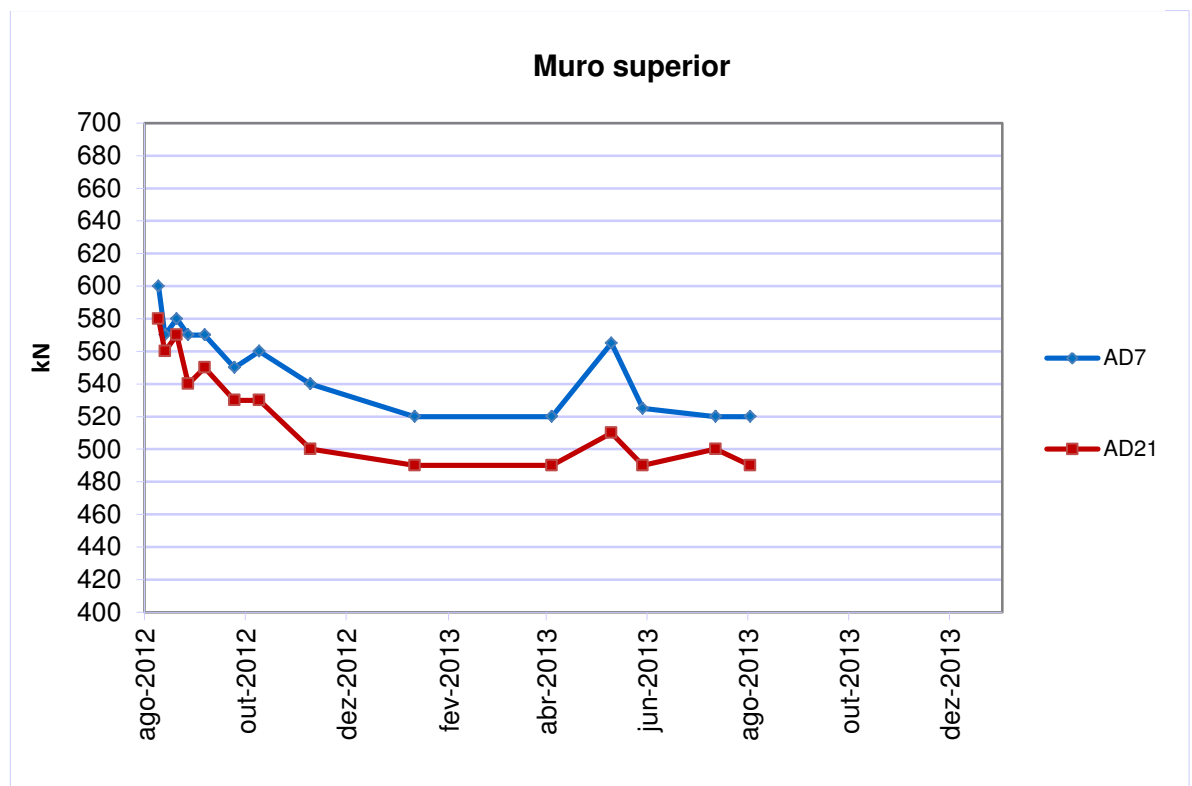
Anexo nº 5

Dados resultantes das células de carga - Muro superior

Tabela 65 – Dados referentes às células de carga do muro superior

Datas de medição	Horas	AD7		AD21	
		kN	%	kN	%
09-08-2012	15:30	600	0,00	580	0,00
13-08-2012	17:30	570	-5,00	560	-3,45
20-08-2012	16:00	580	-3,33	570	-1,72
27-08-2012	11:30	570	-5,00	540	-6,90
06-09-2012	11:30	570	-5,00	550	-5,17
24-09-2012	12:00	550	-8,33	530	-8,62
09-10-2012	11:00	560	-6,67	530	-8,62
09-11-2012	11:00	540	-10,00	500	-13,79
11-01-2013	11:00	520	-13,33	490	-15,52
04-04-2013	11:00	520	-13,33	490	-15,52
10-05-2013	11:00	565	-5,83	510	-12,07
29-05-2013	11:30	525	-12,50	490	-15,52
12-07-2013	10:30	520	-13,33	500	-13,79
02-08-2013	11:00	520	-13,33	490	-15,52

Gráfico 12 – Dados resultantes das células de cargas AD7 e AD21





Anexo nº 6 Dados resultantes das células de carga - Muro inferior

Tabela 66 – Dados referentes às células de carga no muro inferior

Datas de medição	Horas	AD6		AD17		AD24		AD37		AD55		AD66		ADR6	
		kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%
09-08-2012	15:30	650	6,56	840	31,25	720	20,00	800	37,93	650	14,04	610	5,17	390	5,41
13-08-2012	17:30	630	3,28	820	28,13	720	20,00	810	39,66	640	12,28	600	3,45	400	8,11
20-08-2012	16:00	650	6,56	820	28,13	700	16,67	810	39,66	660	15,79	530	-8,62	420	13,51
27-08-2012	11:30	620	1,64	800	25,00	710	18,33	790	36,21	640	12,28	480	-17,24	380	2,70
06-09-2012	11:30	620	1,64	800	25,00	680	13,33	800	37,93	630	10,53	440	-24,14	390	5,41
13-09-2012	10:30	620	1,64	800	25,00	680	13,33	780	34,48	640	12,28	430	-25,86	370	0,00
24-09-2012	13:00	620	1,64	800	25,00	680	13,33	780	34,48	630	10,53	410	-29,31	370	0,00
09-10-2012	12:00	620	1,64			690	15,00	780	34,48	630	10,53			370	0,00
09-11-2012	12:00	605	-0,82	800	25,00	670	11,67	770	32,76	630	10,53	600	0,00	360	-2,70
11-01-2013	12:00	600	-1,64	780	21,88					620	8,77	600	0,00	350	-5,41
04-04-2013	12:00	610	0,00	800	25,00	740	23,33	840	44,83	630	10,53	620	3,33	380	2,70
10-05-2013	12:00	640	4,92	800	25,00	770	28,33	900	55,17	660	15,79	640	6,67	410	10,81
29-05-2013	12:30	640	4,92	800	25,00					660	15,79	630	5,00	400	8,11
12-07-2013	12:00	640	4,92	820	28,13					660	15,79	630	5,00	410	10,81
02-08-2013	10:30	640	4,92	830	29,69					660	15,79	630	5,00	420	13,51



Gráfico 14 – Dados resultantes das células de carga AD6, AD17, AD24 e AD37

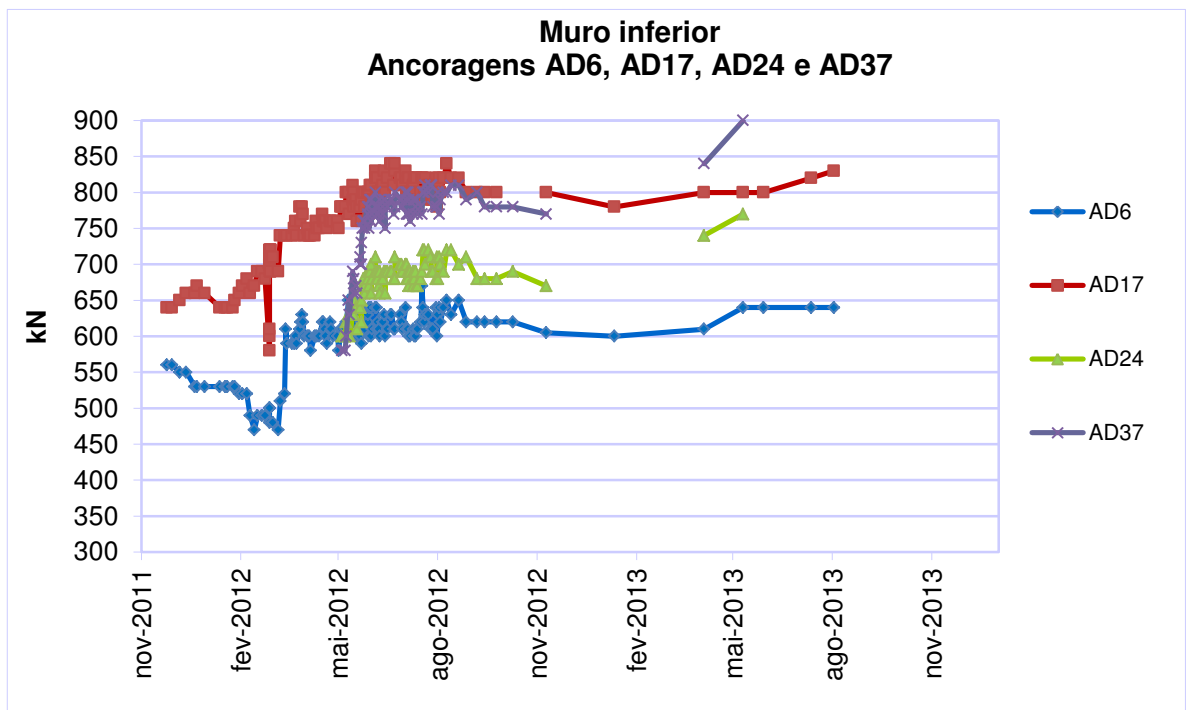
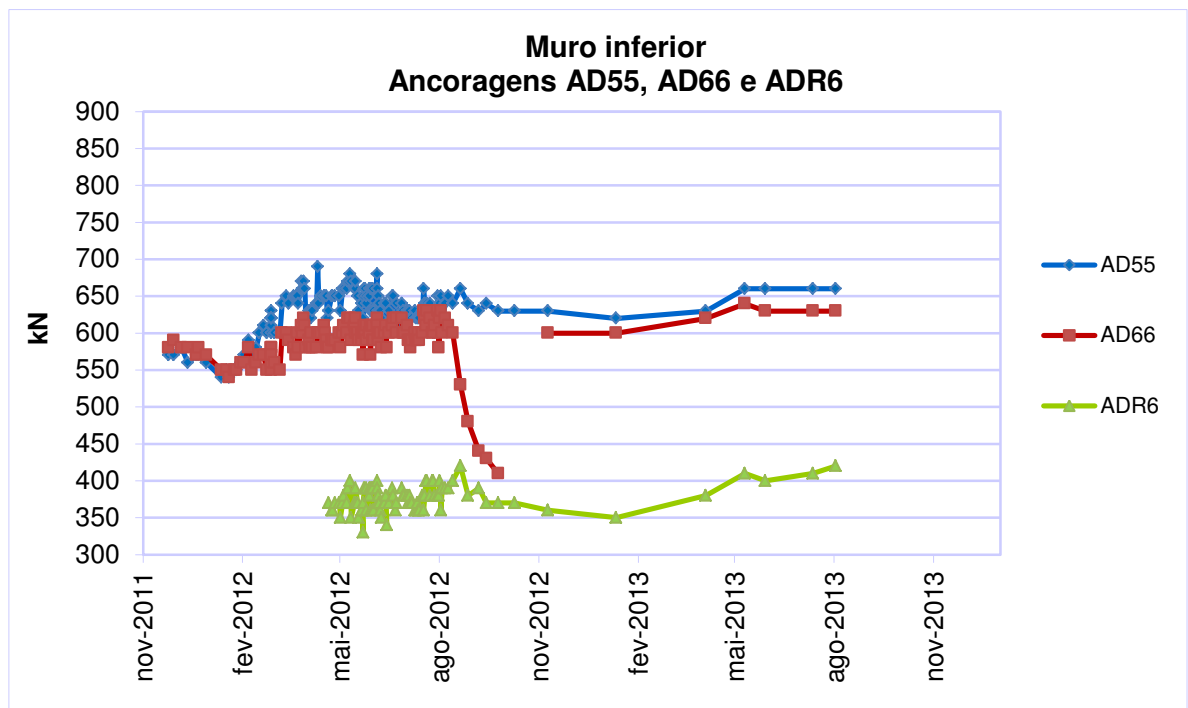


Gráfico 13 - Dados resultantes das células de carga AD55, AD66 e ADR6





Anexo nº 7 Dados resultantes aos fissurómetros

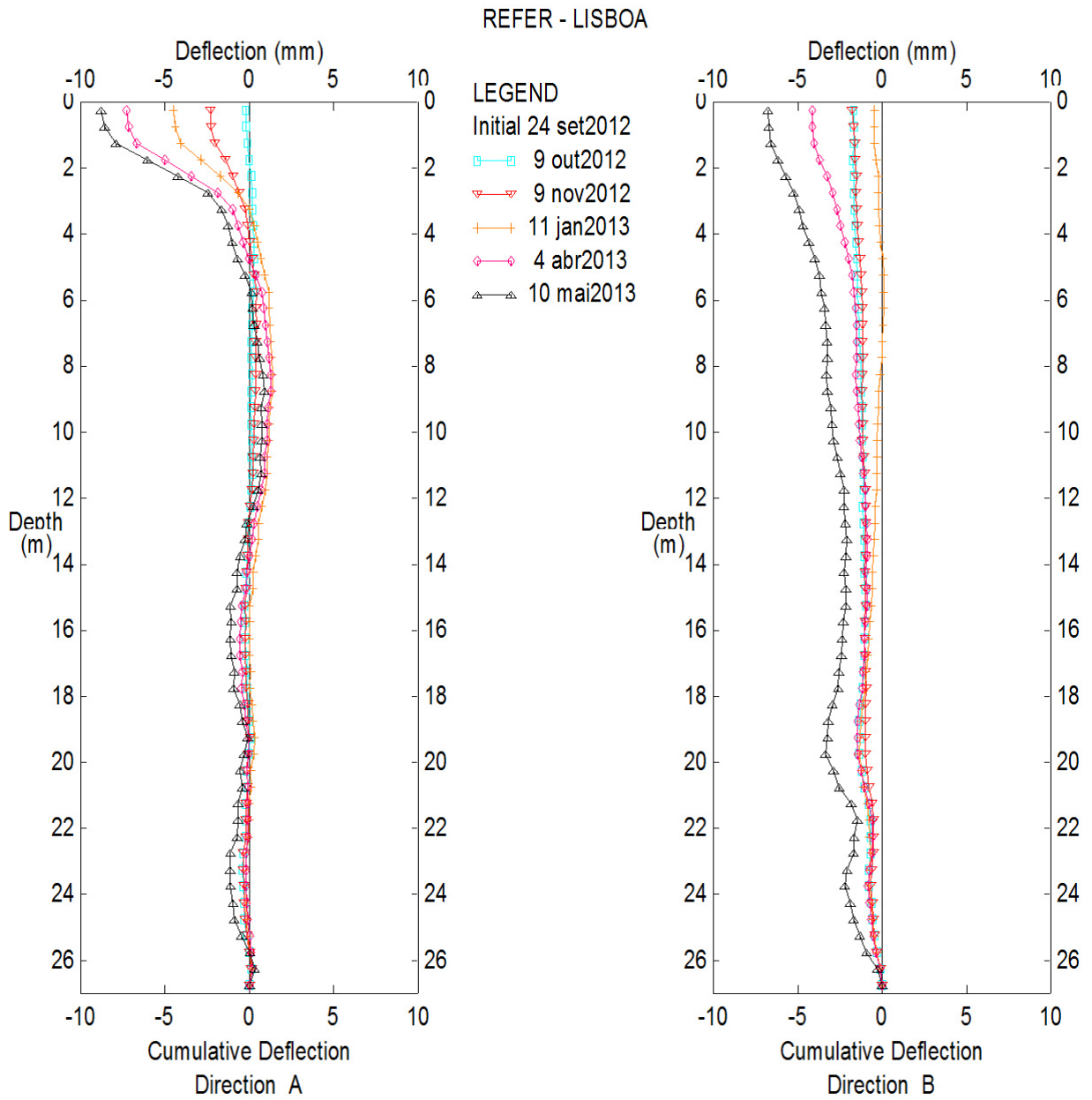
Tabela 67 – Dados referentes aos fissurómetros

Datas medição	F1		F2		F3		F4	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
01-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
02-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
03-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
06-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
09-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
13-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
20-08-2012	0	0	0	-0,5	2	0	0	0
27-08-2012	0	0	0	-1	2	0	0	0
06-09-2012	0	0	0	-1	2	0	0	0
13-09-2012	0	0	0	-1	2	0	0	0
24-09-2012	0	0	0	-1	2	0	0	0
09-10-2012	0	0	0	-1	2	0	0	0
11-01-2013	0	0	0	-1	2	0		
04-04-2013	0	0	0	-1	3	0	0	0
10-05-2013	0	0	0	-1	3	0	0	0
29-05-2013	0	0	0	-1	3	0	*	*

Nota: A 29/05/2012 não se conseguiu aceder ao fissurómetro F4

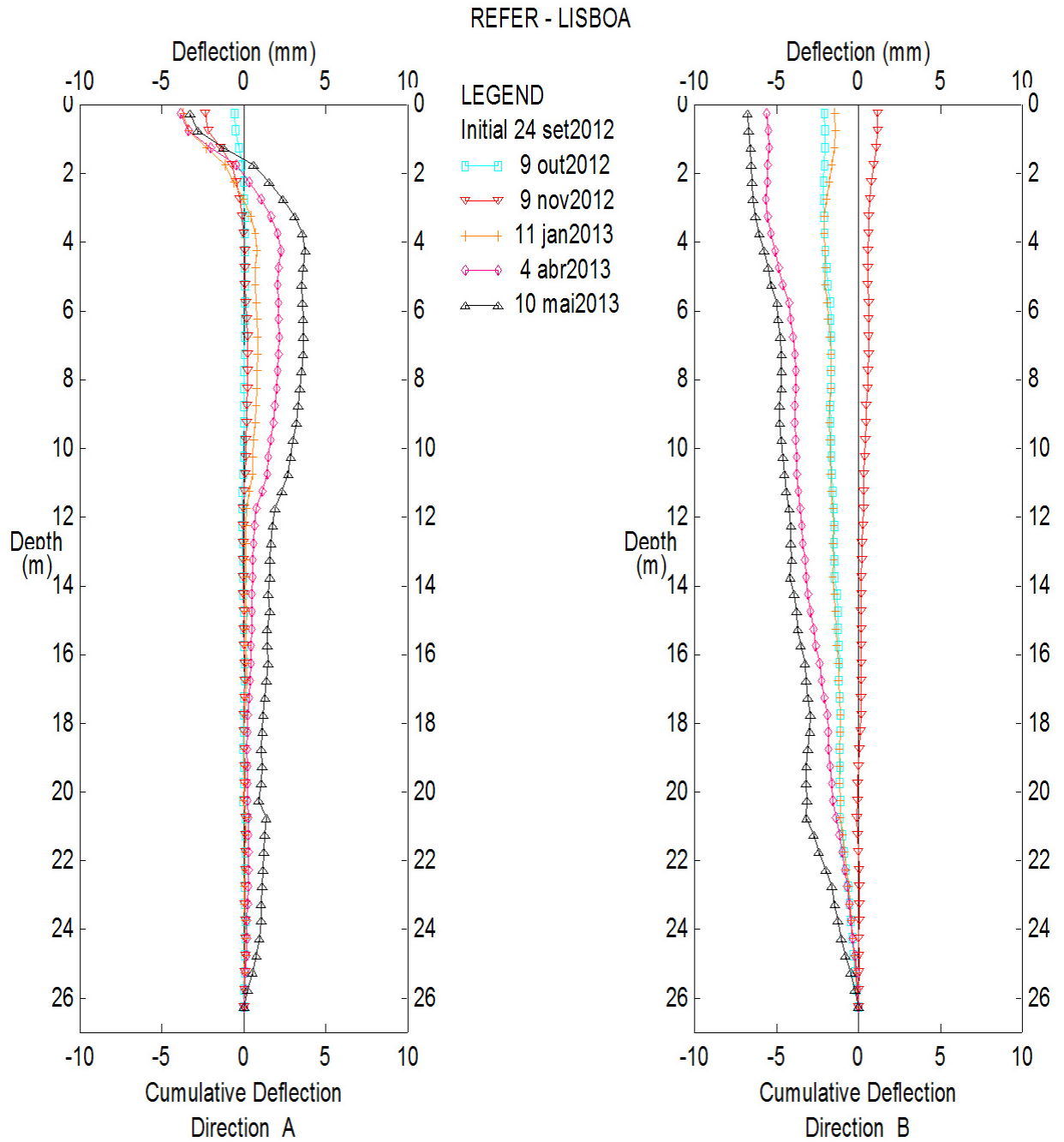


Anexo nº 8 Dados resultantes dos inclinómetros



S 236, Inclinometer I 1
km 236.680

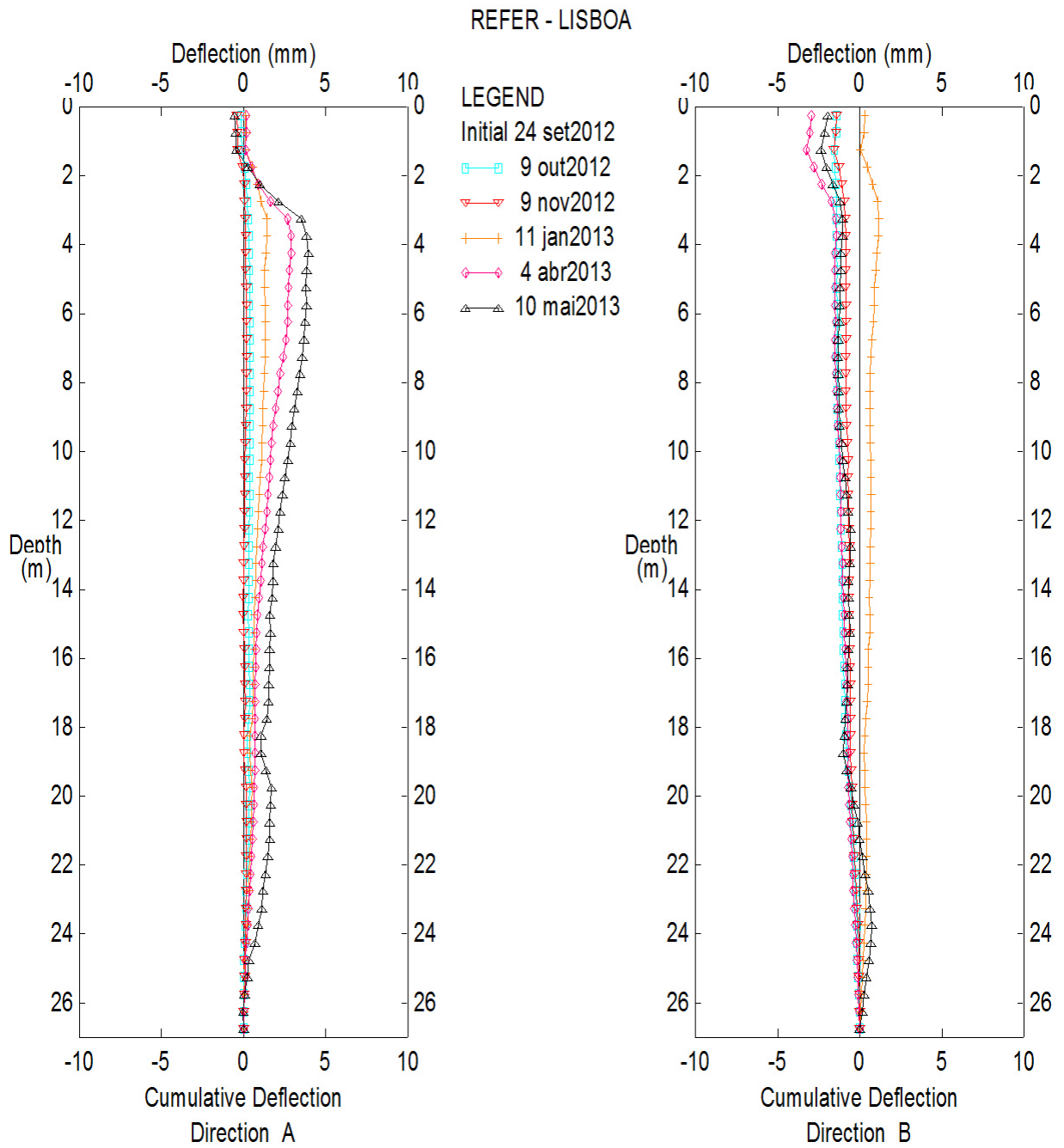
Figura 85 – Output inclinómetro II



S 236, Inclímetro I 2

km 236.645

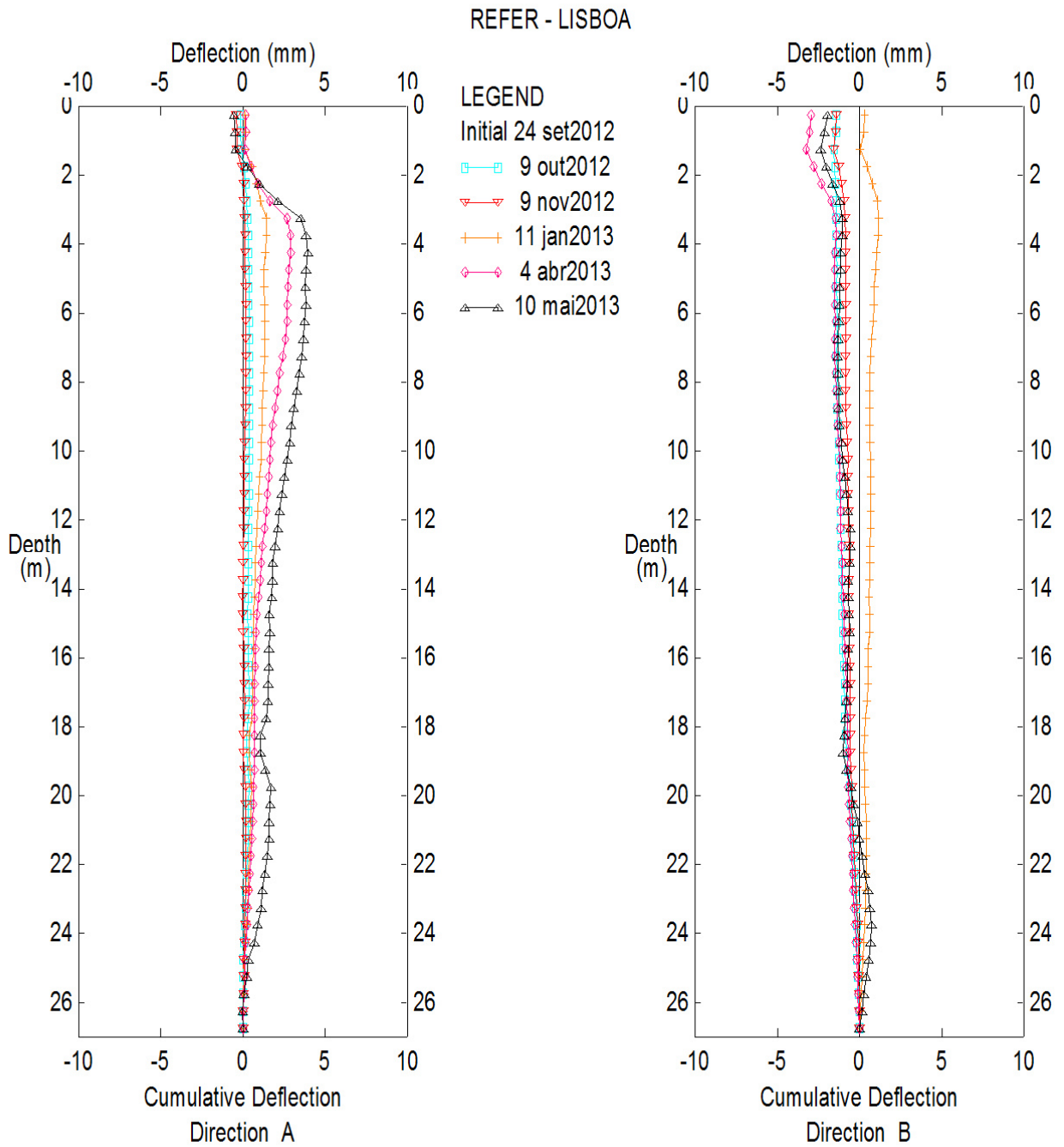
Figura 86 – Output inclinómetro I2



S 236, Inclínometer I 3

km 236.600

Figura 87 – Output inclinómetro I3



S 236, Inclinometer I 3
km 236.600

Figura 88 – Output inclinómetro I4

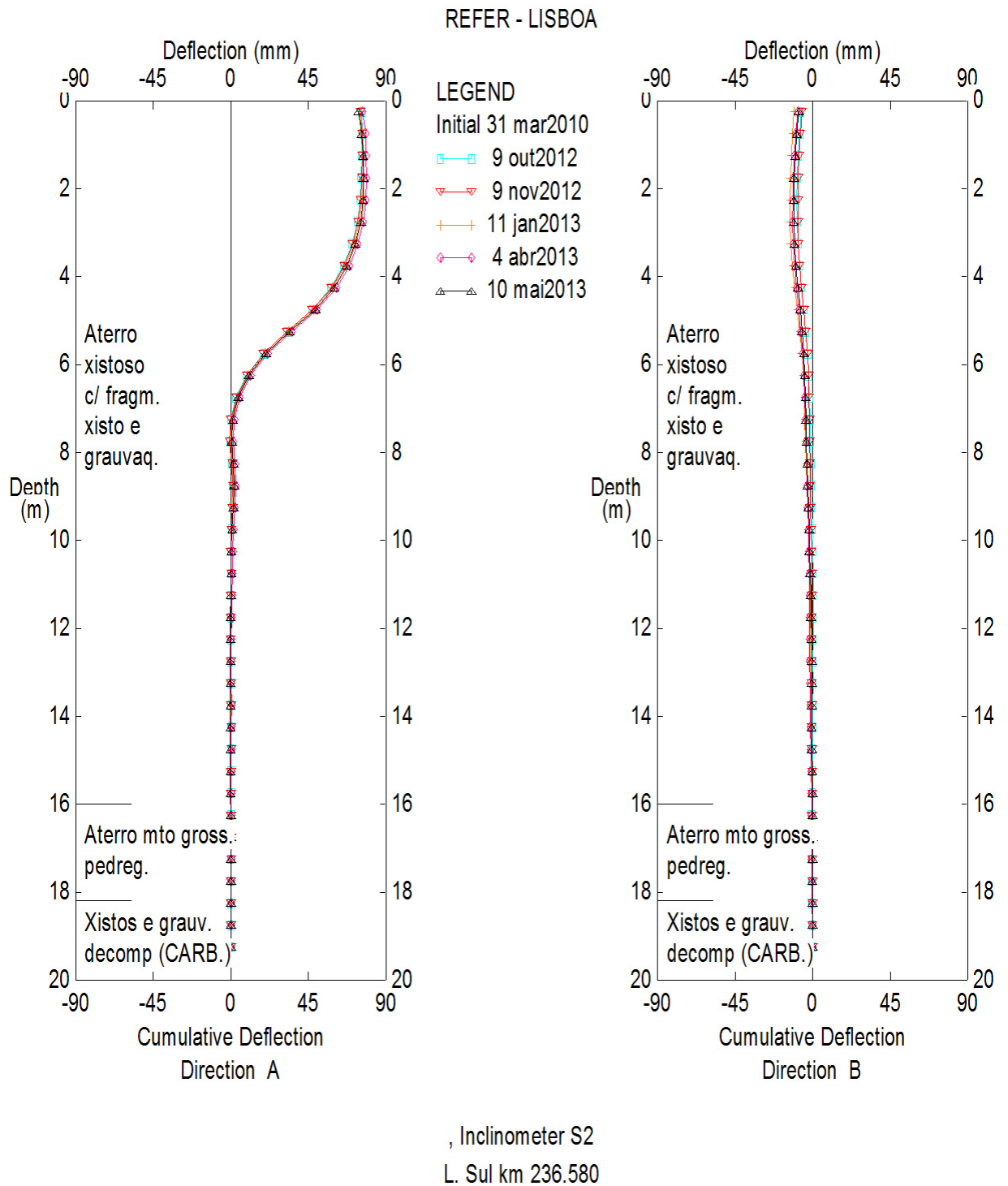
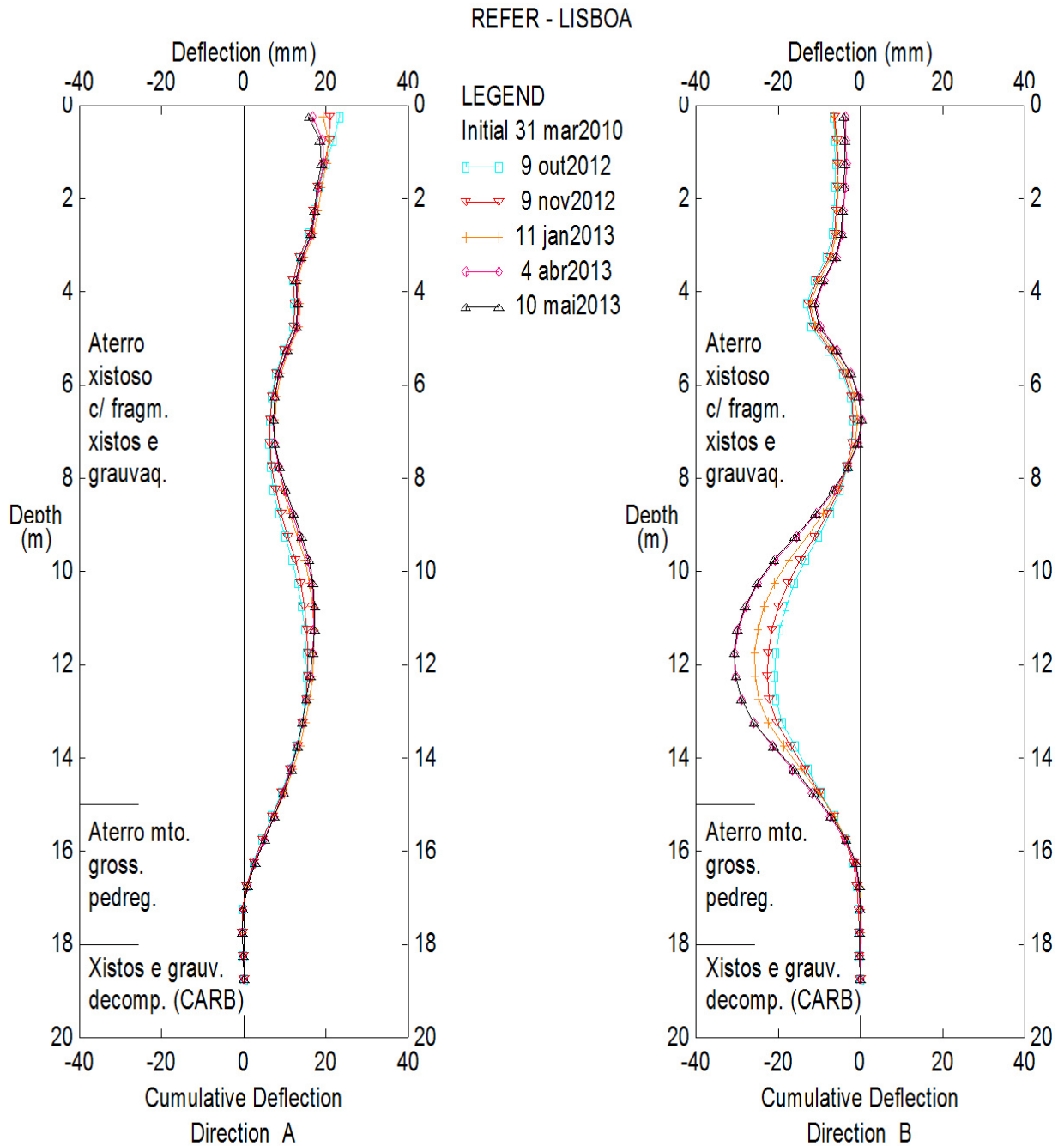


Figura 89 – Output inclinómetro S2



, Inclinometer S4
L. Sul km 236.690

Figura 90 – Output inclinómetro S4



Anexo nº 9 – Tabelas de Critérios de Alerta e Alarme

Tabela 68 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens no muro ao PK 236+600 e 236+625

Ancoragens – Muro ao PK 236+600 e 236+625		
Critério	Redução de carga (kN) (Intervalo de valores lido em kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 20\%$ ($\approx 440 \leq P < 550$) ($\approx 320 \leq P < 400$)	Situação corrente
Situação de alerta	$20\% < \Delta P \leq 30\%$ ($\approx 385 \leq P < \approx 440$) ($\approx 280 \leq P < \approx 320$)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 3 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 30\%$ ($P < \approx 385$) ($P < \approx 280$)	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.



Tabela 69 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens no muro ao PK 236+645 e 236+665

Ancoragens – Muro ao PK 236+645 e 236+665		
Critério	Redução de carga (kN) (Intervalo de valores lido em kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 20\%$ $(\approx 440 \leq P < 550)$ $(\approx 320 \leq P < 400)$	Situação corrente
Situação de alerta	$20\% < \Delta P \leq 35\%$ $(\approx 360 \leq P < \approx 440)$ $(\approx 260 \leq P < \approx 320)$	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 6 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 2 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
	$35\% < \Delta P \leq 50\%$ $(\approx 275 \leq P < \approx 360)$ $(\approx 200 \leq P < \approx 260)$	Reforço da instrumentação Frequência de leituras 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 3 leituras), a frequência das leituras poderá passar para 1/ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 50\%$ $(P < \approx 275)$ $(P < \approx 200)$	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.



Tabela 70 - Critérios de alerta e alarme para o decréscimo de valor de carga nas ancoragens na parede ancorada superior

Ancoragens – Parede ancorada superior		
Critério	Redução de carga (kN) (Intervalo de valores lido em kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 20\%$ ($\approx 440 \leq P < 550$)	Situação corrente
Situação de alerta	$20\% < \Delta P \leq 35\%$ ($\approx 360 \leq P < \approx 440$)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 6 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 2 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
	$35\% < \Delta P \leq 50\%$ ($\approx 275 \leq P < \approx 360$)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 3 leituras), a frequência das leituras poderá passar para 1/ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 50\%$ ($P < \approx 275$)	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.

Na análise das reduções de carga da parede ancorada superior foi considerado que não haveria alterações de carga nos muros na base do talude. Se ocorrem variações nos dois locais, em simultâneo, terá de ser feita uma análise específica.



Tabela 71 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos nos muros ancorados

Alvos topográficos nos muros ancorados		
Critério	Deslocamentos Δx (mm) Acréscimo de carga ΔP (kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 25\%$ (550 < P \leq \approx 690) (400 < P \leq \approx 500) ³	Situação corrente
Situação de alerta	$25\% < \Delta P \leq 40\%$ (\approx 690 < P \leq 770) (\approx 500 < P \leq 560)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 3 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
	$40\% < \Delta P \leq 55\%$ (770 < P \leq \approx 850) (560 < P \leq \approx 620)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras 1/ 2 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 6 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/6 meses. Se o valor se mantiver estável no ano seguinte (mínimo de 2 leituras), a frequência das leituras poderá passar para 1/ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 55\%$ (P > \approx 850) (P > \approx 620)	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.

³ Todos os valores assinalados a esta cor são referentes à ancoragem ADR6 que tem uma tração de serviço diferente das restantes



Tabela 72 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos no muro ao PK 236+500 e 236+480 em função do acréscimo de carga nas ancoragens

Ancoragens – Muro ao PK 236+500 e 236+480		
Critério	Deslocamentos Δx (mm) Decréscimo de carga ΔP (kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 15\%$ ($\approx 470 \leq P < 550$) ($\approx 340 \leq P < 400$)	Situação corrente
Situação de alerta	$15\% < \Delta P \leq 25\%$ ($\approx 410 \leq P < \approx 470$) ($\approx 300 \leq P < \approx 340$)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 3 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 25\%$ ($P < \approx 410$) ($P < \approx 300$)	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.



Tabela 73 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos no muro ao PK 236+600 e 236+625 em função do acréscimo de carga nas ancoragens

Ancoragens – Muro ao PK 236+600 e 236+625		
Critério	Deslocamentos Δx (mm) Decréscimo de carga ΔP (kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 20\%$ ($\approx 440 \leq P < 550$) ($\approx 320 \leq P < 400$)	Situação corrente
Situação de alerta	$20\% < \Delta P \leq 30\%$ ($\approx 385 \leq P < \approx 440$) ($\approx 280 \leq P < \approx 320$)	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 3 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 30\%$ ($P < \approx 385$) ($P < \approx 280$)	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.



Tabela 74 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos no muro ao PK 236+645 e 236+665 em função do acréscimo de carga nas ancoragens

Ancoragens – Muro ao PK 236+645 e 236+665		
Critério	Deslocamentos Δx (mm) Decréscimo de carga ΔP (kN)	Medidas a implementar
Situação corrente	$\Delta P \leq 20\%$ $(\approx 440 \leq P < 550)$ $(\approx 320 \leq P < 400)$	Situação corrente
Situação de alerta	$20\% < \Delta P \leq 35\%$ $(\approx 360 \leq P < \approx 440)$ $(\approx 260 \leq P < \approx 320)$	Reforço da instrumentação Frequência de leituras – 1/ 6 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo 2 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ Ano.
	$35\% < \Delta P \leq 50\%$ $(\approx 275 \leq P < \approx 360)$ $(\approx 200 \leq P < \approx 275)$	Reforço da instrumentação Frequência de leituras 1/ 4 meses Se o valor da célula de carga se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 3 leituras), a frequência das leituras poderá passar para 1/ano.
Situação de alarme	$\Delta P > 50\%$ $(P < \approx 275)$ $(P < \approx 200)$	Haverá que intervir de modo a repor os fatores de segurança nos níveis usuais e exigíveis em obras definitivas.



Tabela 75 - Critérios de alerta e alarme para os alvos topográficos nos muros de suporte

Alvos topográficos nos muros de gravidade (a zerar na primeira leitura)		
Critério	Deslocamentos Δx (mm)	Medidas a implementar
Situação corrente	Δx corresponde a: $\Delta x < 20$ mm $\Delta x \leq 1,0$ mm/ mês	Situação corrente
Situação de alerta	Δx corresponde a: 20 mm $< \Delta x \leq 30$ mm $1,0$ mm/ semana $\leq \Delta x < 1,0$ mm/ mês	Reforço da observação e instrumentação Realização de visitas à obra para inspeção visual do talude e dos muros de suporte e de campanhas de leitura com frequência variável de 1/3 meses e 1/6 meses, em função da velocidade de deslocamento. Se o deslocamento se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 4 a 2 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ ano. Caso ocorra evolução de deslocamentos deverá ser ponderado o reforço da instrumentação, recorrendo a alvos topográficos e inclinómetros adicionais.
	Δx corresponde a: 30 mm $< \Delta x \leq 40$ mm $1,0$ mm/ dia $\leq \Delta x < 1,0$ mm/ semana	Reforço da observação e instrumentação Realização de visitas à obra para inspeção visual do talude e dos muros de suporte e de campanhas de leitura com frequência variável de 1/ semana a 1/3 meses, em função da velocidade de deslocamento. Se o deslocamento se mantiver estável num período mínimo de 1 mês a 12 meses – função da velocidade de deslocamento (mínimo de 4 leituras), a frequência de leituras poderá ser reduzida em conformidade com a velocidade de deslocamentos. Caso ocorra evolução de deslocamentos deverá reforçar-se a instrumentação da Obra, recorrendo a alvos topográficos e inclinómetros adicionais.



<p style="text-align: center;">Situação de alarme</p>	<p style="text-align: center;">Δx corresponde a: $\Delta x > 40 \text{ mm}$ $\Delta x > 1,0 \text{ mm/ dia}$</p>	<p>Frequência de leitura mínima (a avaliar em função de visita ao local): 1/semana</p> <p>Haverá que inspecionar o local da obra e verificar a existência de indícios de instabilização do talude, no caminho na frente dos muros ou danos estruturais nas paredes de betão.</p> <p>A observarem-se este tipo de indícios haverá que intervir de modo a repor as condições de estabilidade e/ou segurança estruturas dos muros.</p> <p>Não existindo estes indícios, deverá reforçar-se o plano de instrumentação, recorrendo por exemplo a aparelhos adicionais, nomeadamente novos alvos topográficos e inclinómetros.</p> <p>Se o deslocamento se mantiver estável num período mínimo de 1 mês (mínimo 4 leituras), a frequência de leitura poderá ser reduzida em conformidade com a velocidade dos deslocamentos.</p>
--	---	--



Tabela 76 - Critérios de alerta e alarme para os inclinómetros

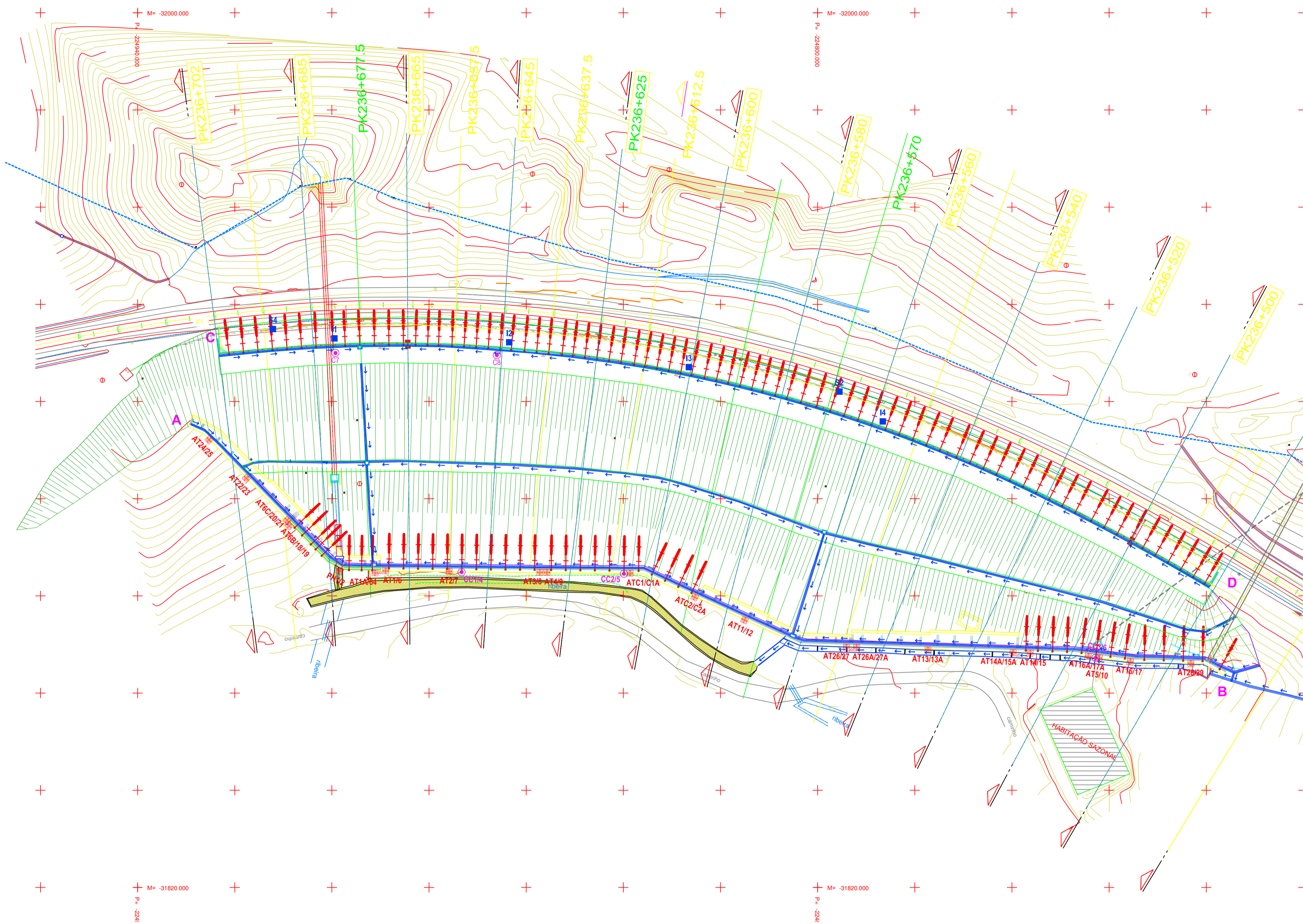
Inclinómetros		
Critério	Deslocamentos Δx (mm)	Medidas a implementar
Situação corrente	Δx corresponde a: $\Delta x \leq 20$ mm $\Delta x \leq 1,0$ mm/ mês	Situação corrente
Situação de alerta	Δx corresponde a: $20 \text{ mm} < \Delta x \leq 35 \text{ mm}$ $1,0 \text{ mm/ semana} \leq \Delta x < 1,0 \text{ mm/ mês}$	<p>Reforço da observação e instrumentação</p> <p>Realização de visitas à obra para inspeção visual do talude e dos muros de suporte e de campanhas de leitura com frequência variável de 1/3 meses e 1/6 meses, em função da velocidade de deslocamento.</p> <p>Se o deslocamento se mantiver estável num período mínimo de 12 meses (mínimo de 4 a 2 leituras), a frequência de leituras poderá passar a 1/ ano.</p> <p>Caso ocorra evolução de deslocamentos deverá ser ponderado o reforço da instrumentação, recorrendo a alvos topográficos e inclinómetros adicionais.</p>
	Δx corresponde a: $35 \text{ mm} < \Delta x \leq 50 \text{ mm}$ $1,0 \text{ mm/ dia} \leq \Delta x < 1,0 \text{ mm/ semana}$	<p>Reforço da observação e instrumentação</p> <p>Realização de visitas à obra para inspeção visual do talude e dos muros de suporte e de campanhas de leitura com frequência variável de 1/ semana a 1/3 meses, em função da velocidade de deslocamento.</p> <p>Se o deslocamento se mantiver estável num período mínimo de 1 mês a 12 meses – função da velocidade de deslocamento (mínimo de 4 leituras), a frequência de leituras poderá ser reduzida em conformidade com a velocidade de deslocamentos.</p> <p>Caso ocorra evolução de deslocamentos deverá reforçar-se a instrumentação da Obra, recorrendo a alvos topográficos e inclinómetros adicionais.</p>



<p style="text-align: center;">Situação de alarme</p>	<p style="text-align: center;">Δx corresponde a: $\Delta x > 50 \text{ mm}$ $\Delta x > 1,0 \text{ mm/ dia}$</p>	<p>Frequência de leitura mínima (a avaliar em função de visita ao local): 1/semana</p> <p>Haverá que inspecionar o local da obra e verificar a existência de indícios de instabilização do talude, no caminho na frente dos muros ou danos estruturais nas paredes de betão.</p> <p>A observarem-se este tipo de indícios haverá que intervir de modo a repor as condições de estabilidade e/ou segurança estruturas dos muros.</p> <p>Não existindo estes indícios, deverá reforçar-se o plano de instrumentação, recorrendo por exemplo a aparelhos adicionais, nomeadamente novos alvos topográficos e inclinómetros.</p> <p>Se o deslocamento se mantiver estável num período mínimo de 1 mês (mínimo 4 leituras), a frequência de leitura poderá ser reduzida em conformidade com a velocidade dos deslocamentos.</p>
--	---	--



Anexo nº 10 – Planta de localização da instrumentação

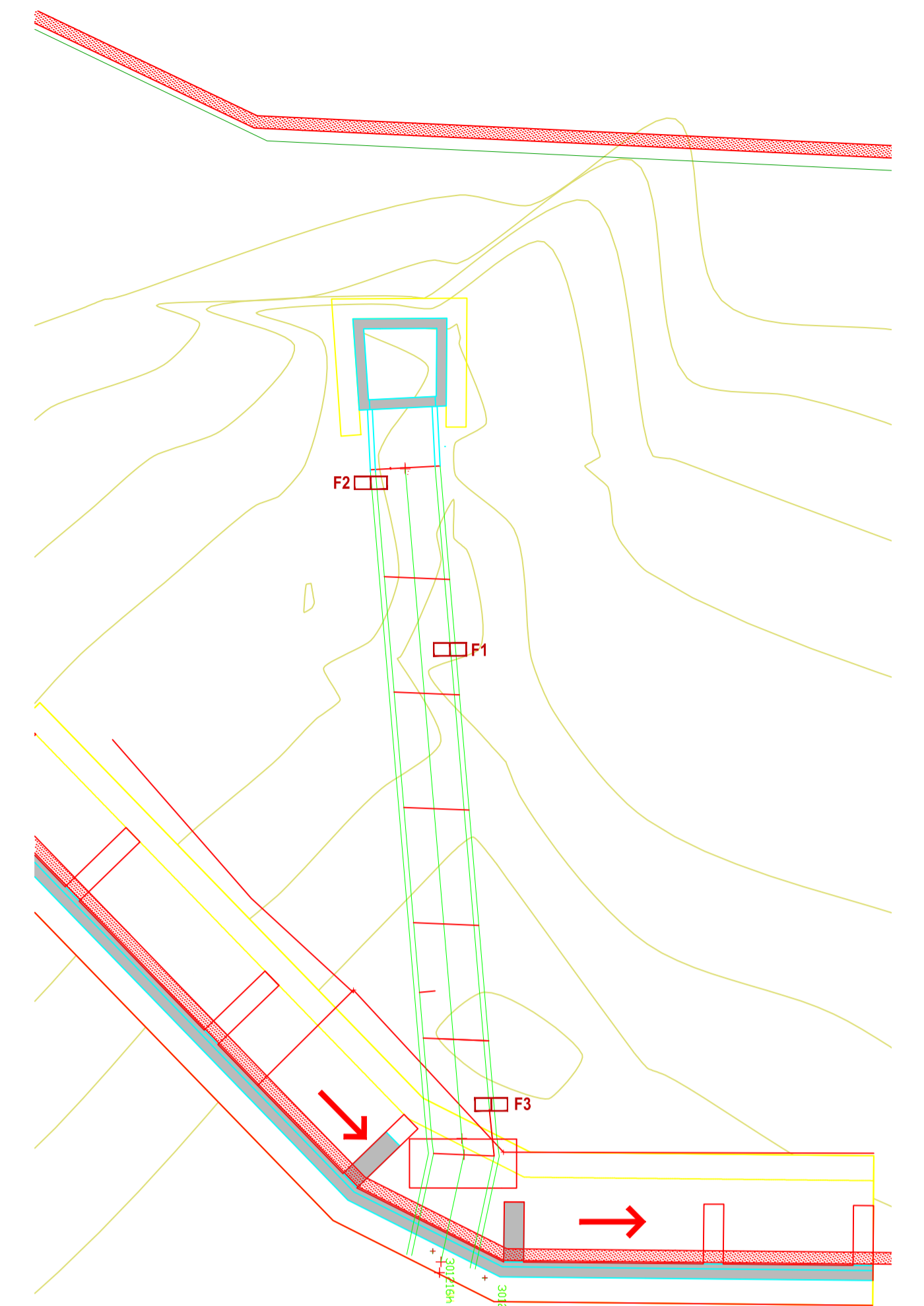


Planta de localização da Instrumentação
Escala - 1/500

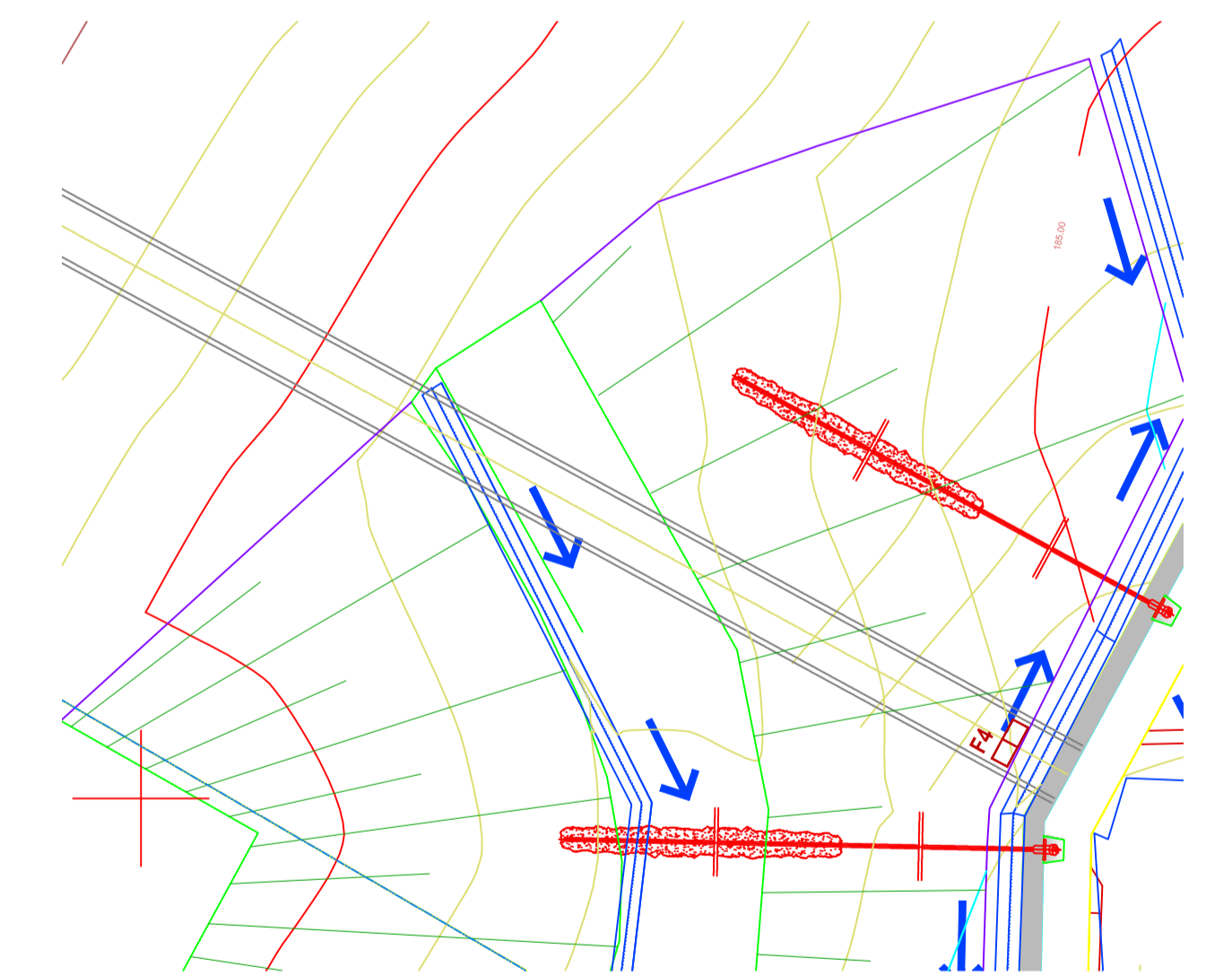
LEGENDA:


INSTRUMENTAÇÃO

-  AT... Alvo topográfico
-  CC... Célula de carga
-  I... Inclínómetro
-  F... Fissurómetro



Planta de localização dos fissurómetros
Escala - 1/100



Relatório de estágio para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na área de Especialização de Vias de Comunicação e Transportes		Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Estabilização do talude de aterro entre o Pk 236+450 e o Pk 236+720 na linha do Sul	Desenho n.º 1	Setembro 2013
Planta de Instrumentação instalada	Aluno	Sofia Alexandra Martins Rocha
	Orientador	
	Orientador	