

# **PROJECTO GEOTÉCNICO PARA A ESTABILIZAÇÃO E CONTENÇÃO DE UM TALUDE NA EM530-1 EM BUCELAS**

## **GEOTECHNICAL PROJCT FOR STABILIZATION AND SUPPORT OF A SLOPE AT EM530-1 ROAD IN BUCELAS**

Rosa, Alexandra; Aqualogus, Lisboa, Portugal, arosa@aqualogus.pt  
Roque, Magda; Aqualogus, Lisboa, Portugal, mroque@aqualogus.pt  
Pimenta, Lurdes; Aqualogus, Lisboa, Portugal, lpimenta@aqualogus.pt  
Sardinha, Ricardo; Aqualogus, Lisboa, Portugal, rsardinha@aqualogus.pt  
Pereira, Verónica; Câmara Municipal de Loures, Loures, Portugal, veronica\_pereira@cm-loures.pt

### **RESUMO**

O histórico de escorregamentos e as evidências de potenciais escorregamentos ao longo da estrada EM530-1 motivaram a realização de um projecto geotécnico com vista à estabilização e contenção de um talude com evidências de instabilidades num trecho da estrada, localizado a cerca de 1 km da intersecção da EN115 em Bucelas. Com base nos estudos geológico-geotécnicos realizados, foi possível caracterizar o ambiente geológico e as condições geotécnicas em presença e estimar as propriedades mecânicas dos terrenos interessados. Consequentemente, realizaram-se análises de sensibilidade para identificação dos mecanismos de instabilidade mais prováveis e definiram-se soluções de contenção alternativas que foram objecto de pré-dimensionamento e de análise técnico-económica comparativa. Finalmente, procedeu-se ao dimensionamento e verificações de segurança da solução escolhida e elaborou-se o Plano de Observação das estruturas projectadas e da área envolvente.

### **ABSTRACT**

Several sliding instabilities have been registered along the EM530-1, suggesting that its geological background is prone to the occurrence of that type of instabilities. To prevent the aggravation of the slope stability conditions on a road segment, a geotechnical study was performed, regarding the slope stabilization and support. This slope is located about 1 km from the intersection of the EN115 in Bucelas. From geological-geotechnical studies, the site geological and geotechnical characteristics were identified and the ground mechanical properties were estimated. Within that base, sensitivity analyses were performed in order to evaluate the instability mechanisms that are more likely to occur, which in turn conditioned the range of pre-designed alternative support solutions. Subsequently, those solutions were subjected to a comparative technical-economical analysis. The chosen solution design and safety verifications were performed and an adequate observation program was prescribed, concerning the designed structure and surrounding area.

### **1 - INTRODUÇÃO**

A estrada EM530-1, em Bucelas, tem sido afectada por diversos escorregamentos ao longo dos anos e apresenta inúmeras evidências de potenciais escorregamentos, que colocam em risco os veículos que nela circulam, as edificações e os terrenos agrícolas envolventes. Um trecho da estrada, localizado a cerca de 1 km da intersecção com a EN115, irá ser alvo de intervenção com o objectivo de estabilizar e conter o talude existente. A zona de intervenção enquadra-se num ambiente geológico constituído essencialmente por formações calcárias e margosas, de idade Jurássica. O projecto geotécnico foi desenvolvido com base em estudos anteriores e em informação recolhida para o presente projecto, designadamente, trabalhos de prospecção e ensaios laboratoriais complementares adaptados à área em estudo. O projecto englobou ainda uma análise de sensibilidade da estabilidade da encosta por forma a identificar quais os mecanismos de instabilidade mais prováveis de ocorrer e reduzir as incertezas na estimativa das propriedades mecânicas adoptadas no modelo geológico-geotécnico. Foram pré-dimensionadas três soluções de estabilização alternativas, tendo sido realizada uma análise técnico-económica comparativa entre as soluções apresentadas. Por fim, foi realizado o dimensionamento e as respectivas verificações de segurança para a solução escolhida e definido o acompanhamento da evolução comportamental dos taludes e da estrutura de contenção no âmbito do Plano de Observação da obra.

### **2 - CARACTERÍSTICAS DO TRECHO A INTERVENCIÓNAR**

O talude será intervencionado numa extensão de cerca de 256 m, coincidindo em planta e em perfil com o traçado da estrada já existente (Figura 1). O perfil transversal da via tem uma faixa de rodagem com 5 m de largura e uma berma com largura total de 1,1 m em cada extremo, com guardas de segurança instaladas

na extremidade de cada berma. A estrutura de contenção a executar será integrada na zona exterior à berma em aterro.

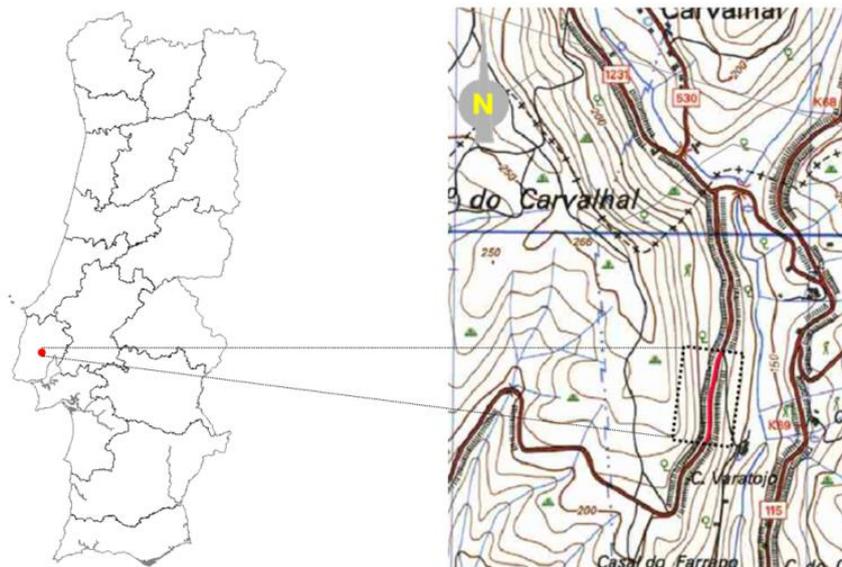


Figura 1 – Representação em planta da zona a intervir

### 3 - ESTUDOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

#### 3.1 - Ambiente geológico

Do ponto de vista geoestrutural, a área de estudo enquadra-se numa sequência sedimentar do Jurássico superior, disposta em monoclinial com pendur de cerca de 10° para SE, que é composta pelos calcários, margas e arenitos das Formações do Freixal e do Arranhó.

A série sedimentar encontra-se afectada pelo vulcanismo da região de Lisboa, de que são exemplos os diversos filões de basalto e rochas afins que caracterizam a área.

Nos taludes da estrada, dentro do trecho a intervir, dominam os calcários e as margas da Formação do Arranhó, sendo os afloramentos rochosos expostos raros e restritos ao extremo sul da área de estudo (Figura 2). No restante desenvolvimento, o maciço rochoso encontra-se coberto por solos residuais e depósitos de vertentes, com intensa vegetação do tipo arbórea, arbustiva e herbácea, que dificultou o reconhecimento de superfície.



Figura 2 – Afloramento rochoso no trecho sul da zona a intervir

O maciço rochoso apresenta três planos de descontinuidades principais: um sub-horizontal, coincidente com a estratificação, com atitude N348-350°, 8-10°S, e dois verticais, com atitudes N330°, 90° e N368°, 90°.

Ao longo do traçado da estrada e no caminho de acesso à habitação, a cotas inferiores, é possível encontrar fendas longitudinais, indicadoras de movimentos de instabilização (Figura 3).



(a)



(b)

Figura 3 – Fendas longitudinais: (a) Estrada; (b) Acesso a cotas inferiores ao plano da estrada

### 3.2 - Estudos geológico-geotécnicos anteriores

Na sequência de dois escorregamentos registados anteriormente na EM530-1 foram realizados estudos geológico-geotécnicos nos locais das instabilidades. Nos trabalhos realizados incluíram-se 3 trados manuais com recolha de amostras para caracterização laboratorial e 3 ensaios de penetração dinâmica ligeira, cujas profundidades máximas rondam os 4,6 m. Estes trabalhos permitiram caracterizar o horizonte superficial dos terrenos, que é composto essencialmente por depósitos de vertente e aterros. Contudo, não possibilitaram a caracterização dos terrenos em profundidade, e conseqüentemente avaliar as condições de fundação das eventuais soluções de contenção, nem permitiram identificar a profundidade e a extensão da área (potencialmente) instabilizada. Tal facto motivou a definição de um programa de prospecção complementar que se apresenta na secção seguinte.

### 3.3 - Análise dos resultados dos trabalhos de prospecção

Para o presente trabalho foram prospectadas 7 sondagens mecânicas à rotação, 5 poços de reconhecimento e ensaiadas em laboratório 5 amostras recolhidas em cada um dos poços. A localização esquemática e a profundidade das sondagens e dos poços realizados encontram-se na Figura 4.

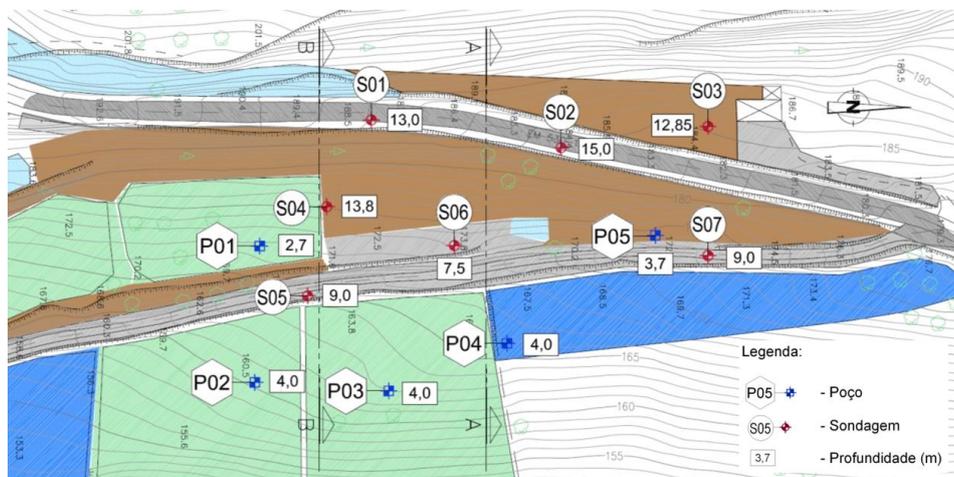


Figura 4 – Localização e profundidade dos trabalhos de prospecção realizados no presente estudo

Os resultados dos trabalhos de prospecção realizados revelaram que a zona a intervir é constituída, de uma forma geral, por uma camada superficial de depósitos de vertente e de materiais de aterro com matriz fina, sobrepostos ao maciço rochoso calcário e margoso.

O maciço rochoso é formado por um horizonte superficial de alternâncias de margas argilosas e calcárias medianamente a muito alterados ( $W_3$  a  $W_4$ ) e, em profundidade, por calcários margosos e calcários cristalinos menos alterados ( $W_3$ ), apresentando melhores características geotécnicas. O nível freático não foi identificado em nenhum dos trabalhos *in situ* realizados.

### 3.4 - Zonamento geológico-geotécnico

A análise conjunta dos dados existentes e dos resultados dos trabalhos de prospecção permitiu definir um modelo geológico-geotécnico para a área de estudo composto por quatro zonas geotécnicas principais – ZG4, ZG3, ZG2 e ZG1, as quais expressam uma melhoria progressiva das características geomecânicas do maciço. A Figura 5 apresenta o zonamento geológico-geotécnico dos terrenos segundo dois perfis transversais, cuja localização em planta está representada na Figura 4.



Figura 5 – Zonamento geológico-geotécnico. Perfis A-A e B-B

O zonamento teve em conta a classificação litológica dos testemunhos das sondagens, o grau de alteração (W), o espaçamento entre fracturas (F), a percentagem de recuperação (%REC) e o parâmetro Rock Quality Designation (RQD), segundo as normas da Sociedade Internacional da Mecânica das Rochas. Relativamente aos solos, foram considerados os valores de  $N_{SPT}$  e a respectiva litologia. O Quadro 1 sintetiza as características geotécnicas de cada zona.

Quadro 1 – Zonamento geológico-geotécnico dos terrenos. Características representativas

Zona	Litologias	$N_{SPT}$	Alteração (W)	Fracturação (F)	REC (%)	RQD (%)
ZG4	Aterro e depósitos de vertente	17-20	-	-	< 50	-
ZG3	Margas argilosas	16-42	-	-	50-80	-
ZG2B	Margas calcárias	-	3-4	4-5	80-100	-
ZG2A	Intercalações de calcários e margas	-	3-4	3-4	80-100	0-50
ZG1	Calcários margosos e calcários cristalinos	-	3	3-4	100	50-100

A zona ZG4 é a mais superficial e inclui os materiais que constituem o aterro da estrada EM530-1 e do caminho rural existente, e ainda os depósitos de vertente, que cobrem os taludes da estrada. Trata-se de materiais de natureza distinta, com comportamento geotécnico semelhante, que inclui solos remexidos, blocos rochosos e brita, caracterizados por valores  $N_{SPT}$  inferiores a 20.

A zona ZG3 inclui um nível de margas argilosas com valores de  $N_{SPT}$  médios entre 16 e 42 (excepcionalmente superiores) e percentagens de recuperação (REC), em regra, entre 50 e 80%.

Na zona ZG2B integram-se níveis espessos de margas calcárias medianamente a muito alteradas ( $W_3$  a  $W_4$ ), com fracturação  $F_4$  a  $F_5$  e com valores de REC entre 80 e 100%. A zona ZG2A corresponde a intercalações ritmadas de reduzida espessura de calcários e margas. Trata-se, em geral, de materiais medianamente a muito alterados ( $W_3$  a  $W_4$ ) e com fracturas medianamente afastadas a próximas ( $F_3$  a  $F_4$  e, raramente,  $F_5$ ), com valores de REC entre 80 e 100% e índice RQD variáveis entre 0% (essencialmente nas margas) e 50% (nos calcários).

O maciço de melhor qualidade integra-se na zona geotécnica ZG1 e corresponde a intercalações de calcários margosos e calcários cristalinos. Nesta zona, o maciço apresenta-se medianamente alterado ( $W_3$ ) com passagens pouco alteradas ( $W_2$ ) e outras muito alteradas ( $W_4$ ), com fracturas medianamente afastadas a próximas ( $F_3$  a  $F_4$ ), com valores de REC de 100% e índices RQD entre 50 e 100%.

#### 4 - ESTUDOS DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

Para avaliação da estabilidade actual da encosta foram estudados os perfis de escavação considerados condicionantes (PK 0+060, PK 0+080, PK 0+120 e PK 0+180), atendendo à geometria dos taludes e às características geotécnicas dos terrenos interessados (Figura 6).

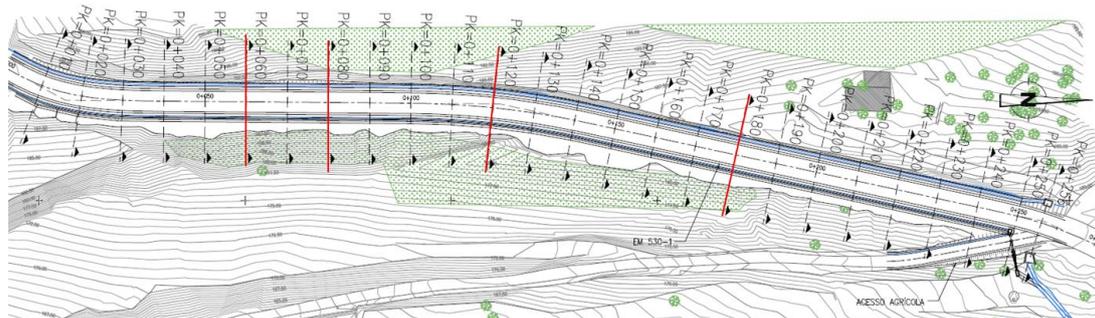


Figura 6 – Identificação dos perfis de cálculo condicionantes para o estudo da estabilidade da encosta

Os parâmetros geotécnicos adoptados nos cálculos (Quadro 2) foram alvo de análises de sensibilidade, tendo em conta, os resultados dos trabalhos de prospecção geológico-geotécnica, a experiência comparada e as evidências locais de instabilizações superficiais interessando a berma Este da estrada.

Quadro 2 – Parâmetros geotécnicos dos materiais

Zona	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
ZG1	21	200	40
ZG2A	20	20	32
ZG2B	20	20	32
ZG3	19	10	25
ZG4	18	10	25

Relativamente às acções, foi considerada a actuação de uma sobrecarga de circulação no topo do talude em análise de 10 kN/m<sup>2</sup>, para todas as soluções.

A estabilidade global dos taludes da encosta foi avaliada face à formação de superfícies de rotura circulares superficiais e profundas através dos métodos de equilíbrio limite, implementados automaticamente através do programa *Slope/W* da Geo-Slope International Lda.

Foi privilegiada a formação de superfícies de escorregamento circulares na avaliação da estabilidade, uma vez que a zona superficial dos taludes engloba a existência das zonas geotécnicas ZG3 e ZG4, que por sua vez favorecem a ocorrência deste tipo de instabilidades.

Os resultados das análises de estabilidade realizadas encontram-se resumidos no Quadro 3, para as combinações estática e pseudo-estática (esta apenas para o perfil condicionante PK 0+060, com um coeficiente sísmico horizontal de 0,16).

Quadro 3 – Coeficientes de segurança global

Perfil	Combinação estática		Combinação pseudo-estática	
	Rot. Sup.	Rot. Prof.	Rot. Sup.	Rot. Prof.
PK 0+060	0,97	1,37	0,77	1,05
PK 0+080	1,17	1,51	-	-
PK 0+120	1,80	1,68	-	-
PK 0+180	1,52	1,69	-	-

Apresenta-se na Figura 7 a representação esquemática de uma superfície de rotura superficial (a), para o PK 0+060, e de uma superfície de rotura profunda (b), para o PK 0+120.

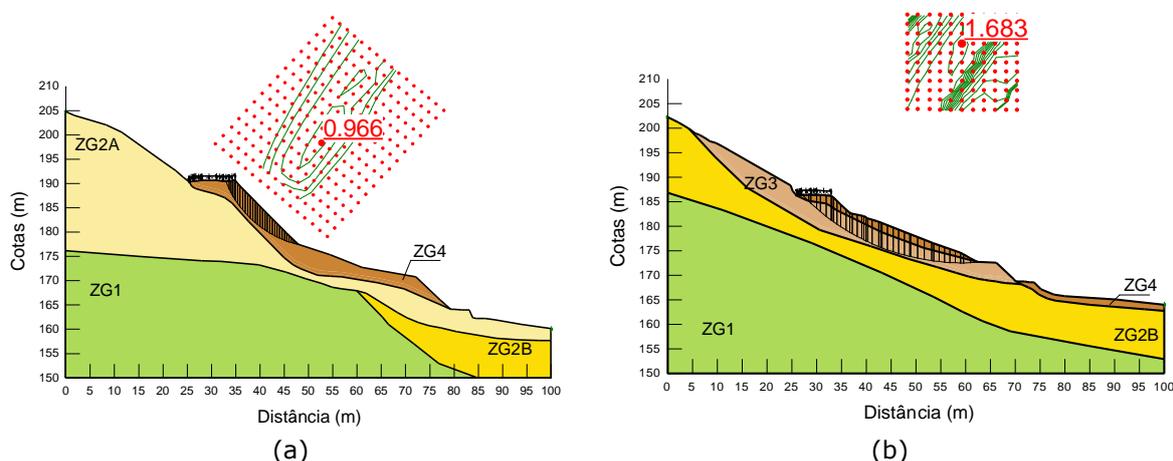


Figura 7 – Combinação estática: (a) PK 0+060 - Rotura superficial; (b) PK 0+120 - Rotura profunda

As superfícies de escorregamento com valores próximos da unidade são compatíveis com a fendilhação existente ao longo da berma Este da estrada.

## 5 - ANÁLISE DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS ALTERNATIVAS

### 5.1 - Considerações iniciais

Analisados os indicadores de movimentos de instabilidade e o cenário geológico-geotécnico em presença, foram objecto de análise técnico-económica comparativa as soluções alternativas que se descrevem nas secções seguintes.

## 5.2 - Solução estrutural tipo 1 – muro de gabiões

### 5.2.1 - Descrição da solução

A primeira solução estudada consiste na execução de um muro de gabiões, com 6 m de altura máxima e 4 m de largura na base (Figura 8).

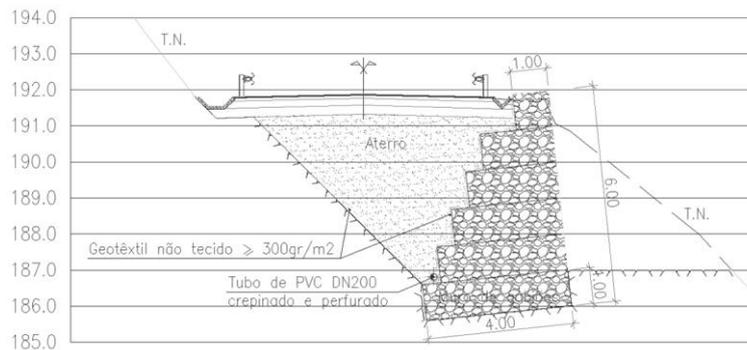


Figura 8 – Secção transversal tipo – muro de gabiões

### 5.2.2 - Verificações de segurança global

A metodologia de análise para as verificações de segurança globais é semelhante à descrita no Capítulo 4. A Figura 9 apresenta os resultados obtidos para as verificações de segurança. O coeficiente de segurança obtido para o perfil PK 0+060 foi de 1,49 para a combinação estática e de 1,12 para a combinação pseudo-estática, valores que se consideram satisfatórios face aos pressupostos admitidos.

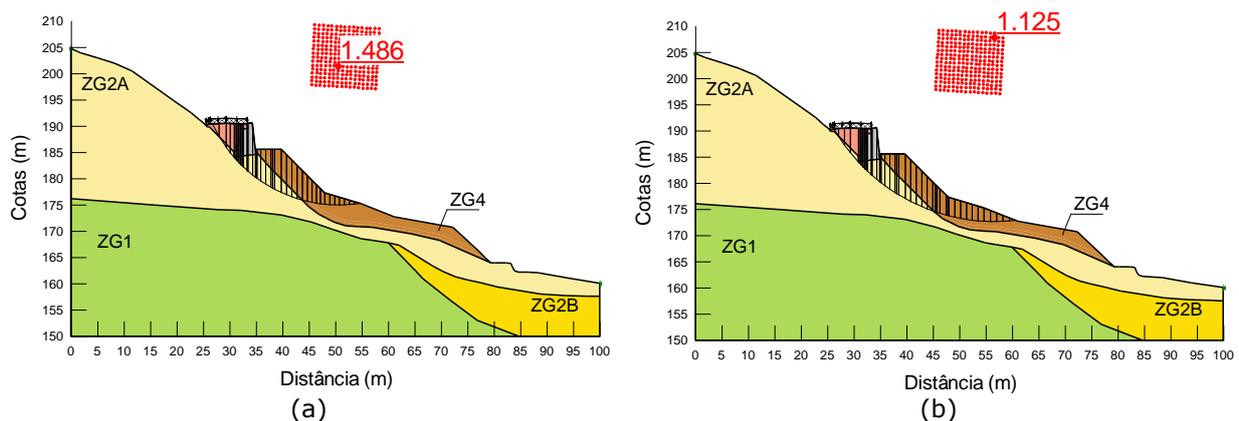


Figura 9 – PK 0+060. Muro de gabiões: (a) Combinação estática; (b) Combinação pseudo-estática

### 5.2.3 - Verificações de segurança local

O muro de suporte foi objecto de verificações de segurança locais ao deslizamento e derrubamento para a situação estática.

No dimensionamento foram consideradas as condições geológico-geotécnicas descritas no Capítulo 3. Nos cálculos, os impulsos foram calculados pelo método de Müller-Breslau. Os valores de cálculo adoptados para as propriedades dos materiais são os indicados no Quadro 4.

Quadro 4 – Valores de cálculo para as propriedades dos materiais

Material	Propriedades
Aterro no tardo do muro	$\gamma_{\text{solo húm},k}$ 20 kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma_{\text{solo sat},k}$ 20 kN/m <sup>3</sup>
	$\Phi'_{\text{solo},k}$ 30°
	$c'_{\text{solo},k}$ 0 kPa
Maciço de fundação	$\text{tg} \delta_{\text{fundação},k}$ 0,55
Muro de gabiões	$\gamma_{\text{muro},k}$ 18 kN/m <sup>3</sup>

Concluiu-se que o coeficiente de segurança global ao deslizamento é de 1,58 e que o derrubamento não é cinematicamente viável. Pode-se constatar que a segurança ao deslizamento é condicionante, como é corrente neste tipo de estruturas, considerando-se que o coeficiente de segurança obtido é adequado.

### 5.3 - Solução estrutural tipo 2 – muro de betão armado em consola

#### 5.3.1 - Descrição da solução

A segunda solução consiste na implementação de um muro de betão armado em consola com 6 m de altura, espessura no topo do muro de 0,3 m e espessura na base de 0,8 m. As dimensões da sapata são de 4,2 x 0,8 m, na secção de maior altura, conforme a Figura 10.

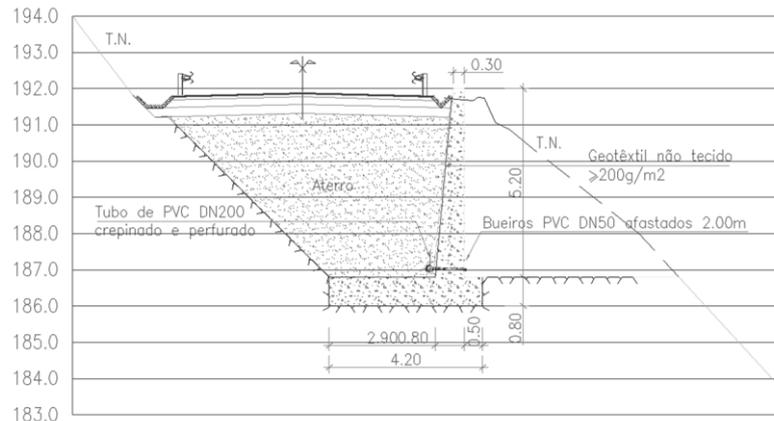


Figura 10 - Secção transversal tipo - muro de betão armado em consola

#### 5.3.2 - Verificações de segurança global

Segundo a mesma metodologia de análise descrita no Capítulo 4, na Figura 11 apresentam-se os resultados do cálculo de estabilidade, sendo que os coeficientes de segurança foram de 1,52 e 1,14, para as combinações estática e pseudo-estática, respectivamente, valores que se consideram satisfatórios.

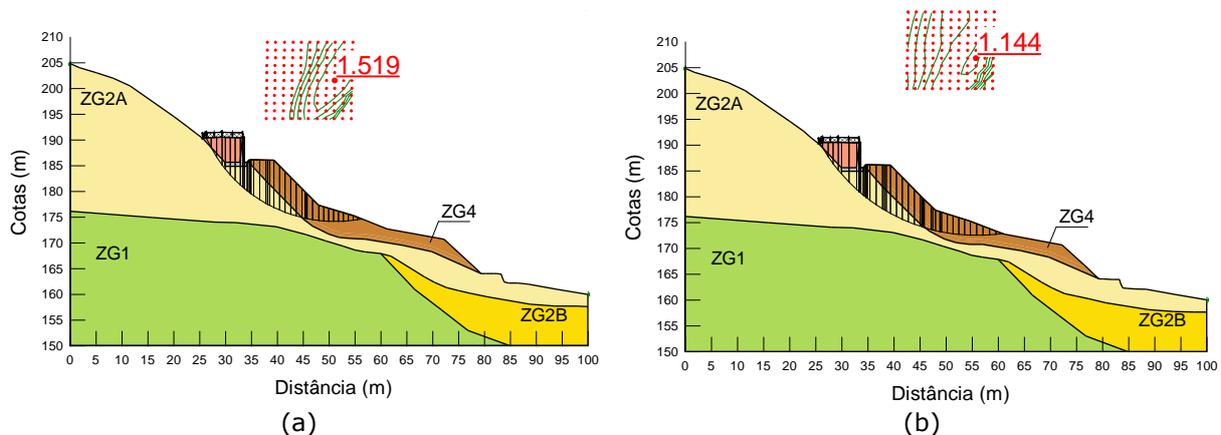


Figura 11 - PK 0+060. Muro de betão armado em consola: (a) Combinação estática; (b) Combinação pseudo-estática

#### 5.3.3 - Verificações de segurança local

O muro de suporte foi também objecto de verificações de segurança ao deslizamento e derrubamento para a situação estática, seguindo a mesma metodologia de dimensionamento e os valores das propriedades dos materiais que os descritos no ponto 5.1.3, com excepção do peso volúmico do material do muro de betão armado igual a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Constatou-se que o coeficiente de segurança global ao deslizamento é de 1,55 e que o deslizamento não é cinematicamente viável.

### 5.4 - Solução estrutural tipo 3 – parede de betão armado ancorada

#### 5.4.1 - Descrição da solução

A terceira solução analisada consiste na execução de uma parede de betão armado ancorada com 0,5 m de espessura e 4,5 m de altura (Figura 12), fundada em microestacas com um comprimento de 5,5 m. Preconiza-se a execução de dois níveis de ancoragens, com um pré-esforço de serviço de 500 kN, com um comprimento total de 16,0 m e um ângulo de 25° com a horizontal. As ancoragens formam entre si uma malha de 2,0 x 3,0 m (V x H).

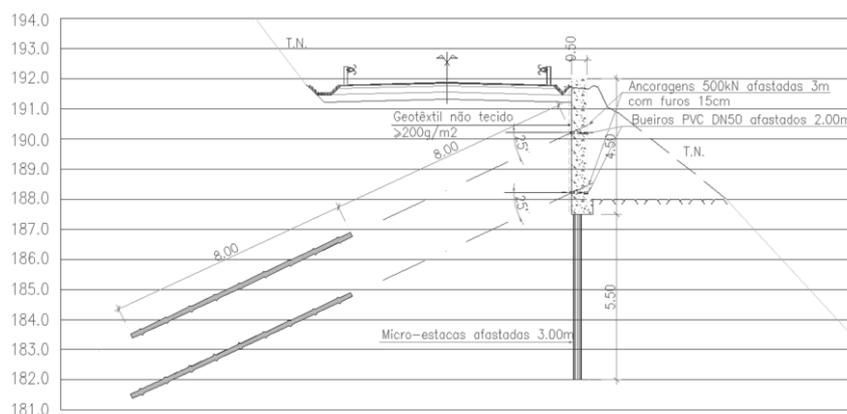


Figura 12 - Secção transversal tipo - muro de betão armado ancorado

#### 5.4.2 - Verificações de segurança global

As características das medidas de suporte (ancoragens) utilizadas foram: os furos de instalação das ancoragens com 150 mm de diâmetro, preenchidos com calda de cimento na zona do bolbo; comprimento livre de 8 m e comprimento do bolbo de selagem de 8 m; a tensão característica de adesão bolbo/maciço considerada foi de 200 kN/m<sup>2</sup>.

Com base na metodologia descrita no Capítulo 4, determinaram-se os coeficientes de segurança para a combinação estática que foi de 1,69 e para a combinação pseudo-estática de 1,27, valores que se consideram satisfatórios e cujas superfícies de rotura se apresentam na Figura 13.

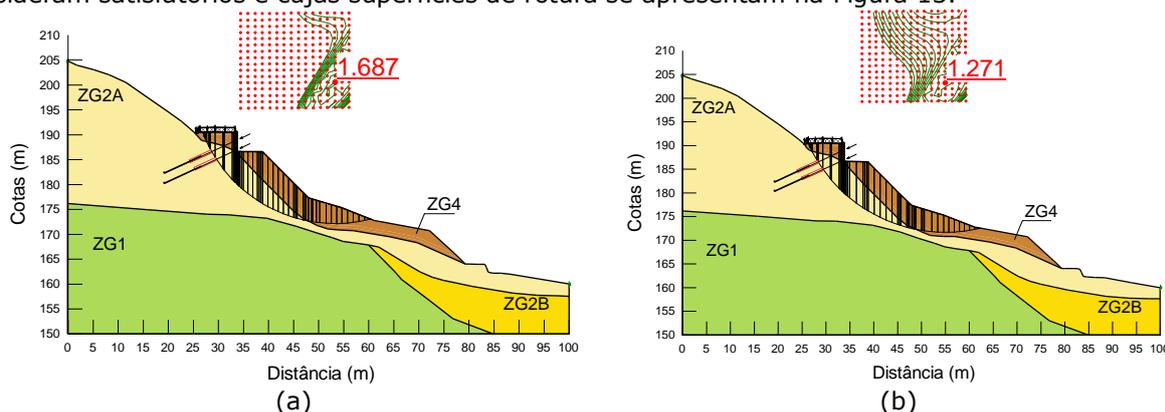


Figura 13 - PK 0+060. Muro de betão armado ancorado: (a) Combinação estática; (b) Combinação pseudo-estática

## 6 - ANÁLISE TÉCNICO-ECONÓMICA COMPARATIVA

Do ponto de vista da segurança global as soluções analisadas foram consideradas equivalentes, salientando-se, em seguida, as principais vantagens e desvantagens identificadas (Quadro 5).

Quadro 5 - Vantagens e desvantagens de cada solução apresentada

Solução	Vantagens	Desvantagens
Muro de gabiões	Estrutura drenante, com bom comportamento sísmico e de fácil enquadramento paisagístico	A execução requer equipas especializadas, implica a interrupção da EM e é susceptível a deformações localizadas junto ao coroamento associadas ao tráfego de pesados durante a fase de serviço da obra
Muro de betão armado em consola	Estrutura rígida, com boa durabilidade e que não requer mão-de-obra especializada para a sua execução	A execução implica a interrupção da EM
Parede de betão armado ancorada	Estrutura rígida, activa e pode ser executada sem interrupção da circulação na EM	Requer equipas especializadas para a sua execução

Relativamente aos custos inerentes à implementação de cada solução, a solução do muro de betão armado em consola é a que apresentou o custo mais baixo.

Face à comparação técnica e económica das três soluções apresentadas, foi desenvolvida a solução de muro de betão armado em consola.

Trata-se de uma estrutura rígida, mais adequada a uma implantação junto ao aterro da estrada porque minimiza deformações associadas à circulação de tráfego de pesados e que tem, geralmente, grande durabilidade. Mais, o seu custo estimado é inferior ao das restantes soluções apresentadas. A principal desvantagem associada à execução desta solução (extensível também à solução de muro de gabiões) prende-se com a necessidade de interromper o trânsito durante a execução das obras, que é composto essencialmente por tráfego regular de veículos pesados. Efectivamente, apenas a solução de parede ancorada poderá ser executada sem a interrupção total da circulação rodoviária, devendo ser essa a solução escolhida se não for de todo possível interromper a circulação pelo período de construção que se estima entre 4 a 6 meses.

## 7 - DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DA SOLUÇÃO ADOPTADA

### 7.1 - Descrição da solução adoptada

A solução consiste num muro de betão armado em consola com altura variável entre 3,5 m e 6,5 m, espessura no topo do muro de 0,3 m e espessura na base do muro entre 0,7 m e 0,8 m. As dimensões da sapata variam desde 0,7 m a 0,8 m em altura e largura variável entre 2,6 m e 4,5 m, conforme a Figura 14.

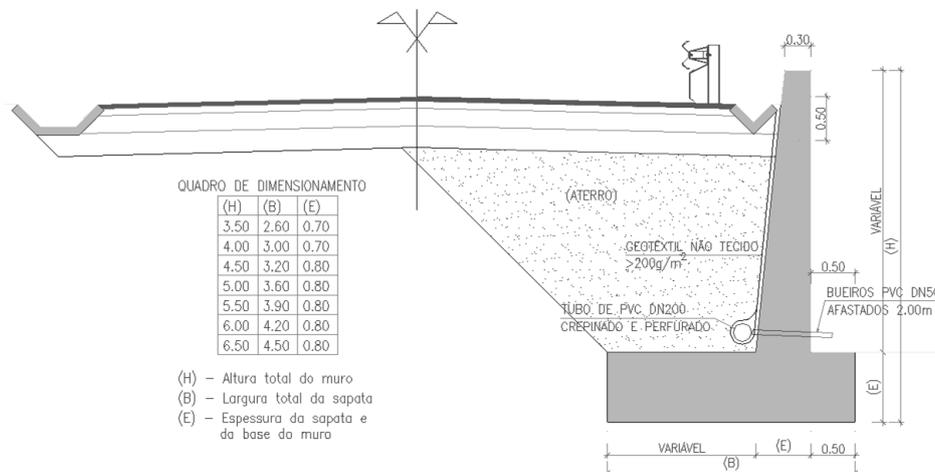


Figura 14 - Secção transversal tipo do muro de betão armado em consola

### 7.2 - Verificações de segurança. Estabilidade global

O dimensionamento geotécnico da solução final foi realizado para os perfis considerados condicionantes, nomeadamente os perfis PK 0+120 e PK 0+140, onde se identificam as zonas com as maiores alturas do muro e com as condições de fundação mais desfavoráveis (Figura 15). Tendo em conta as características do terreno e o tipo de estrutura a executar, o coeficiente sísmico horizontal adoptado foi de 0,16. Foi admitida uma sobrecarga de circulação de 10 kN/m<sup>2</sup>.

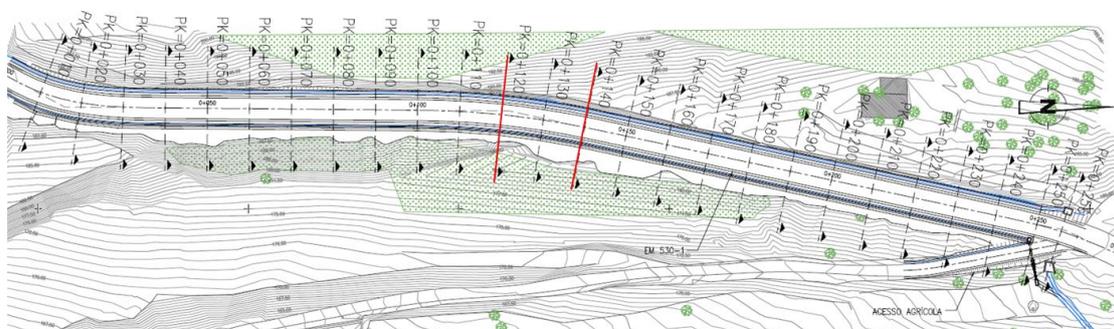


Figura 15 - Identificação dos perfis de cálculo condicionantes para a análise de estabilidade dos taludes

Para além da verificação em situação de exploração normal, e embora não tendo sido caracterizado o nível freático nos trabalhos de prospeccção realizados, avaliou-se a situação hipotética de ocorrência de uma chuva intensa que potenciassse a instalação de uma superfície freática nos terrenos suprajacentes às margas de maior permeabilidade. No presente caso adoptou-se um valor de 0,2 para o coeficiente de pressão intersticial,  $r_u$ , igual ao quociente entre a pressão intersticial e a tensão total vertical.

No Quadro 6 e nas Figuras 16 a 19 apresentam-se alguns dos resultados obtidos para as verificações de segurança para as combinações estática, pseudo-estática e de precipitação intensa através da metodologia dos coeficientes de segurança globais (CSG) para os perfis acima referidos.

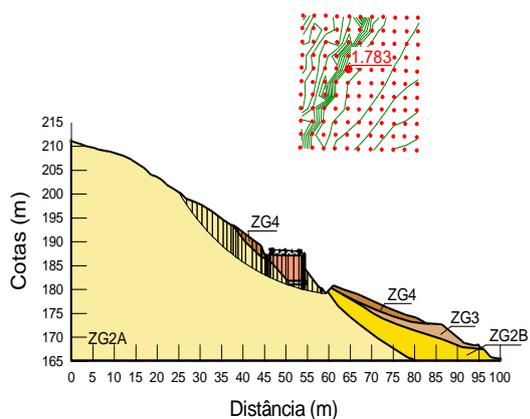


Figura 16 – PK 0+120. Superfície de rotura profunda. Combinação estática (CSG)

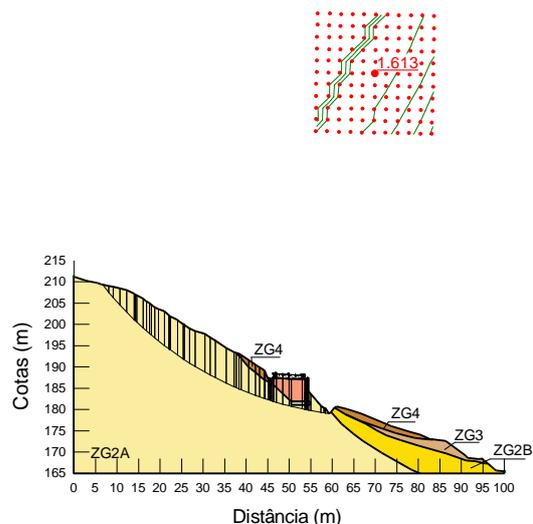


Figura 17 – PK 0+120. Superfície de rotura profunda extensa. Combinação estática (CSG)

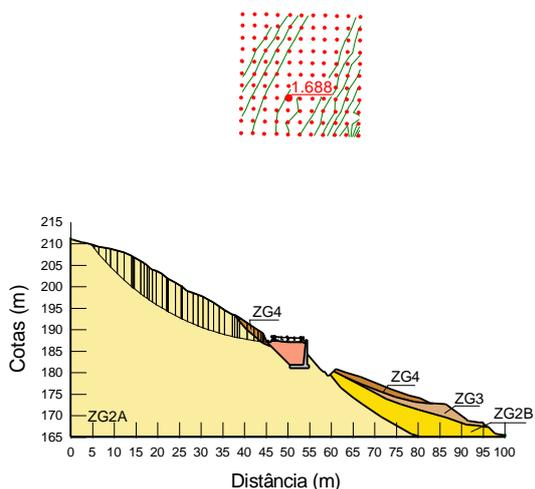


Figura 18 – PK 0+120. Superfície de rotura no topo do talude. Combinação estática (CSG)

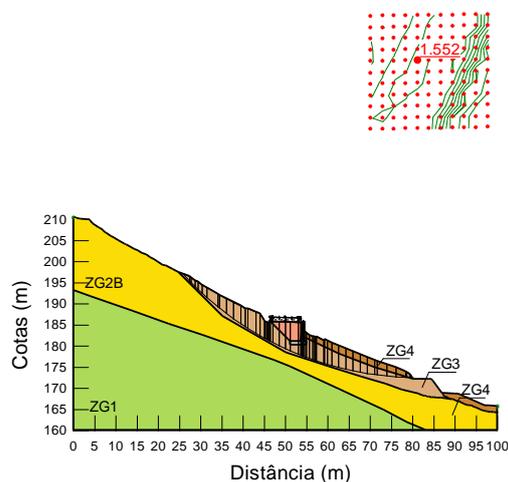


Figura 19 – PK 0+140. Superfície de rotura profunda. Combinação estática (CSG)

Quadro 6 – Resultados das análises de estabilidade (CSG)

Perfis	Situação de cálculo	Combinação		
		Estática	Pseudo-estática	Precipitação intensa
PK 0+120	Rotura profunda	1,78	1,32	1,78
	Rotura profunda extensa	1,61	1,18	1,61
	Rotura no topo do talude	1,69	1,24	1,69
	Rotura em ZG4 acima do muro	1,79	1,29	1,59
PK 0+140	Rotura profunda	<b>1,55</b>	<b>1,08</b>	<b>1,55</b>
	Rotura superficial	2,44	1,71	2,26

Os coeficientes de segurança condicionantes obtidos foram de 1,55 e de 1,08 para as combinações estática e pseudo-estática, ambos para o perfil PK 0+140 para a situação de rotura profunda. Os valores consideram-se satisfatórios atendendo aos pressupostos admitidos.

Relativamente às roturas com origem no talude acima do muro (“profunda extensa” e “no topo do talude”), estima-se que o valor real do factor de segurança possa ser superior ao calculado, uma vez que na ausência de estudos geológico-geotécnicos neste local se utilizaram, de forma conservativa, os valores paramétricos dos materiais obtidos em análises anteriores.

Verificou-se que a ocorrência de precipitações intensas não tem influência significativa nos factores de segurança, à excepção das superfícies de rotura superficiais que intersectam a zona ZG4. A zona ZG4 inclui

material de aterro e depósitos de vertente, mais porosos e pouco consolidados, o que se reflecte numa maior permeabilidade, pelo que o seu comportamento geomecânico será fortemente influenciado pelas variações meteorológicas. Ainda assim, os factores de segurança obtidos são todos superiores aos valores mínimos considerados aceitáveis.

### 7.3 - Verificações de segurança. Estabilidade local

O muro de suporte foi objecto de verificações de segurança locais ao deslizamento e derrubamento para a situação estática. Consideraram-se as mesmas propriedades dos materiais descritos no ponto 5.1.3 e a mesma metodologia de cálculo de Müller-Breslau.

Foi admitido nos cálculos um funcionamento relativamente eficaz dos bueiros da estrutura, pelo que foi considerado que o nível de água no tardo do muro corresponde sensivelmente a um terço da altura do muro. Considerou-se também uma sobrecarga rodoviária de 10 kN/m<sup>2</sup>.

As verificações de segurança foram realizadas recorrendo à metodologia dos coeficientes de segurança globais. No Quadro 7 apresentam-se os coeficientes de segurança globais relativos ao deslizamento e derrubamento para o cálculo estático.

Quadro 7 – Coeficientes de segurança obtidos para a estrutura de contenção (cálculo estático)

Altura de cálculo (m)	Base (m)	CSG	
		Deslizamento	Derrubamento
3,5	2,6	1,50	Não é cinematicamente viável
4,0	3,0	1,53	Não é cinematicamente viável
4,5	3,2	1,50	Não é cinematicamente viável
5,0	3,6	1,54	Não é cinematicamente viável
5,5	3,9	1,52	Não é cinematicamente viável
6,0	4,2	1,50	Não é cinematicamente viável
6,5	4,5	1,50	Não é cinematicamente viável

Como se pode constatar, a segurança ao deslizamento é condicionante, como é corrente neste tipo de estruturas, tendo-se obtido um coeficiente de segurança que se considera adequado. À semelhança das verificações anteriores, a segurança ao derrubamento não é cinematicamente viável.

## 8 - PLANO DE OBSERVAÇÃO

No sentido de acompanhar a evolução do comportamento dos taludes e do muro de contenção foi preconizada a implementação de diversos dispositivos de observação, nomeadamente, marcas de nivelamento, para monitorização dos deslocamentos verticais das banquetas dos taludes; inclinómetros, para monitorização dos deslocamentos horizontais internos dos taludes; piezómetros hidráulicos de câmara aberta, para monitorização dos níveis de água nos terrenos; e alvos de pontaria, para monitorização dos deslocamentos horizontais e verticais do muro.

A frequência de leituras recomendada e o número de dispositivos de observação apresentam-se no Quadro 8 e a sua localização em planta na Figura 20.

Quadro 8 – Frequência de leituras e número de dispositivos de observação

Dispositivo	Quantidade	Execução da escavação	Fase de vida da obra	
			Após a conclusão da escavação dos taludes	
			Primeiro ano	Restante período de exploração
Marcas de nivelamento	12	Semanal	Mensal	Semestral
Inclinómetros	3	Semanal	Bimestral	Semestral
Piezómetros hidráulicos	10	Semanal	Quinzenal (estação húmida)	Trimestral
Alvos de pontaria	9	Semanal	Mensal (estação seca)	Trimestral
			Quinzenal	Trimestral

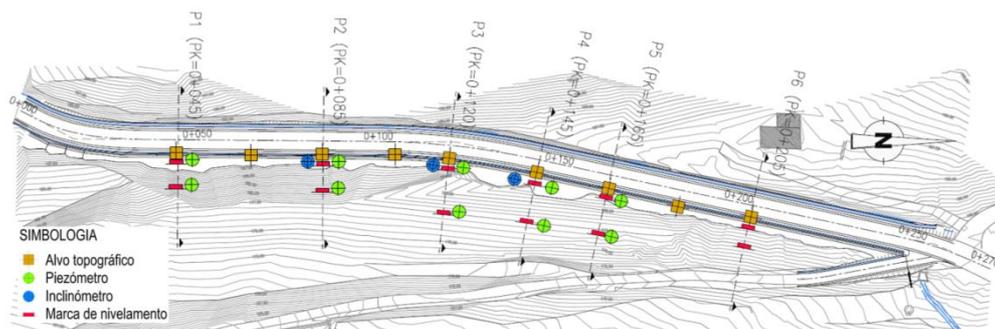


Figura 20 – Disposição em planta dos dispositivos de observação

## 9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao contrário de muitas das instabilizações em áreas próximas à área de estudo, em que a água tem um papel instabilizante determinante, os movimentos reconhecidos que interessam a berma do trecho de estrada em análise aparentam ser movimentos locais associados essencialmente ao aterro da estrada e às terras superficiais na envolvente. Nos trabalhos de prospecção realizados não foram reconhecidos níveis de água nas formações interessadas, no entanto é de realçar que os trabalhos foram realizados em período seco, sendo por isso importante confirmar o comportamento hidrogeológico dos terrenos em período húmido. Neste sentido, destaca-se a importância da implementação de um adequado sistema de observação da encosta que tenha em linha de conta as deformações dos taludes e do muro e a sua evolução face à variação dos níveis freáticos registados.

## AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento à Câmara Municipal de Loures, pela autorização de divulgação dos dados e dos trabalhos efectuados no âmbito do Projecto Geotécnico para a estabilização e contenção de um talude na EM530-1 em Bucelas, realizado pela AQUALOGUS.

## REFERÊNCIAS

- AQUALOGUS (2016). *Beneficiação, drenagem e contenção do talude na EM530-1 a 1060 m da intersecção com a EN115 em Bucelas - Estudo Prévio*. Volume I – Memória, Volume II – Peças desenhadas.
- AQUALOGUS (2016). *Beneficiação, drenagem e contenção do talude na EM530-1 a 1060 m da intersecção com a EN115 em Bucelas - Projecto de Execução*. Volume I – Memória, Volume II – Desenhos.
- Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Ovesen, N.K., Orr, T. e Schuppener, B. (2004). *Designers' Guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – General Rules*, Thomas Telford Ltd., London, UK. 212 p.
- SGP (1981). Carta Geológica de Portugal – Folha 34-B (Loures), escala 1:50 000.