

ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE AO KM 62+000 DO IP3

José Mateus de Brito¹, João Camões Lourenço², Manuel Romeiro¹, Alfredo Nunes¹ e Luís Ribeirinho¹

¹ Cenor, Consulting Engineers, Rua das Vigias, n.º 2, piso 1, Parque das Nações, 1990-506 Lisboa, Portugal.
email: jose.brito@cenor.pt <http://www.cenor.pt>

² Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Avenida Rovisco Pais, 1, 1049 001, Lisboa, Portugal

Sumário

A estabilização do talude de escavação do IP3 objecto desta comunicação compreendido entre cerca do km 61+700 e do km 62+050, localiza-se junto à Vila de Penacova. Faz-se referência aos antecedentes e principais patologias do talude e às condições geológico-geotécnicas locais. Apresenta-se uma breve descrição e concepção geral das soluções de estabilização detalhando-se as metodologias de dimensionamento, quer no que respeita à análise da queda de blocos, quer na obtenção de parâmetros geomecânicos e à verificação de estabilidade global quer ainda ao dimensionamento do sistema de drenagem. Por fim, tecem-se alguns comentários relativos à assistência técnica à obra, a qual permitiu a optimização das soluções de projecto.

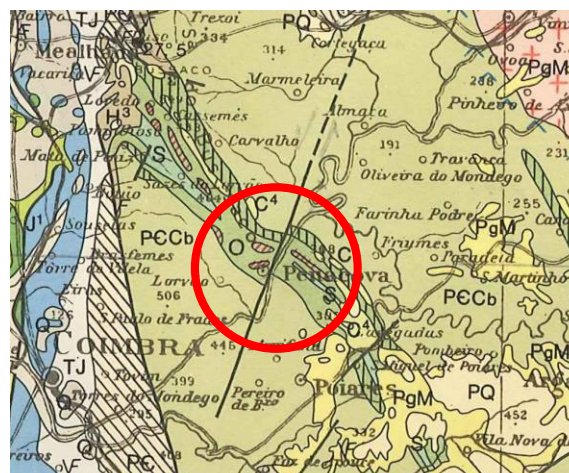
Palavras-chave: IP3; Estabilização de taludes.

1 INTRODUÇÃO

A presente comunicação refere-se à concepção e definição das obras de estabilização do talude de escavação do IP3, compreendido entre cerca dos km 61+700 e do km 62+050, localizado junto à Vila de Penacova, inserido na designada Ligação Raiva–Trouxemil do IP3. Na Figura 1 apresenta-se a localização e as condições geológicas gerais da zona de intervenção. Este estudo foi consequência da instabilização de um trecho do referido talude de escavação e do muro de gabiões existente na sua base e contemplou o estudo geológico-geotécnico de um trecho de talude com 400 m de desenvolvimento, o levantamento das sucessivas instabilizações que se verificaram ao longo do tempo e a realização do projecto de execução das obras de estabilização, de forma a que ficassem garantidas as condições de segurança do talude em toda a sua extensão. A instabilização verificou-se em 11.05.2010, numa extensão de 60 m, e envolveu um volume significativo de solos que ocuparam parte da plataforma do IP3, obrigando ao desvio provisório de trânsito.



i) Extracto da Carta Militar na escala 1/25 000.



ii) Extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000.

Figura 1. Localização da zona de intervenção

2 ANTECEDENTES

O projecto das obras da Ligação Raiva-Trouxemil do IP3 foi elaborado em Julho de 1986. A construção terá decorrido durante o final da década de 80 e início da década de 90, tendo a obra entrado em exploração em 1991. O trecho de talude objecto de intervenção sofreu diversas instabilizações ao longo de praticamente toda a sua extensão, as quais ocorreram quer durante a fase de obra, quer durante a fase de exploração.

No Inverno de 2005/2006 as condições de estabilidade do talude de escavação agravaram-se substancialmente. Este agravamento deveu-se principalmente ao aumento significativo da escorrência de águas superficiais pelo talude devido à desflorestação acentuada ocorrida no Verão de 2005, na sequência de um grande incêndio que atingiu toda a encosta sobranceira ao talude. No Verão de 2008, face ao agravamento das condições de estabilidade do talude, procedeu-se à realização de algumas obras com o objectivo de minorar os efeitos das instabilizações observadas. Assim, para além da recuperação do sistema de drenagem, realizou-se o revestimento integral da zona inferior do talude, entre cerca do km 61+720 e do km 62+040, com um muro de gabiões com cerca de 9 m de altura máxima. Este novo muro incorporou quatro trechos de muro realizados anteriormente através do seu alteamento em cerca de 2 m. No início de 2009 ocorreu novo agravamento das condições de estabilidade neste trecho, provavelmente devido às deficientes condições de drenagem causadas pelos sucessivos processos de instabilização, o qual resultou na queda abundante de solos para a plataforma do IP3. Esta instabilização, com um desenvolvimento de cerca de 60 m, ocorreu desde o topo do muro de gabiões (primeira banquetta) até à cota da segunda banquetta correspondente a uma altura de cerca de 13 m.

No início de Maio de 2010 as condições de estabilidade deste trecho de talude agravaram-se substancialmente tendo as Estradas de Portugal solicitado à Cenor uma visita ao local com o objectivo de avaliar a sua gravidade. Nesta visita constataram-se as condições de estabilidade precárias deste trecho de talude, onde o processo de instabilização em curso envolvia também o muro de gabiões (Figura 2i). Um dia após a visita ao local, o processo de instabilização em curso culminou com o desmoronamento do muro de gabiões e do respectivo talude superior até à cota da segunda banquetta (Figura 2ii).



i) A deformação acentuada da meia secção inferior do muro de gabiões resultou do aumento dos impulsos no tardo do muro em consequência do processo de instabilização do talude.



ii) Aspecto geral do talude após a instabilização ocorrida em 2010.05.11 que conduziu ao derrube do muro de gabiões.

Figura 2. Processo de instabilização

3 PRINCIPAIS PATOLOGIAS

Nas várias deslocações realizadas ao local foi possível constatar que os taludes de escavação não tinham sido objecto de qualquer obra de contenção e que, de um modo geral, apresentavam inclinações muito acentuadas, não compatíveis com o grau de alteração e o estado de fracturação do maciço. Verificou-se também que a degradação das propriedades mecânicas dos xistos, ocorrentes a cotas inferiores aos quartzitos, quer por acção da água de escorrência superficial, quer por acção da água de infiltração, em especial nas zonas de falha, levaram a sucessivos escorregamentos, ao longo do tempo, que contribuíram para a formação das consolas nos quartzitos. Foi possível identificar no talude de escavação três zonas onde os indícios de instabilização eram mais marcados

e onde o maciço se apresentava mais fracturado e conturbado. Nestas zonas verificava-se que o muro de gabiões, existente na base do talude de escavação, apresentava também maiores deformações.

Na primeira zona, com 40 m de desenvolvimento, localizada entre cerca do km 61+745 e do km 61+785 (designada por Zona C), já tinham sido detectados sinais de instabilização durante a fase de construção do IP3, o que levou a realizar dois trechos de muro de gabiões. Os escorregamentos que têm ocorrido ao longo do tempo nos xistos levaram à diminuição significativa da largura útil da segunda banquetta e ao recalçamento em cerca de 1,5 m de altura da valeta de queda de talude do sistema de drenagem.

A segunda zona, com 60 m de desenvolvimento, localizada entre o km 61+850 e o km 61+910 (Zona A), foi onde ocorreu em 11.05.2010 o colapso do muro de gabiões como se pode observar na Figura 3i. Aqui verificou-se a ocorrência de uma franja de xistos bastante alterados e que deverão corresponder a uma caixa de falha (Figura 3ii). O escorregamento ocorreu envolvendo um volume significativo de solos e de parte do muro de gabiões, tendo interessado uma altura de cerca de 20,0 m desde a plataforma do IP3 até à cota da segunda banquetta. Em consequência deste escorregamento desapareceu a segunda banquetta bem como a respectiva valeta.



i) O muro de gabiões deste trecho ruíu em Maio de 2010 na sequência do agravamento das condições de estabilização do talude.



ii) Observa-se um material muito esmagado e alterado, atribuído à caixa de falha de um dos ramos do acidente principal Vérin-Chaves-Penacova.

Figura 3. Patologias detectadas

Na terceira zona, com 45 m de desenvolvimento, localizada entre o km 61+950 e o km 62+040 (Zona B), já tinham sido detectados sinais de instabilização durante a fase de construção do IP3, o que levou à realização de dois trechos de muro de gabiões .

Relativamente ao sistema de drenagem superficial, verificou-se que, de um modo geral, se encontrava em mau estado de conservação tendo sido detectadas diversas patologias que condicionaram a estabilidade do talude. Este encontrava-se assoreado em muitas zonas e invadido por vegetação, e, por vezes, não havia ligação entre os diferentes elementos e as secções eram insuficientes, o que promovia o escoamento das águas sobre os taludes, provocando a sua erosão e progressiva instabilização.

4 CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

4.1 Enquadramento geológico

A encosta objecto deste projecto de estabilização situa-se em formações xisto-quartzíticas do Ordovícico inferior da Serra do Buçaco-Penedo de Góis. Constituem um afloramento alongado, com cerca de 40 km de comprimento e 4,5 km de largura, que se desenvolve desde o Luso até Penedo de Góis no concelho da Lousã. Este afloramento destaca-se do relevo envolvente como uma importante crista quartzítica que é cruzada pelo rio Mondego numa garganta apertada junto a Penacova, no local conhecido por Livraria do Mondego.

As camadas do Ordovícico assentam em discordância sobre o Complexo Xisto-Grauváquico e dispõem-se, em conjunto com as formações silúricas sobrejacentes, numa estrutura em sinclinal, designado por sinclinal do

Buçaco/Penacova. Trata-se de um sinclinal assimétrico com eixo orientado segundo a direcção NW-SE, sendo o flanco oriental vertical.

O sinclinal é interrompido pela falha Vérin-Chaves-Penacova, caracterizada por ser uma falha do tipo desligamento esquerdo com movimentos em sucessivas épocas geológicas. Na Carta Neotectónica de Portugal é considerada como uma falha activa. De acordo com os levantamentos geológicos da região a falha tem um rejeito horizontal de 800 m neste local.

4.2 Litologia e estratigrafia

Na zona dos trabalhos de estabilização da encosta, o substrato rochoso é constituído essencialmente por duas unidades lito-estratigráficas do Ordovícico inferior: os xistos e grauvaques de tons avermelhados e cinzentos provavelmente pertencentes à formação de Sernelha e a série arenito-quartzítica muito espessa, conhecida por Formação de Quartzitos Armoricanos. Em relação aos depósitos de cobertura do Quaternário, existem na encosta depósitos recentes resultantes da evolução dos taludes em escavação e depósitos de vertente. Neste estudo distinguiram-se as unidades lito-estratigráficas apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1. Unidades lito-estratigráficas

Quaternário	At	Aterros de enchimento do tardo dos muros de gabiões.
	MR	MR3 - Solos argilo-cascalhentos, provenientes de escorregamentos em massa MR2 - Solos areno-cascalhentos depositados em cones de dejeção arrastados pelas águas de escorrência MR1 - Solos argilo-cascalhentos provenientes do dismantelamento dos taludes superiores
	DV	Depósitos de vertente cascalhentos com matriz areno-siltosa, bastante consolidados
<u>Paleozóico</u>	Q	Quartzitos Armoricanos que constituem uma série espessa essencialmente formada por quartzitos e grés finos de cor clara muito resistentes e muito fracturados (Figura 4i)
	Q'	Quartzitos muito descomprimidos e instáveis, estando em processo de dismantelamento rápido
	X	Alternâncias de xistos argilosos e de bancadas estreitas de quartzito, em sequências irregulares. Ocorrem também intercalações de grauvaques. Esta formação é afectada localmente por dobras e pequenas falhas com espessura centimétrica. Os xistos apresentam-se à superfície dos taludes muito fracturados e geralmente muito alterados com níveis laminados e/ou argilificados (Figura 4ii).
	X'	Xistos que sofreram deslocamentos em massa, mantendo a sua estrutura quase intacta, foram designados neste estudo pelo símbolo.



i) Talude em quartzitos muito fracturados no lado nascente do talude



ii) Alternâncias de xistos e de bancadas estreitas de quartzito e de grauvaque, muito alterados e muito fracturados

Figura 4. Principais unidades litológicas

4.3 Hidrogeologia

Na formação de Quartzitos Armoricanos, que se desenvolve para NW até ao Luso, estão instalados vários aquíferos importantes, pertencentes ao Sistema Aquífero do Luso. A recarga destes aquíferos dá-se principalmente pela infiltração das águas superficiais, que é facilitada pela compartimentação dos quartzitos.

Esta compartimentação caracteriza-se por um grau de fracturação elevado, com as principais descontinuidades abertas (diaclasses, planos de estratificação e zonas de esmagamento).

No estudo efectuado concluiu-se que: na zona do maciço que interessa as obras de estabilização do talude, não se prevê a existência de aquíferos suspensos; o aquífero termal em exploração pela empresa Caldas de Penacova é recarregado pelas águas de infiltração que percolam nos quartzitos fracturados ao longo de toda a crista quartzítica até à zona do Luso; pelos dados das captações fornecidos por aquela empresa o nível hidrostático daquele aquífero deverá situar-se um pouco acima da cota altimétrica 45 m.

4.4 Estrutura do maciço

As bancadas de xistos e quartzitos do substrato rochoso, pertencem ao flanco oriental de um sinclinal assimétrico com orientação geral NW-SE. A inclinação das camadas neste flanco é subvertical. O sinclinal é desligado pela falha activa Vérin-Chaves-Penacova segundo a direcção NNE-SSW. Esta falha rejeita as formações ordovícicas precisamente na zona da encosta em estudo, afectando profundamente a estrutura do maciço.

De assinalar que a perturbação estrutural induzida pela falha no maciço é muito mais complexa, certamente devida aos diferentes movimentos horizontais (de desligamento) e verticais (de abatimento/elevação) que se verificaram desde o Paleozóico até ao Quaternário. Atribuiu-se aos movimentos desta falha a fracturação muito intensa acompanhada de inúmeras falhas secundárias existentes, tanto no maciço quartzítico bastante rígido, como no maciço xistento mais deformável. Devido à actividade recente da falha, o relevo era bastante vigoroso com as vertentes muito abruptas e instáveis e o maciço apresentava-se muito descomprimido.

A cartografia geológica da encosta, na zona B, onde ocorreu o escorregamento, está representada em planta e corte na Figura 5, onde estão localizadas as principais unidades lito-estratigráficas consideradas relevantes (Quadro 1).

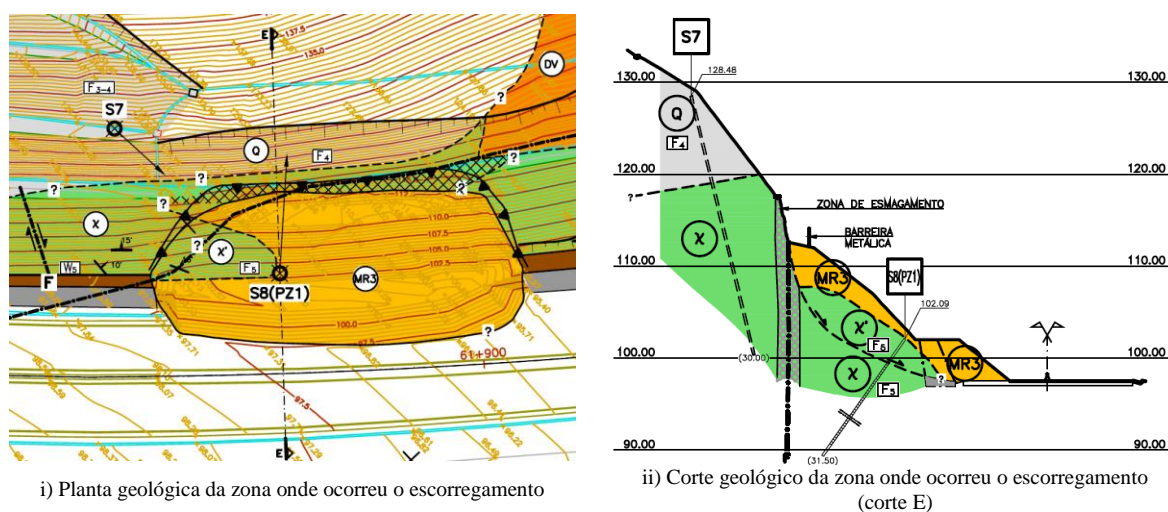


Figura 5. Interpretação geológica do maciço na zona onde ocorreu o escorregamento (zona B)

4.5 Caracterização geotécnica do maciço

Neste capítulo faz-se a caracterização geotécnica das formações que constituem o substrato rochoso, com o objectivo de estimar os respectivos parâmetros de resistência. Para as diversas análises, os materiais do talude foram agrupados em quatro formações (três rochosas, apresentadas no Quadro 2, e uma de natureza terrosa).

Com o objectivo de avaliar os parâmetros de resistência do material que instabilizou, compatíveis com o escorregamento observado, procedeu-se a estudos de retroanálise da estabilidade do talude. Estes estudos consistiram em admitir que o talude previamente à instabilização se encontrava numa situação de equilíbrio limite, o que se traduzia por um factor de segurança global unitário. No final, adoptaram-se valores de resistência, que conduzem a factores de segurança inferiores à unidade.

Quadro 2. Características geotécnicas das formações rochosas

Formação	Características
Quartzitos fracturados (Q)	<ul style="list-style-type: none"> - Rochas muito resistentes, razoavelmente homogêneas, muito fracturadas (F_3-F_4) e relativamente pouco alteradas a medianamente alteradas (W_2 - W_3) - Resistência à compressão uniaxial estimada (σ_{ci}) de 80 MPa - Superfícies boas a razoáveis, rugosas, ligeiramente alteradas e ferruginizadas ou com enchimento muito fino (GSI entre 55 e 65, com um valor médio de 60)
Quartzitos fracturados, descomprimidos (Q')	<ul style="list-style-type: none"> - Rocha muito fracturada com zonas esmagadas mais ou menos argilosas, localmente sem imbricamento dos blocos - Resistência à compressão uniaxial estimada (σ_{ci}) de 40 MPa - Superfícies razoáveis, rugosas, moderadamente alteradas e ferruginizadas, por vezes com enchimento (GSI da ordem de 25 a 35, com um valor médio de 30)
Alternâncias de xistos argilosos com leitos de quartzito e grauvaque (X)	<ul style="list-style-type: none"> - À superfície dos taludes verifica-se que predominam os xistos argilosos pouco resistentes sobre os quartzitos e grauvaques muito resistentes - Formação geralmente alterada a muito alterada (W_4) e muito fracturada (F_4-F_5) - Resistência à compressão uniaxial estimada (σ_{ci}) de 25 MPa; - Rocha perturbada por dobras e falhas, com zonas esmagadas, geralmente com pouco ou nenhum imbricamento dos blocos; superfícies de má qualidade, bastante alteradas e com enchimento argiloso (GSI da ordem de 20 a 30, com um valor médio de 25)

Na Figura 6i apresentam-se os valores de GSI adoptados em função da estrutura do maciço e das condições das superfícies das discontinuidades.

Para determinação dos parâmetros de resistência das formações rochosas não envolvidas na instabilização, recorreu-se ao critério de Hoek-Brown. A resistência do maciço rochoso é controlada tanto pelas propriedades da rocha intacta como pelo grau de fracturação do maciço e pela forma como este condiciona o movimento entre blocos sob diferentes condições de tensão (Hoek, 2002). Estes movimentos são controlados pela geometria dos blocos e pela qualidade das superfícies de contacto. Os valores de resistência para as diferentes formações, foram estabelecidos a partir de uma análise de sensibilidade feita em torno dos valores disponíveis na bibliografia e provenientes das observações de campo. Posteriormente, ajustou-se o critério de Mohr-Coulomb ao de Hoek-Brown de forma a utilizar os valores no software disponível (Figura 6ii).

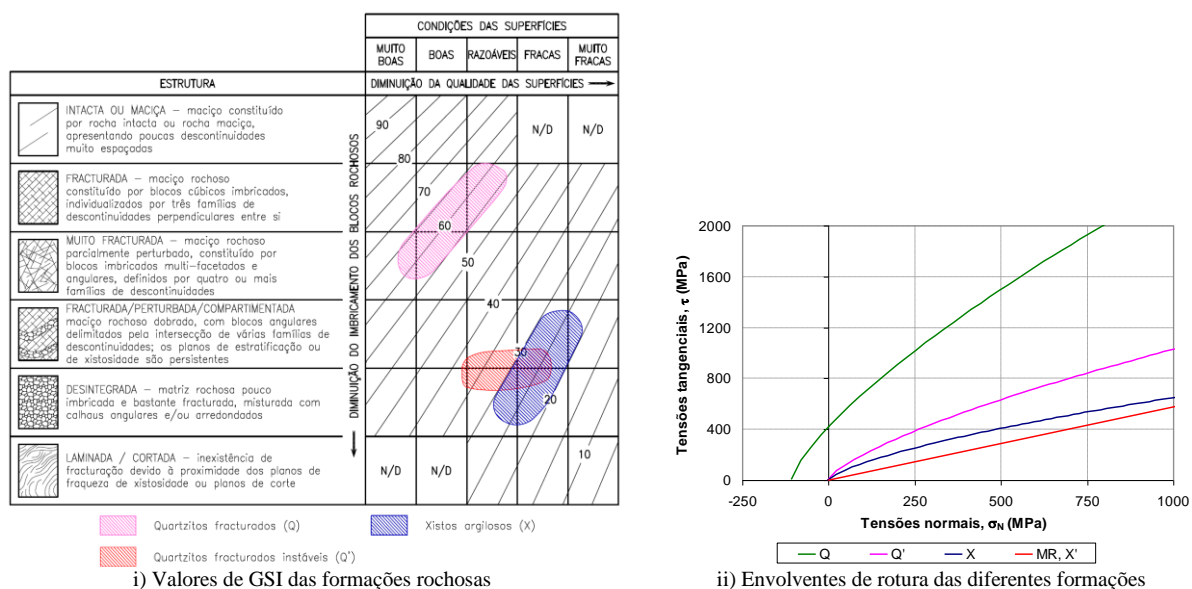


Figura 6. Determinação dos parâmetros de resistência

5 CONCEPÇÃO E DESCRIÇÃO GERAIS DA SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

Face aos condicionamentos observados, verificou-se que não era possível manter a geometria dos taludes, uma vez que era necessário remover os terrenos soltos resultantes dos escorregamentos, os terrenos superficiais mais

alterados e ainda os terrenos associados às caixas de falha. Por outro lado, o muro de gabiões apresentava, em determinadas zonas, indícios de instabilização, não apresentando condições de estabilidade aceitáveis, pelo que teve de ser removido.

Dada a dimensão das três zonas consideradas críticas, nomeadamente a que instabilizou (entre o km 61+845 e o km 61+910, com um comprimento aproximado de 65 m) e as duas outras zonas com condições de estabilidade precárias (entre o km 61+745 e o km 61+795, com um comprimento aproximado de 50 m, e outra entre o km 61+950 e o km 62+040, com um comprimento aproximado de 90 m) e a evolução desfavorável que o talude exibiria a médio prazo, considerou-se recomendável que o talude fosse reperfilado e estabilizado ao longo de todo o seu desenvolvimento de 355 m, ou seja, entre o km 61+710 e o km 62+065.

O comprimento real do talude objecto de estudo foi de cerca de 350 m, correspondendo-lhe uma altura máxima acima da plataforma do IP3 de cerca de 44 m. Os trabalhos de reperfilamento e estabilização foram previstos de cima para baixo, tendo sido inserido na zona superior um caminho no maciço quartzítico. Na generalidade, as escavações abaixo deste caminho, para estabilização do talude, interessavam xistos argilosos que, devido às suas características de resistência, obrigaram à execução de um revestimento de betão projectado mais resistente, com pregagens e ancoragens.

Em face dos elevados custos envolvidos nas obras de estabilização de todo o talude, considerou-se, em conjunto com os técnicos da EP, que seria admissível realizar, numa 1ª fase, obras de estabilização das zonas consideradas mais críticas e a revisão do sistema de drenagem superficial, deixando, para uma 2ª fase a realização das restantes obras de estabilização correspondentes ao tratamento integral do talude em toda a sua extensão (ainda não realizada).

As zonas que se consideraram críticas em termos de evolução das instabilizações a curto prazo foram a Zona A, afectada pela instabilização de 11.05.2010, situada entre cerca do km 61+840 e do km 61+915, com um desenvolvimento real de cerca de 70 m e uma altura máxima de intervenção de cerca de 23 m e a Zona B, onde se verificavam instabilizações do talude e onde o muro de gabiões já apresentava deformações significativas resultantes dos acréscimos de impulsos provocados por sobrecargas do terreno e infiltrações de águas das chuvas, situada entre cerca do km 61+958 e do km 62+062, com um desenvolvimento real de cerca de 102 m e uma altura máxima de cerca de 28,5 m.

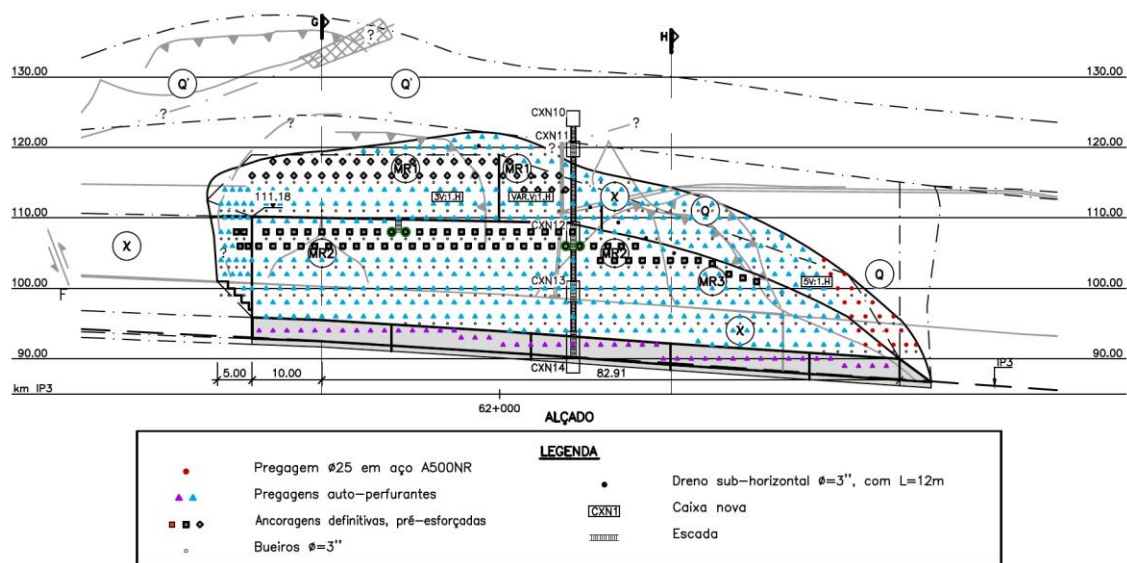
Assim, nas zonas A e B, as obras de estabilização interessavam essencialmente os xistos argilosos e foram constituídas por um revestimento de betão projectado com pregagens e ancoragens. As pregagens têm comprimentos de 8 e de 10 m e as ancoragens de 24 e 30 m. Parte das ancoragens com 24 m foram pré-esforçadas a 600 kN e as restantes a 720 kN.

Ao nível do IP3 foi executado, na zona A, um muro de semigravidade, para suporte do aterro necessário à criação de uma plataforma no coroamento do muro e, na zona B, um muro em betão armado, apenas com função de revestimento. A opção pela execução do recuo da escavação do talude inferior e pela consequente execução do muro semigravidade, aterrado no tardo, resultou da necessidade de se prever o saneamento da totalidade dos terrenos escorregados ocorrentes nesta zona.

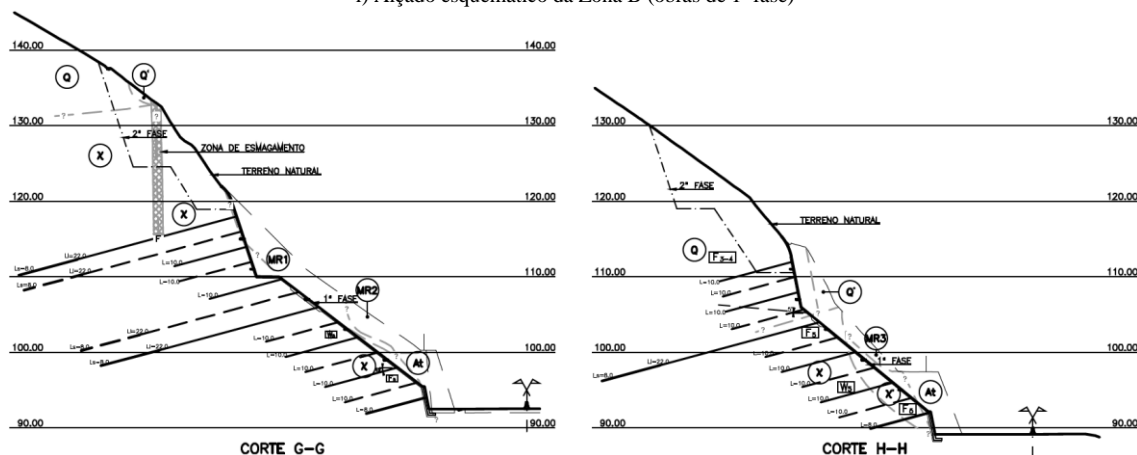
No contacto dos quartzitos, mais permeáveis, com os xistos argilosos, de baixa permeabilidade, foram dispostos geodrenos subhorizontais profundos, para permitir o rebaixamento do nível freático que eventualmente se instalasse neste contacto. O revestimento de betão projectado dispõe de bueiros em toda a área de tratamento para permitir a drenagem de níveis de água ou de zonas de afluência concentrada de água no tardo deste. Onde necessário, instalaram-se junto aos bueiros tiras de geocompósito drenante.

Complementarmente às obras de estabilização das zonas A e B da 1ª fase, foi feita uma melhoria do sistema de drenagem superficial. Esta melhoria consistiu, quer na substituição de determinados órgãos que estavam danificados ou com secção insuficiente, como algumas valetas, caixas e quedas, quer na execução de novas quedas onde a condução das águas provenientes da bacia hidrográfica superior ao talude e as águas captadas no próprio talude era insuficiente e um factor importante na evolução da instabilização do talude.

Na Figura 7 apresenta-se o alçado e dois cortes da zona B, onde se pode verificar a geometria da solução de reperfilamento e reforço. Nesta figura é possível observar a geometria das obras projectadas para a 1ª fase (a traço grosso), bem como as da 2ª fase (a traço interrompido).



i) Alçado esquemático da Zona B (obras de 1ª fase)



ii) Cortes G e H da Zona B (obras de 1ª fase)

Figura 7. Alçado e cortes de definição da Zona B (1ª fase)

6 SEGURANÇA CONTRA A QUEDA DE BLOCOS

Face à elevada inclinação do talude e às fracas características geomecânicas dos materiais, tornou-se necessário prever um conjunto de obras tendo em vista a estabilização do talude com consequente aumento da segurança rodoviária no IP3.

As obras de estabilização correspondem, na fase inicial, à remoção de todos os terrenos e blocos soltos resultantes dos escorregamentos ocorridos até à data, incluindo os terrenos superficiais mais alterados e os terrenos associados às caixas de falha, e ao de reperfilamento do talude. Sendo o reperfilamento realizado à custa de trabalhos de escavação, verificou-se a necessidade de prever um sistema de protecção contra a queda de blocos, ao nível da plataforma rodoviária do IP3. Para proteger, de forma eficiente e segura, a circulação rodoviária no IP3. Para a definição da localização e forma deste sistema de protecção recorreu-se ao programa de cálculo automático Rocfall - Risk Analysis of Falling Rocks on Steep Slopes da Rocscience Inc. o qual permite analisar tanto as trajectórias como as distâncias máximas a atingir por eventuais blocos em queda.

Apresenta-se na Figura 8i o resultado na análise da queda de blocos no corte G da Figura 7. A vermelho estão representadas diversas trajectórias.

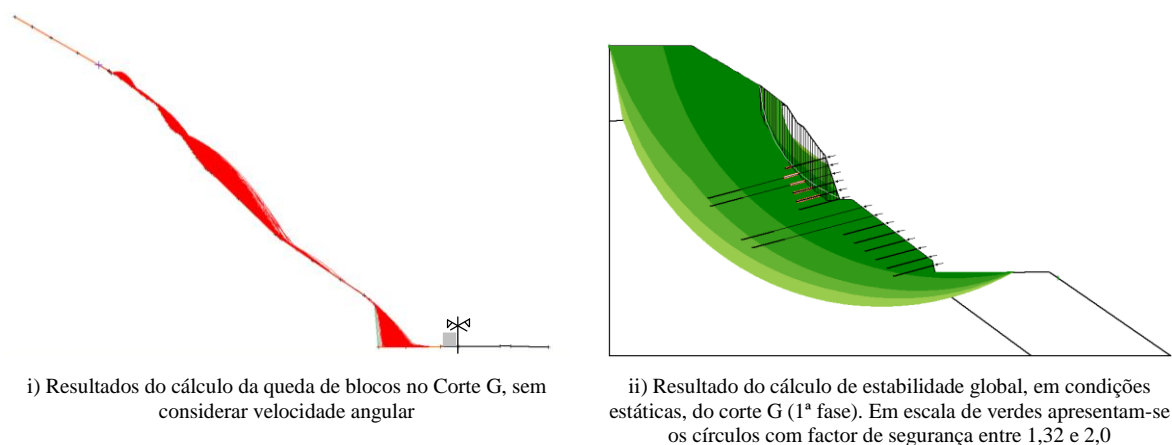


Figura 8. Resultados de cálculos efectuados na Zona B (1ª fase)

A análise da queda de blocos permitiu concluir que, antes do início dos trabalhos de escavação, deveria ser colocada uma barreira de protecção no IP3, criando uma bacia de retenção de blocos. Esta destinava-se a proteger o IP3 de quedas de blocos esporádicas e de carácter accidental e não de uma queda sistemática resultante de uma escavação.

7 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global foi analisada com recurso a métodos de equilíbrio limite. Para tal utilizou-se o programa comercial Slope/W da Geo-Slope International que permite, de uma forma expedita e sistemática, calcular a segurança de diversas possíveis superfícies de deslizamento com forma circular, planar ou composta, recorrendo aos clássicos “métodos das fatias”.

Adoptou-se a geometria de diversos cortes ao longo da obra para os modelos de cálculo. Nestes modelos considerou-se, conservativamente, que os 8 m superficiais da formação dos xistos se encontravam degradados e por isso adoptaram-se as propriedades do material instável nesta zona. No resto do modelo adoptaram-se os parâmetros justificados anteriormente. As análises foram efectuadas com base no método de Morgenstern-Price, que além de garantir o equilíbrio de forças e de momentos da massa deslizante, ainda considera forças entre fatias. Nas análises sísmicas (pseudo-dinâmicas) considerou-se uma aceleração horizontal regulamentar de 0,14 g. Nos perfis onde tal se justificou foi ainda estudado um cenário accidental, onde um bloco de quartzitos com 15,0 m de largura máxima se desprendia e carregava as formações de xisto subjacentes.

Apresenta-se na Figura 8ii, a título de exemplo, um dos resultados desta análise. Em todos os cálculos foi garantido um factor de segurança satisfatório, ou seja, superior a 1,3 na 1ª fase de escavação (situação provisória) e no desprendimento de bloco (situação accidental), superior a 1,5 na 2ª fase (situação definitiva) e superior a 1,0 na situação sísmica.

8 OBSERVAÇÃO

A observação dos taludes visou satisfazer as necessidades específicas em termos da avaliação do seu comportamento e da quantificação da sua estabilidade. A selecção das grandezas a observar, o número e a localização dos equipamentos necessários, tiveram em atenção, entre outros factores, os cenários de risco associados à obra em conjunto com as condições de projecto relativas à concepção e dimensionamento das obras.

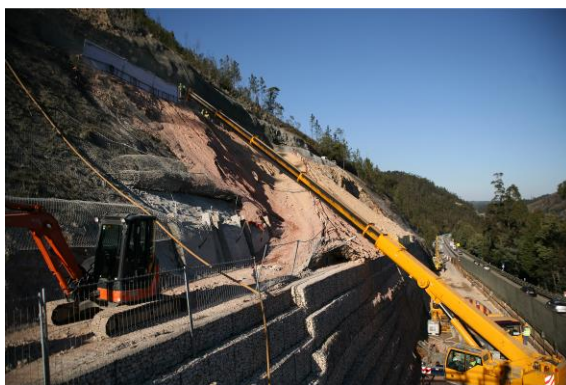
No presente caso, em qualquer uma das fases, os cenários de risco determinantes tinham sobretudo que ver com a evolução dos deslocamentos do talude. Atendendo ao exposto, considerou-se que as grandezas impostas para a observação desta obra na fase provisória são os deslocamentos superficiais dos taludes de escavação e as cargas nas ancoragens, que foram medidos através de alvos topográficos e de células de carga nas ancoragens.

9 ACOMPANHAMENTO DA OBRA

Foi prestada assessoria geotécnica ao Dono de Obra durante o decorrer desta. No âmbito desta foram analisadas as propostas de alteração ao projecto propostas pelo empreiteiro, à luz da tecnologia disponível, bem como a optimização e a adaptação das soluções de projecto às reais condições geológico geotécnicas encontradas à medida do avanço das escavações. Na Figura 9 é possível observar algumas fotografias da fase de obra.



i) Aspecto do talude no início dos trabalhos



ii) Realização de trabalhos a partir da plataforma do IP3



iii) Aspecto final da base do talude. É possível verificar o remate entre o muro de gabiões antigo e o novo muro de betão armado na base.



iv) Aspecto final do talude. É possível observar a escada de acesso ao topo deste, bem como as caixas de dissipação de energia do novo sistema de drenagem

Figura 9. Fotografias da fase de obra

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se nesta comunicação o projecto de execução e consequente acompanhamento da obra de estabilização do talude ao km 62+000 do IP3. Uma prospecção e caracterização pormenorizadas e cuidadas permitiram definir os trabalhos de estabilização considerados mais ajustados às reais condições do talude, garantindo uma solução final satisfatória. Em fase de obra, a assessoria geotécnica permitiu a optimização e a adaptação de algumas das soluções de projecto.

11 AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer às Estradas de Portugal, pela permissão para publicar a presente comunicação, e à Teixeira Duarte pela cedência das fotografias de fase de obra.

12 REFERÊNCIAS

1. Cenorgeo, IP3 – Estabilização do talude ao km 62+000 (LE). Projecto de Execução, 2010.