

ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE NA EN 338.

SLOPE STABILIZATION ON NATIONAL ROAD EN 338

Cardoso, Ana, *EP – Estradas de Portugal, E.P.E., Coimbra, Portugal,*
ana.cardoso@estradasdeportugal.pt

Nunes, Armindo, *EP – Estradas de Portugal, E.P.E., Coimbra, Portugal,*
armindo.nunes@estradasdeportugal.pt

Guedes, Pedro, *EP – Estradas de Portugal, E.P.E., Coimbra, Portugal,*
pedro.guedes@estradasdeportugal.pt

RESUMO

Durante a fase de obra de beneficiação da EN 338, lanço EN 230/EN 231, em Vide, ocorreu a rotura de um talude entre os kms 0+000 e 0+250, comprometendo o prazo de execução e o seu custo final. No seguimento deste acidente de dimensões apreciáveis os autores da presente comunicação elaboraram um projecto de estabilização para o local, tendo também feito o acompanhamento técnico da obra por forma a aferir as hipóteses admitidas no projecto e conseguir uma melhor adaptação deste às condições reais encontradas. Esta comunicação pretende assim realçar, a partir de um caso de rotura de um talude rochoso ocorrido em obra, a especificidade da solução de estabilização projectada para uma zona singular de traçado de estrada em topografia difícil – lacete com alinhamentos superior e inferior muito desnivelados.

ABSTRACT

During the construction of the national road EN 338, on the section between the national roads EN 230 and EN 231, a slope ruptured between kilometers 0+000 and 0+250, affecting the time of completion and the final cost.

Following this accident of notable size, we created a stabilization project and made several visits to the site, in order to adapt the project to the on-site conditions.

The purpose of this presentation is to emphasize the specific nature of the stabilization intended for a unique area of road with difficult topography – a hairpin bend with upper and lower alignments at very different levels.

1. INTRODUÇÃO

Em Março de 2002, durante a fase de obra da beneficiação da EN 338, lanço EN 230/EN 231, após a conclusão dos trabalhos de escavação e depois de alguns dias de intensa pluviosidade, ocorreu a rotura de um talude entre os kms 0+000 e 0+250.

O trecho de estrada em causa apresenta um declive longitudinal de 11% e características geométricas de um lacete imperfeito com os alinhamentos superior e inferior desnivelados de cerca de 20 metros. Na figura 1 apresenta-se a planta do traçado onde se evidencia a proximidade da escavação efectuada no alinhamento inferior do lacete com o aterro da plataforma superior.

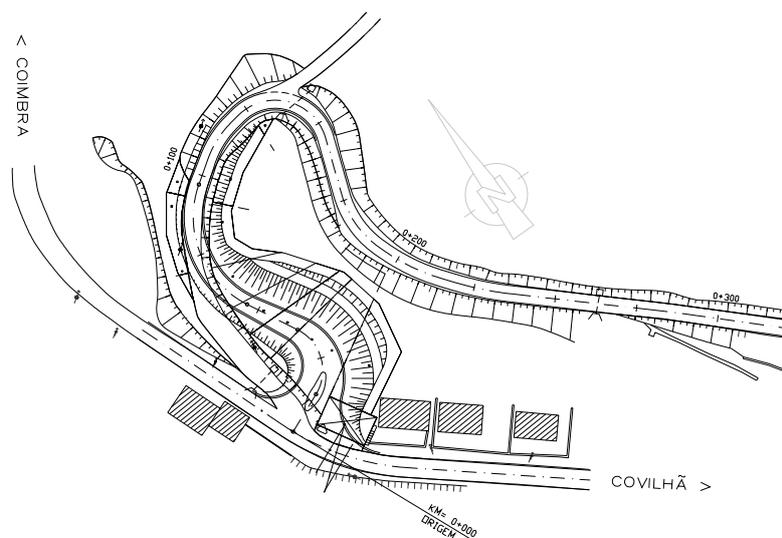


Figura 1- Planta do traçado em lacete imperfeito

O talude, situado entre os dois alinhamentos do lacete, é de escavação na plataforma inferior e de aterro na plataforma superior, sendo constituído por xistos alternados com bancadas de grauvaques pertencentes ao Complexo Xisto-Grauváquico, muito fracturados, medianamente a muito alterados (W_{3-4}) e com frequência decompostos (W_5).

A instabilização ocorrida evidenciou-se por queda de material acompanhada de uma intensa fissuração à superfície do talude, em que as fissuras chegaram a atingir 0,5 metros de abertura e deslocamentos verticais de 2 metros (Figuras 2 e 3).



Figura 2 – Aspectos da instabilização na parte inferior do talude.



Figura 3 – Fissuração nas partes média e superior do talude.

Como causas prováveis da instabilização ocorrida foram consideradas:

- o elevado grau de fracturação e alteração do maciço rochoso;
- a altura do talude;
- a geometria adoptada no projecto de beneficiação do trecho – 1,5/1 (V/H);
- a elevada precipitação ocorrida imediatamente após a conclusão dos trabalhos de terraplenagem.

No seguimento da ocorrência deste acidente de dimensões apreciáveis e para que a obra prosseguisse com condições de estabilidade da plataforma superior e de circulação da plataforma inferior, houve necessidade de elaborar um projecto de estabilização para o local.

2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO E SEU DIMENSIONAMENTO

2.1 Descrição da solução

A solução encontrada consistiu na execução de dois muros de suporte em betão armado, um para cada alinhamento do lacete [2]. O muro M1, de suporte de escavação na plataforma inferior, tem uma secção do tipo T invertido, com uma altura total máxima de 5,5 metros ao longo de 40 metros. Nos extremos, a secção varia linearmente da referida altura máxima para uma altura mínima de 3,5 metros, ao longo de 8 metros em cada extremo, sendo o seu desenvolvimento total de 56 metros.

O muro M2, de suporte do aterro da plataforma superior, tem uma secção em L, uma altura máxima de 7,5 metros ao longo de 30 metros. A secção varia nos extremos, atingindo uma altura mínima total de 6 metros num desenvolvimento de 6 metros e de 5,5 metros num desenvolvimento de 4 metros, respectivamente no extremo direito e esquerdo. O seu desenvolvimento total é de 40 metros.

Na figura 4 representa-se um perfil transversal com a implantação da solução.

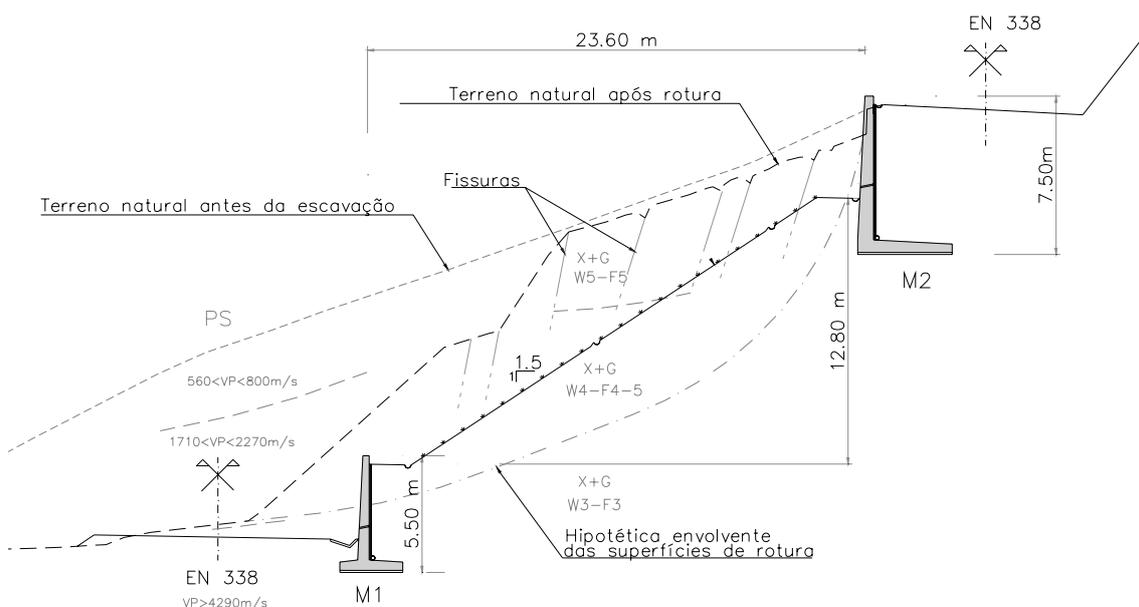


Figura 4 – Perfil transversal

2.2 Dimensionamento

As propriedades resistentes do maciço foram estabelecidas através de um reconhecimento geológico e dos resultados de um perfil sísmico [1] constantes da Figura 4, confirmados com um estudo de retroanálise pelo método do Equilíbrio Limite (tendo em conta a geometria da rotura ocorrida determinaram-se as propriedades do maciço para que o factor de segurança global fosse próximo de 1).

Numa primeira fase pretendeu-se validar o modelo geotécnico, nomeadamente, os parâmetros de resistência ao corte, o zonamento geotécnico e a posição da superfície de rotura. Para tal fez-se uma retroanálise pelo método do Equilíbrio Limite (Bishop) usando o programa de cálculo SLOPE/W da GEO-SLOPE.

Este processo de cálculo consistiu em:

- a) modelar um perfil transversal da zona mais representativa e desfavorável à segurança, com geometria anterior ao escorregamento;
- b) admitindo algumas superfícies de rotura idênticas à observada no local determinar o factor de segurança que lhes está associado;
- c) otimizar os parâmetros de resistência ao corte (coesão e ângulo de atrito) dos materiais interessados pela rotura e a profundidade da superfície de rotura - tendo presente as condições que se supõe terem existido na altura do escorregamento - de forma a que o factor de segurança da superfície da rotura mais provável seja próximo da unidade.

Não foi considerada a sobrecarga rodoviária na plataforma superior visto que a rotura ocorreu ainda quando a estrada se encontrava fechada ao tráfego. Por aproximações sucessivas obteve-se um factor de segurança próximo da unidade, ficando validado o modelo geotécnico admitido e que se julgou adaptar-se razoavelmente bem ao comportamento real do maciço.

Ambos os muros foram calculados para um impulso activo horizontal, actuante num paramento fictício vertical que passa pelo extremo interior das respectivas sapatas, calculado pelo método de Rankine, não se considerando a mobilização do impulso passivo favorável à segurança, nem a actuação de impulsos hidrostáticos visto que a drenagem no tardo dos muros seria assegurada.

Foi verificada a segurança aos Estados Limites Últimos respeitantes à estabilidade externa (escorregamento global da nova geometria do talude com a implantação dos muros pelo método do Equilíbrio Limite, rotura do solo de fundação, derrubamento e escorregamento pela base). Os 3 últimos foram calculados para cada muro, pelo caso C do Eurocódigo 7 (Bauduin, 1998), enquanto que a estabilidade quanto ao escorregamento global foi calculada pelo programa SLOPE/W.

A verificação da segurança à estabilidade interna foi calculada segundo o caso B do Eurocódigo 7 [3] tendo-se procedido ao dimensionamento das armaduras.

O factor de segurança obtido pelo SLOPE/W para a rotura global foi baixo, cerca de 1,3. No entanto, a melhoria da qualidade do maciço em profundidade no que respeita à alteração e fracturação, e conseqüente aumento dos parâmetros de resistência, não foram contabilizados no referido cálculo. Ou seja, os parâmetros de resistência usados (e obtidos na retroanálise anterior) foram considerados constantes ao longo da superfície de deslizamento e demasiadamente conservativos, levando portanto a valores do factor de segurança global baixos. O resultado apresentado na figura 5 foi obtido tendo em conta o referido aumento dos parâmetros de resistência, chegando-se a um valor do factor de segurança de 1,7.

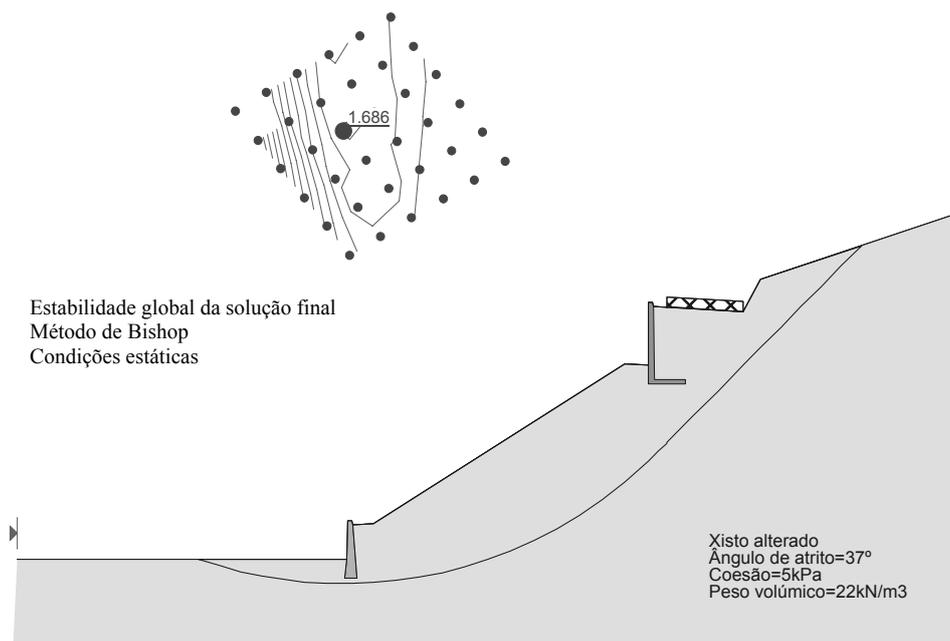


Figura 5- Resultado do cálculo da estabilidade em relação à rotura global (FS=1,7).

Foi ainda previsto, no projecto, que o terreno entre os dois muros teria uma inclinação de 1/1,5 (V/H) e seria protegido dos fenómenos de erosão (provocados pelas águas da chuva) através do revestimento com terra vegetal, execução de hidrossementeira e colocação de um sistema de drenagem superficial. Os trabalhos de drenagem previstos e executados consistem numa malha de ½ canas em betão, com 300mm de diâmetro, caixas de ligação e uma caixa interceptora final. A drenagem no tardo dos muros é assegurada por drenos geocompósitos (estrutura alveolar em polietileno de alta densidade revestida por um geotêxtil não tecido) combinados com um colector colocado na parte inferior.

3. ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DA OBRA

Com o objectivo de aferir em fase de obra as hipóteses admitidas em projecto, nomeadamente no respeitante às condições de fundação das estruturas, foi feito o acompanhamento técnico e a adaptação do projecto às condições reais encontradas.

Os trabalhos foram então iniciados com a escavação para abertura da fundação do muro M2, localizado na plataforma superior, ao longo dos referidos 40 metros de extensão (Figura 6). Ao atingir a cota inferior da fundação, em cerca de 15 metros da parte sul, verificou-se que a rocha não apresentava as características admitidas em projecto e consideradas necessárias à implantação do muro.



Figura 6 – Abertura da fundação do muro M2.

Face ao cenário encontrado decidiu-se pela execução do saneamento do material de piores características, na extensão referida e em cerca de 0,70 metros de espessura média, substituindo-o por betão da classe C12/15 de forma a garantir uma melhor ligação ao maciço rochoso medianamente alterado (W_3).

Relativamente ao muro M1, após a remoção do material caído na zona da plataforma inferior e a abertura da sua fundação, o maciço rochoso ocorrente ao nível da fundação apresentou as características adequadas e previstas no projecto.

A informação fornecida pelo perfil sísmico (um dos poucos elementos de prospecção geotécnica disponíveis no projecto de beneficiação da estrada para este local), representado na figura 2, e a sua maior proximidade ao local do muro M1, conduziu certamente a que os pressupostos do projecto relativamente à qualidade e profundidade da fundação desta estrutura se assemelhassem às condições encontradas em obra.

Os restantes trabalhos decorreram conforme previsto, tendo sido executada a betonagem dos muros, a colocação do sistema de drenagem no tardo, a regularização e revestimento vegetal do talude e implantação do sistema de drenagem superficial.

Na Figura 7 apresenta-se o aspecto final a obra.



Figura 7 – Aspecto final da obra.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este caso prático, não sendo um exemplo de dificuldade ou especificidade técnica, nem tendo um carácter de originalidade na resolução do problema e concepção da solução, ilustra uma metodologia possível no tratamento de instabilidades deste tipo.

A ocorrência deste acidente em fase de obra permite também fazer uma reflexão sobre a conveniência em antever estas situações em fase de projecto. O local, caracterizando-se por uma zona singular de traçado de estrada em topografia difícil – lacete com alinhamentos superior e inferior muito desnivelados e muito próximos em planta, permitia prever a ocorrência de fenómenos de instabilidade futuros.

O prazo de execução da obra de beneficiação da EN 338 ficou comprometido por este acidente. Por dificuldades várias que se prenderam, nomeadamente, com o acréscimo de custos introduzidos na obra geral pelo aparecimento das estruturas de suporte (que não estavam previstas no início), os trabalhos viriam apenas a ser executados entre Abril e Julho de 2004, 2 anos após o deslizamento.

Actualmente a estrada está aberta ao tráfego e as estruturas e respectivos sistemas de drenagem apresentam o comportamento esperado.

5. REFERÊNCIAS

- [1] Enaque - Engenharia e Arquitectura, Lda. 1998. *EN 338 – Lanço EN 230/EN 231. Projecto de Execução. Estudo Geológico-Geotécnico.*
- [2] ICERR – Instituto para a Conservação e Exploração da Rede Rodoviária. 2002. *EN 338 – Beneficiação entre Vide e Portela de Arão. Lanço EN 230/EN 231. Estabilização entre kms 0+000 – 0+250. Projecto de Execução.*
- [3] Bauduin, C. 1998. *Eurocode 7: Background and introduction to practical application.*