

**PREVENÇÃO E MITIGAÇÃO DO RISCO DE
DERROCADAS EM TALUDES SOBRANCEIROS
ÀS ESTRADAS REGIONAIS**

TALUDE DO COLMEAL – E.R. 107

PROJETO DE EXECUÇÃO

**VOLUME I – MEMÓRIA DESCRITIVA E
JUSTIFICATIVA**

REVISÃO A

**PREVENÇÃO E MITIGAÇÃO DO RISCO DE DERROCADAS EM TALUDES
SOBRANCEIROS ÀS ESTRADAS REGIONAIS**

TALUDE DO COLMEAL – E.R. 107

PROJETO DE EXECUÇÃO

VOLUME I – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

REVISÃO A

ÍNDICE DE VOLUMES

VOLUME I – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

VOLUME II – DESENHOS

VOLUME III – SERVIÇOS AFETADOS

VOLUME IV – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

TOMO 1 – CLÁUSULAS GERAIS

TOMO 2 – CLÁUSULAS ESPECIAIS

VOLUME V – PLANO DE SEGURANÇA E SAÚDE E COMPILAÇÃO TÉCNICA

TOMO 1 – PLANO DE SEGURANÇA E SAÚDE

TOMO 2 – COMPILAÇÃO TÉCNICA

VOLUME VI – PLANO DE PREVENÇÃO E DE GESTÃO DE RESÍDUOS

VOLUME VII – CADASTRO E EXPROPRIAÇÕES

VOLUME VIII – LISTA DE MEDIÇÕES DETALHADAS

VOLUME IX – MAPA DE QUANTIDADES

VOLUME X – PERÍODOS DE GARANTIA

VOLUME XI – ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

**PREVENÇÃO E MITIGAÇÃO DO RISCO DE DERROCADAS EM TALUDES
SOBRANCEIROS ÀS ESTRADAS REGIONAIS**

TALUDE DO COLMEAL – E.R. 107

PROJETO DE EXECUÇÃO

VOLUME I – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

REVISÃO A

TEXTO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
2	ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	3
2.1	ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO REGIONAL.....	3
2.2	RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE SUPERFÍCIE	4
3	CONCEÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO	7
4	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	15
5	DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS	17
5.1	PERFIS DE CÁLCULO.....	17
5.2	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	18
5.2.1	Metodologia de cálculo	18
5.2.2	Verificação à segurança local	18
5.2.3	Verificação de segurança à estabilidade superficial do maciço	20
5.2.4	Verificação de segurança da rede sobre o betão projetado.....	24
6	DRENAGEM TRANSVERSAL	27
6.1	ESTUDO HIDROLÓGICO	27
6.1.1	Considerações gerais	27
6.1.2	Determinação do caudal ponta de cheia.....	27
6.2	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA PASSAGEM HIDRÁULICA.....	30
6.2.1	Controlo à entrada (montante)	31
6.2.2	Controlo à saída (jusante)	32
7	PAVIMENTAÇÃO.....	35
8	DISPOSITIVOS DE OBSERVAÇÃO.....	37
9	PRAZO DA EMPREITADA	39
10	CONSIDERAÇÕES FINAIS	41

FOTOGRAFIAS

Fotografia 2.1 – Sequência geológica do talude do Colmeal.	4
Fotografia 2.2 – Pormenor da sequência geológica dos materiais do talude do Colmeal.	4
Fotografia 2.3 – Pormenores da sequência geológica do talude do Colmeal: a) níveis piroclásticos, na base do talude; b) escoadas basálticas, no topo do talude.	5
Fotografia 3.1 – Faixa de rodagem e respetiva drenagem longitudinal.	7

FIGURAS

Figura 2.1 – Enquadramento geológico do talude do Colmeal – E.R.107 (extrato da Folha A da Carta Geológica da ilha da Madeira na escala 1:50 000).	3
Figura 2.2 – Diagrama de fracturação do maciço rochoso basáltico Projeção de Schmidt, de igual área no hemisfério inferior).	5
Figura 3.1 – Alçado geral da zona de intervenção.	7
Figura 3.2 – Perfil-tipo A.	9
Figura 3.3 – Perfil-tipo B.	10
Figura 3.4 – Perfil-tipo C.	10
Figura 3.5 – Linha de água identificada aproximadamente ao km 0+020.	11
Figura 5.1 – Localização em planta dos perfis de cálculo.	17
Figura 5.2 – Influência do peso próprio, da água e ancoragem na estabilização de blocos.	19
Figura 5.3 – Esquema da formação de bloco entre pregagens.	22
Figura 5.4 – Esquema das forças atuantes na malha.	23
Figura 6.1 – Esquema da localização dos postos udométricos da ilha Madeira, alvo de estudo no EARAM (2010).	28
Figura 7.1 – Representação da área de pavimentação a realizar.	35
Figura 7.2 – Pormenor da estrutura de pavimento a adotar.	36

QUADROS

Quadro 5.1 – Dimensões mínimas e máximas. Verificação à segurança local.	18
Quadro 5.2 – Resultados da análise às instabilidades locais (dimensões mínimas dos blocos).	20
Quadro 5.3 – Resultados da análise às instabilidades locais (dimensões máximas dos blocos).	20
Quadro 6.1 – Características e precipitações diárias máximas anuais do posto udométrico de Curral das Freiras - Igreja.	28
Quadro 6.2 – Relações entre as precipitações máximas com durações inferiores ao dia e a precipitação diária máxima anual (T = 100 anos).	29
Quadro 6.3 – Coeficiente da fórmula racional.	30
Quadro 6.4 – Caudal de ponta de cheia para T = 100 anos.	30
Quadro 6.5 – Características da passagem hidráulica.	34
Quadro 8.1 – Frequência de leituras dos dispositivos de observação.	37

DESENHOS

DESENHO 1	Planta de localização
DESENHO 2	Enquadramento e modelo geológico
DESENHO 3	Modelo geológico. Planta e alçado
DESENHO 4	Soluções de estabilização. Planta e perfis tipo
DESENHO 5	Soluções de estabilização. Pormenores
DESENHO 6	Planta e perfis transversais
DESENHO 7	Passagem hidráulica. Definição e armaduras
DESENHO 8	Cadastro e expropriações. Planta. Revisão A
DESENHO 9	Plano de observação
DESENHO 10	Desmonte de blocos instáveis
DESENHO 11	Pavimentação

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No âmbito do Projeto de Execução da *Prevenção e Mitigação do Risco de Derrocadas em Taludes Sobranceiros às Estradas Regionais*, o presente Volume I constitui a Memória dos estudos desenvolvidos para o Talude do Colmeal, localizado na *E.R. 107*, que será intervencionado ao longo de cerca de 190 m.

Além do presente capítulo introdutório, a Memória é composta pelos **Capítulos 2 a 8**.

No **Capítulo 2** apresenta-se o quadro geológico regional e o reconhecimento geológico-geotécnico de superfície da zona em estudo.

No **Capítulo 3** apresenta-se a conceção geral das soluções adotadas e, no **Capítulo 4**, o seu faseamento construtivo.

No **Capítulo 5** apresenta-se o dimensionamento estrutural das soluções.

No **Capítulo 6** apresenta-se o estudo hidrológico e o dimensionamento da passagem hidráulica (PH) a executar na área de intervenção.

Finalmente, nos **Capítulos 7 e 8**, apresentam-se o prazo da empreitada e as considerações finais, respetivamente.

2 ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

2.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO REGIONAL

A área de intervenção que se localiza na Estrada E.R. 107, na Vereda do Colmeal (Curral das Freiras), encontra-se cartografada na Folha A da Ilha da Madeira na escala 1:50 000 (**Figura 2.1**).

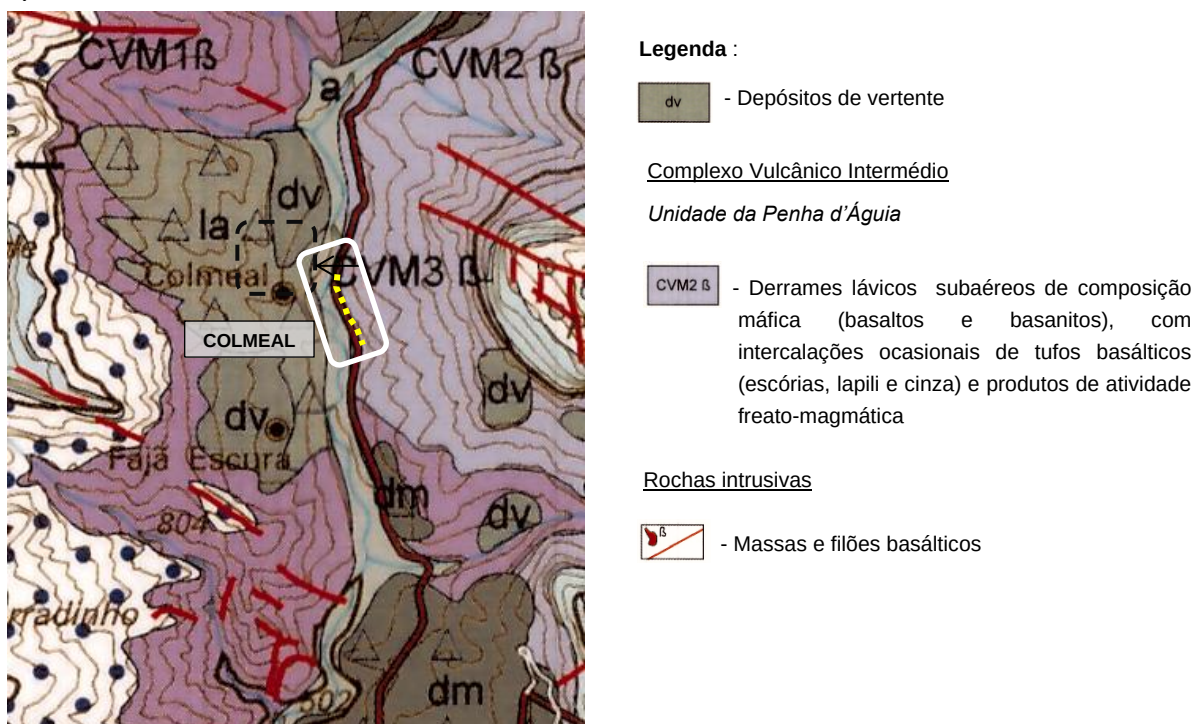


Figura 2.1 – Enquadramento geológico do talude do Colmeal – E.R.107 (extrato da Folha A da Carta Geológica da ilha da Madeira na escala 1:50 000).

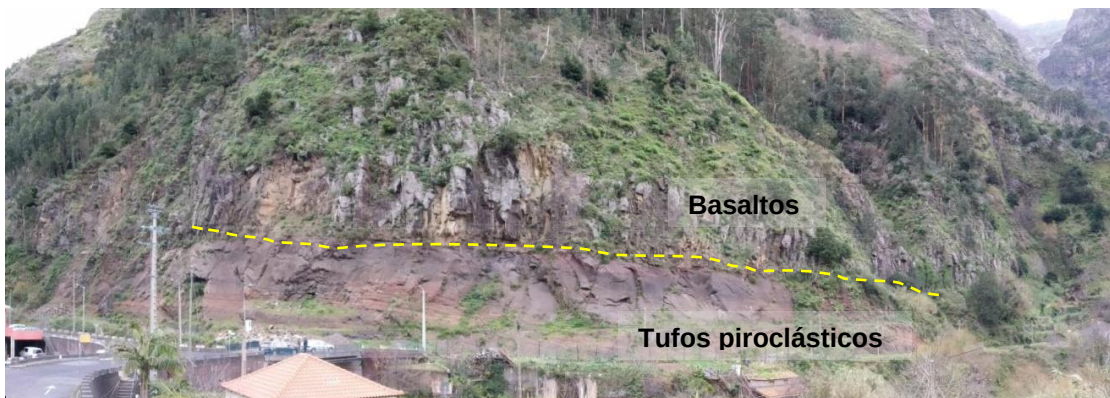
Em termos de enquadramento regional, de acordo com a Folha A da Carta Geológica da Ilha da Madeira na escala 1:50 000 de 2010, o talude do Colmeal – E.R.107 enquadra-se na sequência de derrames lávicos subaéreos Plio-pleistocénicas da unidade da Penha da Águia (CVM2β) do Complexo Vulcânico Intermédio.

Trata-se essencialmente de empilhamentos lávicos, formados por basaltos e basanitos, com intercalações piroclásticas, em geral, compactos.

No trecho em análise, verifica-se a presença de níveis piroclásticos nas cotas inferiores do talude, os quais são sobrepostos por escoadas basálticas.

2.2 RECONHECIMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE SUPERFÍCIE

O talude de escavação da E.R.107 na Vereda do Colmeal foi materializado numa sequência vulcânica formada por um nível de base de tufos piroclásticos sobre o qual assentam escoadas lávicas em camadas verticais (**Fotografias 2.1 e 2.2**).



Fotografia 2.1 – Sequência geológica do talude do Colmeal.



Fotografia 2.2 – Pormenor da sequência geológica dos materiais do talude do Colmeal.

Os tufos piroclásticos da base do talude correspondem a deposições rítmicas de materiais grosseiros e escuros, com outros mais finos e avermelhados, dispendo-se o conjunto sub-horizontalmente com ligeiro pendor (cerca de 15°) para sul (**Fotografia 2.3**).

A sequência de topo é formada por camadas basálticas praticamente verticais com planos de descontinuidade ortogonais (N20°E, 90°; N150°E, 90°) (**Figura 2.2**).

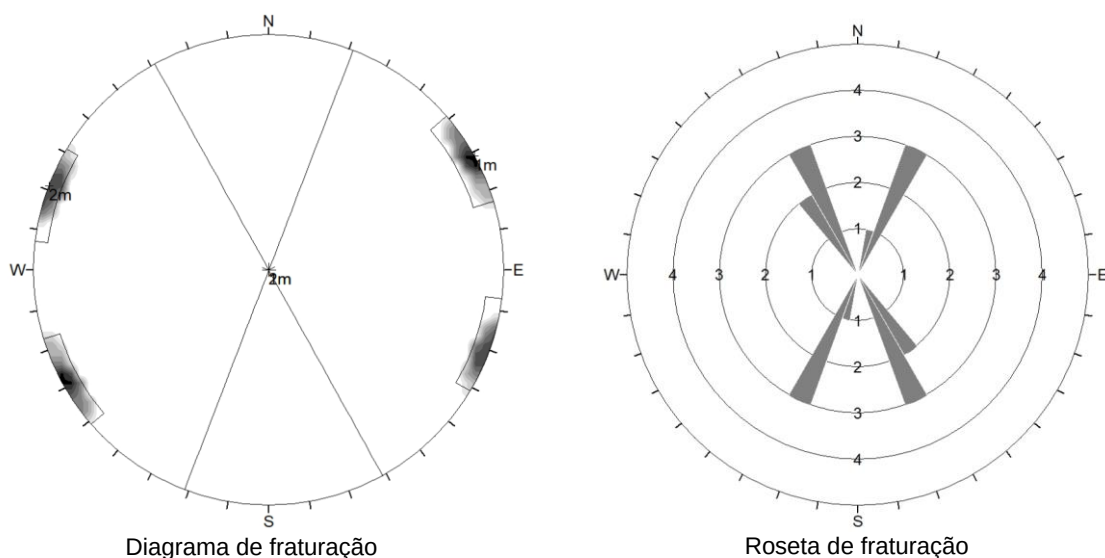


Figura 2.2 – Diagrama de fraturação do maciço rochoso basáltico (Projeção de Schmidt, de igual área no hemisfério inferior).

O maciço basáltico apresenta-se alterado, descomprimido e com fraturas abertas. A percolação de água na face do talude tem favorecido a ocorrência de instabilidades (Fotografia 2.3).



a)



b)

Fotografia 2.3 – Pormenores da sequência geológica do talude do Colmeal: a) níveis piroclásticos, na base do talude; b) escoadas basálticas, no topo do talude.

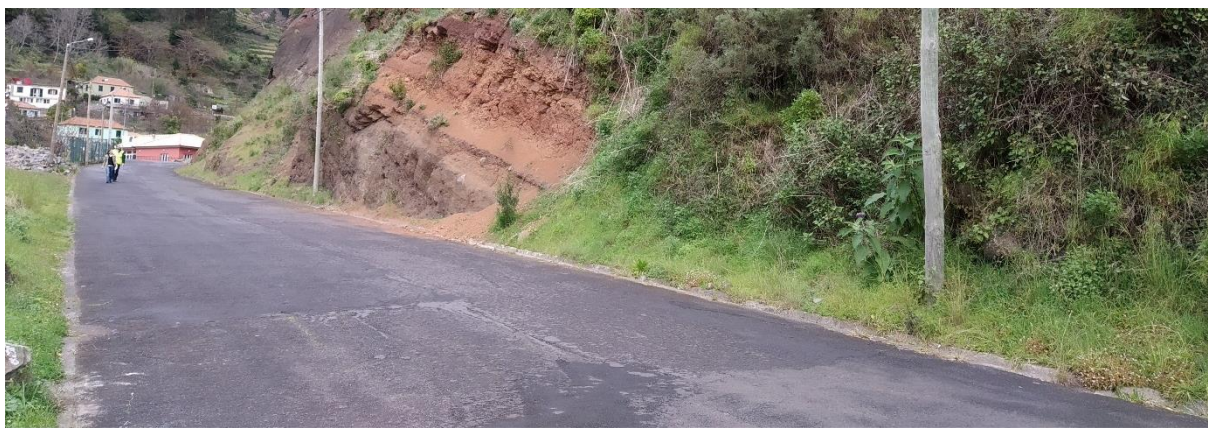
3 CONCEÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO

A área a intervencionar compreende um trecho do talude sobrejacente à estrada E.R. 107, numa extensão de cerca de 190 m e numa altura máxima de 75 m, conforme apresentado na **Figura 3.1**.



Figura 3.1 – Alçado geral da zona de intervenção.

O perfil transversal da via tem uma faixa de rodagem com cerca de 7 m de largura e na extremidade interior da via encontra-se, em alguns trechos, uma valeta de drenagem longitudinal (**Fotografia 3.1**).



Fotografia 3.1 – Faixa de rodagem e respetiva drenagem longitudinal.

Tendo por base as características geológico-geotécnicas do maciço rochoso, as características do sistema de fracturação, as dimensões dos blocos, as instabilidades observadas, as vias de circulação e as condições de execução foram preconizadas duas soluções de suporte distintas, em função das formações identificadas. As soluções apresentam-se detalhadas nos **Desenhos 4 a 6**.

Para as duas zonas geotécnicas presentes no local das intervenções, basaltos e tufos piroclásticos, foram preconizadas as soluções que se descrevem subsequentemente.

Para as formações de tufos piroclásticos na base do talude:

- Limpeza, desmatagem e saneamento dos detritos, incluindo remoção de árvores e vegetação existentes;
- Desmonte e remoção do muro de pedra arrumada existente entre o km 0+142 e km 0+157;
- Limpeza e remoção das superfícies deterioradas dos muros de betão armado existentes;
- Execução de pregagens de aço A500 NR, com tratamento anti-corrosão; 25 mm de diâmetro, comprimento de 6 m e com inclinação de 10° com a horizontal e dispostas em malha em quincôncio com 2 m de lado;
- Betão projetado pigmentado, com 10 cm de espessura, reforçado com fibras de aço, solução que melhor se adapta à existência no talude de alguns muretes de betão que dificultam a instalação de um reforço tradicional materializado por redes eletrossoldadas;
- Drenos com 3 m de comprimento, com inclinação de 3° com a horizontal e dispostos em malha em quincôncio com 2 m de lado;
- Instalação de rede metálica de malha hexagonal de dupla torção (8x10) com tratamento anti-corrosão.

Para a formação basáltica localizada a cotas superiores:

- Limpeza, desmatagem e saneamento dos detritos, incluindo remoção de árvores e vegetação existentes;
- Desmonte controlado de blocos instáveis;
- Instalação de rede metálica hexagonal de dupla torção (malha 8x10) com reforço de cabos de aço verticais (de fábrica) e reforço *in situ* com cabos de aço horizontais no alinhamento das pregagens, com tratamento anti-corrosão;
- Execução de pregagens de aço A500 NR, com tratamento anti-corrosão; 25 mm de diâmetro, 6 m de comprimento e com inclinação de 15° com a horizontal e dispostas em malha em quincôncio com 2 m de lado;
- Execução de ancoragens de 650 kN, com tratamento anti-corrosão; varões 32 mm e comprimento de 12 m, para a estabilização de blocos de grande dimensão;

- Em zonas pontuais, onde seja observada uma maior fracturação do maciço, poderá ser executada a mesma solução preconizada para os tufos piroclásticos (pregagens, betão projetado com fibras de aço e drenos).

As **Figuras 3.2 a 3.4** apresentam os perfis-tipo adotados com representação das respetivas soluções de contenção:

- Perfil-tipo A – entre km 0+020 e km 0+048;
entre km 0+063 e km 0+075;
entre km 0+087 e km 0+095;
entre km 0+110 e km 0+142;
entre km 0+157 e km 0+190.
- Perfil-tipo B – entre km 0+048 e km 0+063;
entre km 0+075 e km 0+087;
entre km 0+095 e km 0+110.
- Perfil-tipo C – entre km 0+142 e km 0+157.

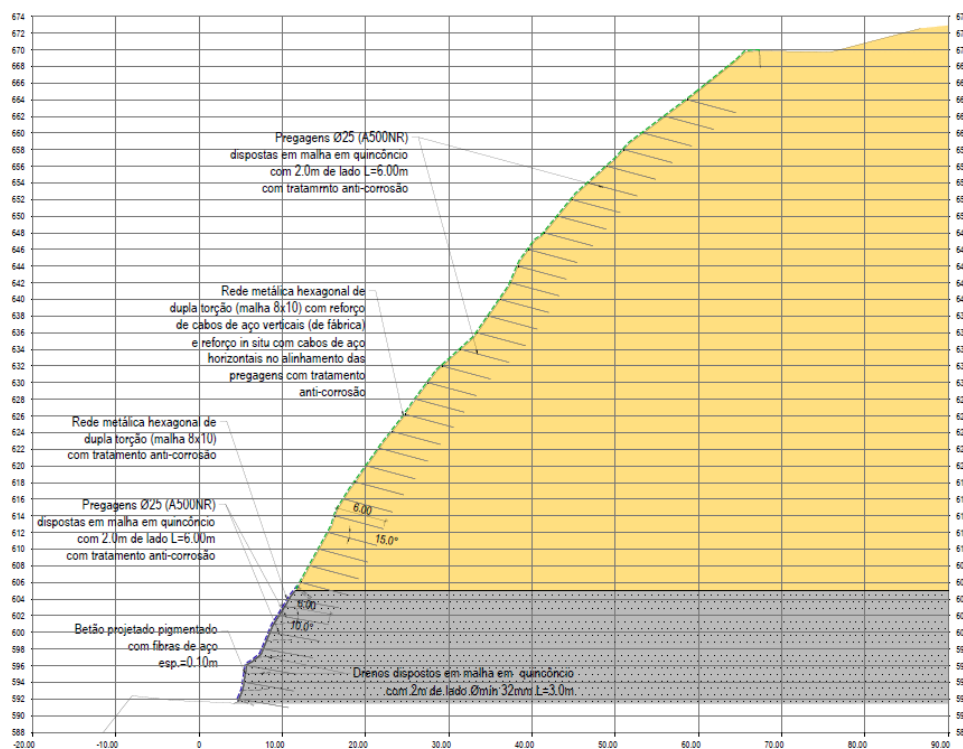


Figura 3.2 – Perfil-tipo A.

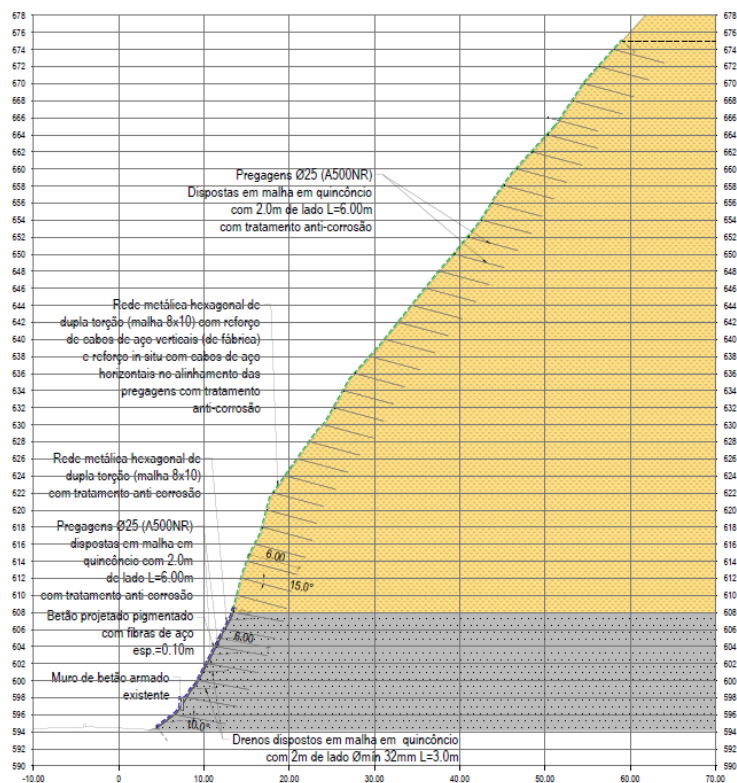


Figura 3.3 – Perfil-tipo B.

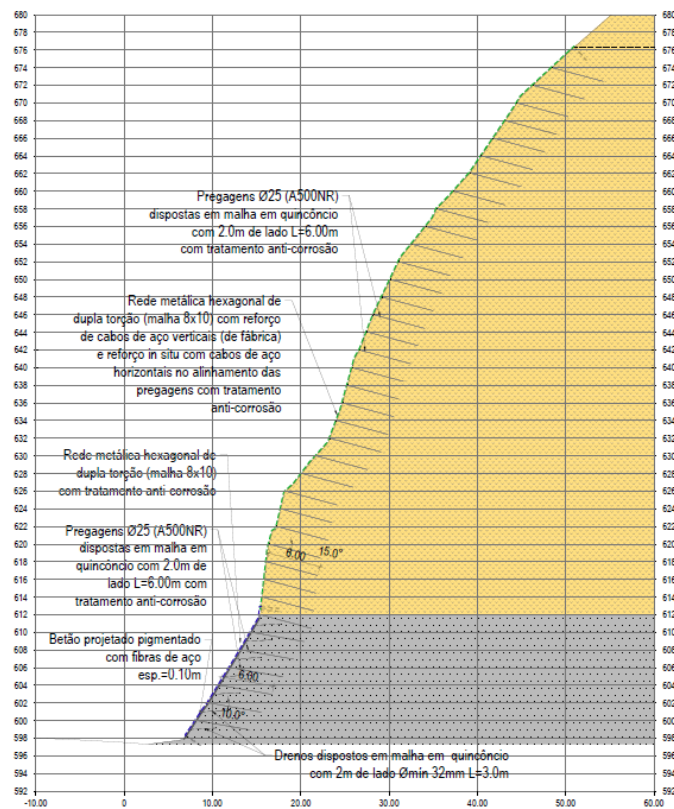


Figura 3.4 – Perfil-tipo C.

No início do trecho de intervenção, cerca do km 0+020 foi identificada uma linha de água (**Figura 3.5**). Preconiza-se a execução de uma passagem hidráulica em betão constituída por uma estrutura de entrada de encaminhamento do escoamento, por um aqueduto de secção quadrangular de betão armado e uma estrutura de dissipação de energia (**Capítulo 6**).



Figura 3.5 – Linha de água identificada aproximadamente ao km 0+020.

No final do trecho, entre os km 0+142 e km 0+157 encontra-se um pequeno muro de pedra arrumada para o qual se prevê a sua remoção e reperfilamento do talude.

As soluções preconizadas deverão ser validadas e eventualmente adaptadas, quer às condições geológico-geotécnicas, quer às condicionantes topográficas. Com efeito, salienta-se que nalguns trechos dos taludes em estudo a vegetação ou as estruturas existentes condicionaram parcialmente o levantamento topográfico realizado. Após as operações de limpeza e desmatção, preconiza-se a realização pelo empreiteiro de um levantamento topográfico atualizado.

A área de desmatção indicada no Mapa de Quantidades (Volume IX) engloba, para além da zona de intervenção do talude, uma faixa de segurança de cerca de 5 m a partir do início do tratamento.

Ressalte-se que os meios e os equipamentos de elevação a todo o talude estão incluídos nos preços unitários desta empreitada.

Deve também salientar-se a necessidade, em fase de exploração, da limpeza regular dos blocos que se acumulem ao longo da rede e na base do talude, de modo a evitar a deformação excessiva da rede metálica.

O desmonte controlado de blocos instáveis poderá ser realizado com recurso a meios manuais ou a meios mecânicos, em função das reais condições encontradas. Em caso de existirem blocos instáveis de maior dimensão, impossíveis de remover por meios manuais, o recurso a meios mecânicos deverá ser aplicado, sendo a prática mais comum o uso de martelos

pneumáticos para a sua demolição parcial. A metodologia de desmonte de blocos com recurso a meios mecânicos deverá ser pormenorizada pelo Empreiteiro. Poderão ser utilizadas várias técnicas de desmonte controlado, aplicadas individualmente ou combinadas (**Desenho 10**), nomeadamente:

- Cintagem/amarração dos blocos, suspensos em cabos fixados em ancoragens;
- Execução de uma barreira provisória na base do talude/estrada, por forma a segurar os blocos que vão sendo soltos;
- Instalação de uma rede provisória (em formato de “tubo” ou “cesto”), amarrada com guinchos manuais/pregagens, com o objetivo de encaminhar os blocos soltos para a base do talude;
- Fixação de cabos nos blocos através buchas químicas, para posterior encaminhamento para a base do talude;
- Colocação e fixação de barreiras “New Jersey” na estrada;
- Envolvimento prévio do maciço, na zona envolvente do bloco a desmontar, com redes metálicas de proteção, fixas com pregagens (solução mais provável a adotar).

Afigura-se o recurso à metodologia com envolvimento prévio do maciço, na zona envolvente do bloco a desmontar, de redes metálicas de proteção provisórias, como descrito em seguida:

1. Execução de pregagens, na envoltória do bloco a desmontar;
2. Aplicação de rede metálica de tripla torção (revestida com PVC);
3. Aplicação de rede metálica constituída por painéis de cabos de aço com Ø10 mm;
4. Colocação de cabos de aço horizontais com Ø18 mm, que irão ser fixados às pregagens adjacentes e ao aperto das cabeças das pregagens;
5. Desmonte do bloco instável, recorrendo a meios mecânicos ligeiros ou manuais, iniciando-se pelo o topo do mesmo;
6. Alívio de tensões do sistema, pelo desaperto das cabeças das pregagens adjacentes, permitindo a queda controlada de pequenos fragmentos para a base do talude;
7. Reaperto das cabeças das pregagens de modo a tensionar novamente o sistema;
8. Repetição dos passos 5 a 7 até se efetuar o desmonte da totalidade do bloco.
9. Remoção das redes metálicas e cabos de aço, e corte da zona exposta das pregagens.

Caso se opte pela utilização da metodologia acima descrita, com recurso a redes de proteção definitivas, o Empreiteiro deverá assegurar-se que estas não sofrerão danos que venham a comprometer a segurança da via pública. Se no decorrer do processo de desmonte tal se verificar, a rede danificada deverá ser substituída a cargo do Empreiteiro.

De forma a minimizar o impacto dos blocos na infraestrutura rodoviária durante a remoção dos mesmos, está previsto o fornecimento, execução e posterior remoção de uma camada de amortecimento da estrada, em agregado britado de granulometria extensa (tout-venant), com cerca de 35 cm de espessura. Esta camada de amortecimento poderá ser reutilizada em vários trechos (estima-se cerca de 3 vezes) ao longo da extensão de intervenção no talude.

Em toda a extensão da área de tratamento do talude, a estrada deverá ser repavimentada de acordo com o definido no **Desenho 11**.

Salienta-se que os trabalhos deverão ser realizados sem interrupção da E.R. 103, devendo ser minimizadas as ocupações parciais da via e sendo permitido, no máximo, a ocupação de uma das faixas de rodagem.

4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Apresenta-se de seguida o faseamento construtivo proposto, sendo que este poderá ser adaptado em função das necessidades em obra e dos métodos construtivos a implementar.

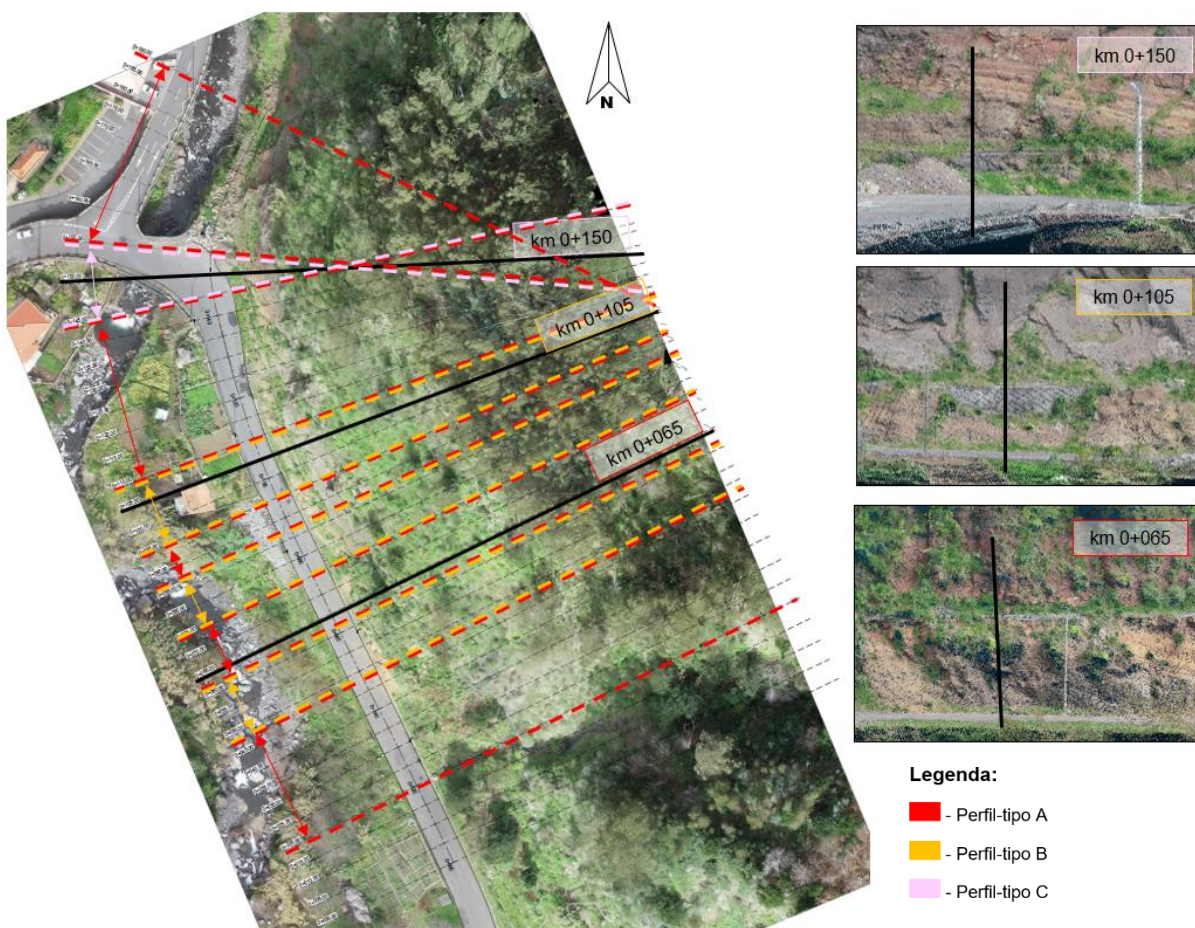
1. Criação de condições de acessibilidade às frentes de trabalho;
2. Limpeza, desmatação e desarborização da face e crista dos taludes;
3. Realização de levantamento topográfico atualizado;
4. Execução da camada de amortecimento;
5. Desmonte controlado de blocos instáveis;
6. Limpeza e remoção das superfícies deterioradas dos muros existentes;
7. Demolição e remoção do muro de pedra arrumada existente (km 0+142 a 0+157);
8. Execução de ancoragens para contenção de blocos instáveis de maiores dimensões, e realização de ensaios de receção;
9. Execução de pregagens, betão projetado e drenos em zonas mais fraturadas do maciço basáltico;
10. Fixação da rede metálica de proteção no topo do talude e respetivo ajuste ao longo da face do talude;
11. Execução das pregagens, que servem também de fixação da rede ao talude, e realização de ensaios de receção;
12. Fixação da rede metálica no limite basaltos-tufos definido em projeto;
13. Execução da camada de betão projetado com fibras de aço;
14. Execução das pregagens e realização de ensaios de receção;
15. Execução dos drenos sub-horizontais;
16. Fixação de nova rede metálica no limite basaltos-tufos definido em projeto;
17. Ajuste e fixação da rede na face do talude;
18. Fecho da rede metálica na base do talude;
19. Execução da passagem hidráulica e obra de dissipação de energia.
20. Repavimentação da estrada em toda a extensão da área de tratamento do talude.

5 DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

5.1 PERFIS DE CÁLCULO

Foram definidas diferentes zonas de cálculo atendendo às condições geológico-geotécnicas prevalentes e estruturas existentes (muros de betão armado e muro de pedra arrumada). Para cada zona foi adotado um perfil tipo e realizadas as verificações de segurança respetivas. Os perfis de cálculo considerados foram os seguintes e a sua localização em planta apresenta-se na **Figura 5.1**:

- km 0+065;
- km 0+105;
- km 0+150.



5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

5.2.1 Metodologia de cálculo

Tendo em conta as características geológico-geotécnicas do trecho a intervir, e conforme referido no capítulo 2, observa-se que as principais instabilidades poderão ocorrer essencialmente por desprendimento de blocos e/ou das colunas prismáticas no maciço basáltico provocados por fatores como a erosão ou perda de apoio na base dos blocos e/ou a existência de água nas descontinuidades e fissuras. Neste sentido, foram efetuadas as seguintes verificações de segurança: (i) estabilidade local, considerando a formação de um bloco de maiores dimensões e a sua estabilização por meio de uma ancoragem; (ii) estabilidade superficial do maciço, considerando a formação de blocos menores e o dimensionamento do respetivo sistema de contenção composto pela rede metálica pregada e malha de pregagens; (iii) resistência da rede sobre o betão projetado, considerando a acumulação de blocos na base do talude e a deformação controlada da rede.

5.2.2 Verificação à segurança local

A estabilidade local, face à formação de um bloco de maiores dimensões, foi realizada através do cálculo de equilíbrio num modelo de deslizamento de um bloco rígido sobre um plano inclinado.

As propriedades de resistência ao corte das descontinuidades tiveram em conta o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Tendo em consideração a caracterização do sistema de descontinuidades realizada e as incertezas associadas à estimativa da sua resistência, admitiu-se para esta análise um valor para o ângulo de atrito interno de 30°, valor que considera a possibilidade de degradação das fraturas que formam o bloco e preenchimento das mesmas com material fino. Para o peso volúmico do maciço rochoso admitiu-se um valor de 23 kN/m³.

Nos cálculos, a perda de eficácia do sistema de drenagem resulta na consideração da existência de impulsos hidrostáticos correspondentes a 50% da altura do bloco, contribuindo para a sua instabilidade.

As dimensões consideradas para a verificação foram as indicadas no **Quadro 5.1**.

Quadro 5.1 – Dimensões mínimas e máximas. Verificação à segurança local.

Dimensões	Largura (m)	Altura (m)	Espessura (m)
Mínima	2	2	3
Máxima	3	3	6

Para esta análise, conservativamente, considerou-se também a pressão do bloco 2 (ver **Figura 5.2**) sobre o bloco 1.

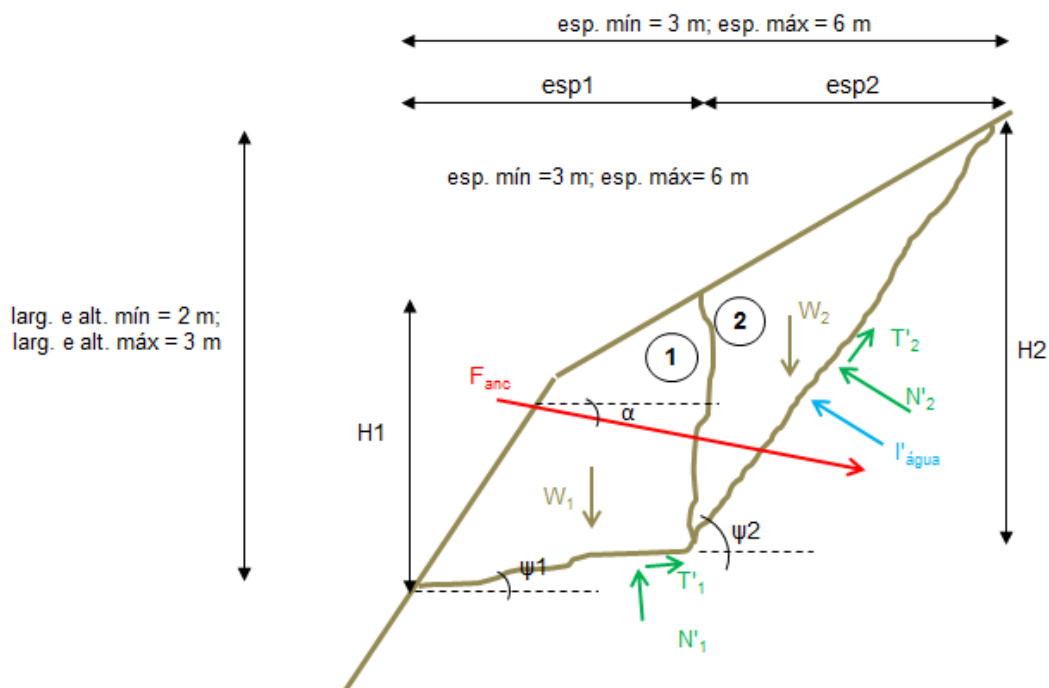


Figura 5.2 – Influência do peso próprio, da água e ancoragem na estabilização de blocos.

A estabilização do bloco será realizada através da execução de uma ancoragem em barra de aço de pré-esforço, com tensão de cedência de 1050 MPa e diâmetro de 32 mm. O valor de pré-esforço preconizado é de 650 kN.

A tensão característica de adesão bolbo/maciço considerada foi de 300 kN/m².

A força mobilizada em cada ancoragem assume o seguinte valor (sendo l_{mob} o comprimento mobilizado igual ou superior a 6 m e o Φ_{bolbo} igual a 0,15 m):

$$F_d = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{aço} \\ R_{adesão} = \pi \times \Phi_{bolbo} \times T_{a,d} \times l_{mob} \end{array} \right.$$

Os **Quadros 5.2** e **5.3** apresentam os resultados e respectivos coeficientes globais de segurança tendo em conta os pressupostos admitidos acima.

Quadro 5.2 – Resultados da análise às instabilidades locais (dimensões mínimas dos blocos).

Bloco 1	Bloco 2	Ancoragem	Água nas Fissuras	Forças estab.	Forças instab.	CGS
H ₁ = 2 m	H ₂ = 2 m	F _{anc} = 650 kN	l _{água} = 5 kN	Normais		
L ₁ = 2 m	L ₂ = 2 m	α = 15°	%(da H ₂)=50%	676,4	0	-
esp ₁ = 1 m	esp ₂ = 2 m			Tangenciais		
Ψ ₁ = 30°	Ψ ₂ = 70°			456,6	174,6	7,3
γ _{maciço} = 23 kN/m ³						
Φ' = 30°						

Quadro 5.3 – Resultados da análise às instabilidades locais (dimensões máximas dos blocos).

Quadro 5.3 Resultados da análise de instabilidades locais (dimensões máximas dos blocos)

Bloco 1	Bloco 2	Ancoragem	Água nas Fissuras	Forças estab.	Forças instab.	CGS
$H_1= 3 \text{ m}$	$H_2= 3 \text{ m}$	$F_{\text{anc}} = 650 \text{ kN}$	$l_{\text{água}} = 11,25 \text{ kN}$	Normais		
$L_1= 3 \text{ m}$	$L_2= 3 \text{ m}$	$\alpha = 15^\circ$	$\%(da H_2)=50\%$	1458,9	0	-
$esp_1= 3 \text{ m}$	$esp_2= 3 \text{ m}$			Tangenciais		
$\Psi_1 = 30^\circ$	$\Psi_2 = 70^\circ$			552,7	312,6	1,8
$\gamma_{\text{maciço}} = 23 \text{ kN/m}^3$						
$\Phi' = 30^\circ$						

Os valores obtidos são satisfatórios e cumprem os requisitos das verificações de segurança.

Note-se que esta solução deverá ser aplicada pontualmente em blocos, requerendo sempre validação e eventual adaptação às condições reais presentes em obra. Caso se verifique a formação de blocos superiores aos admitidos nos cálculos, a solução de estabilização deverá ser adaptada em conformidade.

5.2.3 Verificação de segurança à estabilidade superficial do maciço

A estabilidade superficial do maciço basáltico foi avaliada através do método de equilíbrio limite, implementado por meio de um programa de cálculo que avalia o estado limite último de rotura da rede e o estado limite de serviço da rede, face à execução de uma malha de pregagens e de uma rede metálica de proteção no talude a estabilizar.

Considerando que a parte instável do talude se encontra na posição de limite de equilíbrio, o fator de segurança vem igual a 1. Assim as forças resistentes têm o mesmo valor das forças atuantes:

$$\text{Forças resistentes} = W \sin \beta = \text{Forças atuantes} \quad [1]$$

Onde,

W – peso da massa de rocha instável a ser consolidada;

B – inclinação da superfície do talude onde o deslizamento da massa instável pode ocorrer.

Utilizando os critérios de resistência de Barton-Bandis para as juntas, a equação [1] pode ser reescrita para descrever a melhoria da condição de estabilidade:

$$W(\sin \beta - c \times \sin \beta \times \tan \Phi) + R \geq W (\sin \beta + c \times \cos \beta) \quad [2]$$

Sendo

R – contribuição das pregagens para estabilização;

c – coeficiente sísmico;

Φ – ângulo de atrito residual da junta.

Se se considerar um ângulo de atrito do material rochoso de 45° ($\tan \Phi=1$) e fatores de segurança que reduzem as forças estabilizadoras (γ_{RW}) e aumentam as forças instabilizadoras (γ_{DW}), a condição de estabilidade torna-se:

$$W \times \sin \beta \times (1-c) / \gamma_{RW} + R \geq W \times \gamma_{DW} (\sin \beta + c \times \cos \beta) \quad [3]$$

A equação [3] permite determinar a força da pregagem que consolida a massa de rocha no estado de equilíbrio limite. O fator γ_{RW} , que afeta as forças estabilizadoras, depende de vários fatores, tais como as incertezas sobre a espessura da superfície instável, sobre a determinação do peso volúmico do maciço rochoso e as incertezas relacionadas ao comportamento do maciço rochoso. O fator γ_{DW} , que afeta as forças instabilizadoras, depende das incertezas associadas à morfologia do talude, e das cargas adicionais aplicadas sobre a malha (neve, gelo ou vegetação).

Para o dimensionamento ao estado limite último da malha considera-se a atuação de forças de um bloco com dimensões máximas correspondentes ao afastamento entre pregagens sobre a malha da rede (**Figura 5.3**).

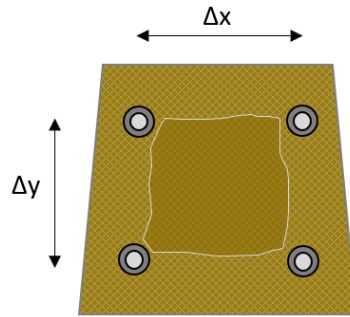


Figura 5.3 – Esquema da formação de bloco entre pregagens.

A verificação de segurança é satisfatória quando:

$$T_{adm} \geq T \quad [4]$$

Onde,

T_{adm} – resistência à tração admissível da malha (kN);

T – resistência à tração da malha (kN);

O esforço T na malha depende da força de punçoamento (P), que pode ser calculada usando os mesmos princípios que a fórmula [3] (**Figura 5.4**):

$$P = F \times \sin(\beta - \alpha) \times i_x = (P_{actuante} - P_{resistente}) \times \sin(\beta - \alpha) \quad [5]$$

Onde,

$P_{actuante} = V \times \gamma \times (\sin \alpha + c \cos \alpha) \times \gamma_{Dw}$ – forças atuantes (kN)

$P_{resistente} = V \times \gamma \times (\sin \alpha + c \cos \alpha) \times \gamma_{Rw}$ – forças resistentes (kN)

γ – peso volúmico da rocha instável (kN/m³);

V – volume máximo instável entre pregagens (m³).

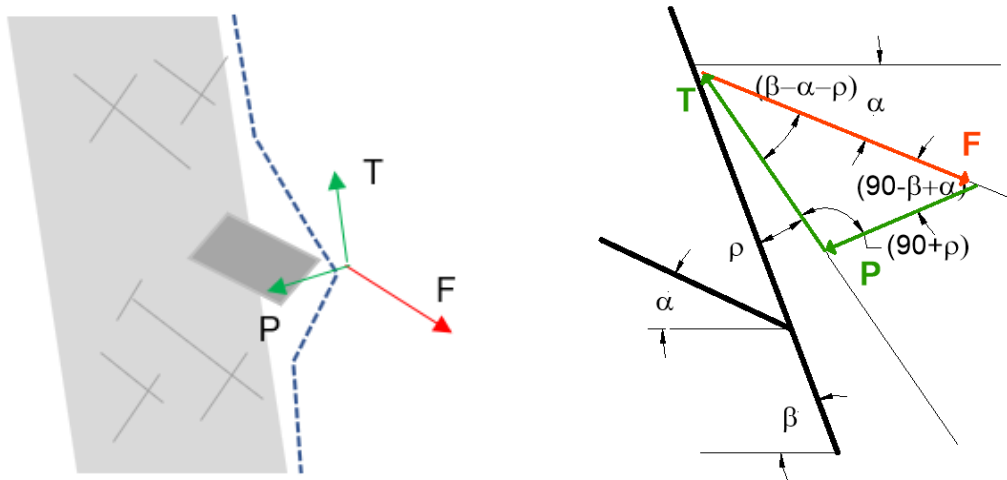


Figura 5.4 – Esquema das forças atuantes na malha.

O estado limite de serviço é verificado se:

$$d_{adm} \geq D_{rede} \quad [6]$$

Onde,

d_{adm} = $d_{m\acute{a}x} / \gamma_{def}$ – deslocamento admissível (m);

$d_{m\acute{a}x}$ – deslocamento máximo de projeto (m);

γ_{def} – coeficiente de segurança relacionado com a instalação da rede sobre um talude com morfologia plana (1,5) ou irregular (3,0);

D_{rede} – deformação da rede obtida a partir dos ensaios de punçoamento realizados pelo Fabricante (m).

Para a verificação à segurança da rede metálica a instalar na zona de maciço basáltico, consideraram-se os seguintes parâmetros:

- Relativamente à geometria do talude analisado considerou-se uma inclinação de 70°, e um peso volúmico de 23 kN/m³, no que concerne o maciço rochoso;
- Adotou-se uma espessura provável da superfície instabilizada de cerca de 2 m;
- Relativamente à malha de pregagens, foi analisada uma malha em quincôncio com afastamento de 2 m, utilizando varões de $\Phi 25$ mm inclinados 15° com a horizontal e tensão de rotura $f_{yk}=500$ kPa;
- O valor estimado para a tensão característica de adesão bolbo/maciço foi de 300 kN/m²;

-
- O deslocamento máximo admissível da rede metálica considerado foi de 0,20 m.

Foram obtidos os seguintes coeficientes globais de segurança:

- Estado limite último de resistência das pregagens: $CGS_{preg.} = 1,81$;
- Estado limite último de resistência da rede metálica: $CGS_{rede.} = 8,05$;
- Estado limite de deformação: $CGS_{rede} = 1,14$.

Os valores obtidos para a rede pregada sobre o maciço basáltico consideram-se satisfatórios atendendo aos pressupostos admitidos e a segurança dos taludes e sistemas de contenção considera-se verificada.

5.2.4 Verificação de segurança da rede sobre o betão projetado

A estabilidade superficial do maciço foi avaliada através do método de equilíbrio limite, implementado por meio de um programa de cálculo que avalia o estado limite último da rede metálica e respectivas fixações de topo e laterais face à queda de blocos, controlando a deformação da rede na base do talude. O objetivo deste sistema é conduzir os blocos para a base do talude e reduzir a velocidade e energia dos blocos.

Segundo o princípio do método de equilíbrio limite, para o dimensionamento da malha de rede considerou-se:

$$\text{Resistência}_{\text{malha}} \geq \text{Forças atuantes}_{\text{blocos}} + \text{Peso}_{\text{malha}} \quad [7]$$

A carga total devido ao peso da malha é obtida através de:

$$W_m = \gamma_m H_s / \sin \beta (\sin \beta - \cos \beta \tan \delta) g \quad [8]$$

Onde,

γ_m – peso volúmico da malha de rede (kN/m^3);

H_s – altura total do talude (m);

β – inclinação do talude ($^\circ$);

δ – ângulo de atrito entre rede e talude ($^\circ$);

g – aceleração da gravidade (m/s^2).

A carga transmitida pelos blocos à malha de rede é:

$$W_d = \frac{1}{2} \gamma_d H_d^2 (1 / \tan B_d - 1 / \tan \beta) (\sin \beta - \cos \beta \tan \Phi_d) g \quad [9]$$

Onde,

γ_m – peso volúmico dos blocos (kN/m³);

H_s – altura de acumulação de blocos na base do talude (m);

Φ_d – ângulo de atrito dos blocos (°);

$B_d = \arctan [H_d / (T_d + H_d / \tan \beta)]$ - ângulo de inclinação exterior dos blocos (°);

T_d – largura de acumulação de blocos na base do talude (m).

A verificação de segurança da resistência dos cabos de topo e base é obtida da expressão:

$$CGS_{\text{cabo}} = R_{\text{últ. tração}} / \gamma_{\text{cabo}} / F_{\text{máx. tração}} \geq 1 \quad [10]$$

Onde,

$R_{\text{últ. tração}}$ – resistência última à tração do cabo (kN);

Γ_{cabo} – fator de segurança (sugere-se 1,5);

$F_{\text{maxtração}}$ – força máxima de tração atuante no cabo (kN).

O dimensionamento das fixações é obtido de:

$$CGS_{\text{cabo}} = F_{\text{transv.}} / F_{\text{cabo+rede}} \geq 1 \quad [11]$$

Onde,

F_{transv} – esforço transversal resistente da fixação (kN);

$F_{\text{cabo+rede}}$ – força atuante na fixação, proveniente da rede e do cabo (kN).

Quanto à rede metálica a instalar na zona sobre o betão projetado consideraram-se os parâmetros:

- Relativamente à geometria do talude analisado considerou-se uma inclinação de (80)°, e um peso volúmico de 23 kN/m³, no que concerne os blocos;
- Admitiu-se, conservativamente, uma acumulação de blocos na base do talude com uma altura de 1,5 m e uma largura de 1,0 m;
- Os ângulos de atrito considerados foram: atrito na interface entre os blocos = 30°; atrito entre rede e talude = 18°;
- Considerou-se um afastamento de amarração no topo e na base de 1,5 m, com varões de aço galvanizado de 25 mm de diâmetro;

-
- O valor estimado para a tensão característica de adesão bolbo/maciço foi de 300 kN/m²;

Tendo-se obtido assim os coeficientes globais de segurança:

- Estado limite último de resistência da rede: $CGS_{rede} = 1,59$;
- Estado limite último de resistência do cabo de topo: $CGS_{cabo\ topo} = 1,69$;
- Estado limite último de resistência das fixações de topo: $CGS_{fix.\ topo} = 4,25$;
- Estado limite último de resistência das fixações laterais: $CGS_{fix.\ lat.} = 2,31$;

Os valores obtidos consideram-se satisfatórios atendendo aos pressupostos admitidos e a segurança dos taludes e sistemas de contenção considera-se verificada.

6 DRENAGEM TRANSVERSAL

6.1 ESTUDO HIDROLÓGICO

6.1.1 Considerações gerais

O estudo hidrológico que se apresenta neste capítulo teve como principal objetivo a determinação do caudal de ponta de cheia referente à linha de água, alvo de estudo, com um período de retorno de 100 anos.

6.1.2 Determinação do caudal ponta de cheia

A bacia hidrográfica referente à linha de água a drenar foi traçada tendo por base a carta militar da Madeira (n.º 5 – Curral das Freiras) à escala 1:25 000, obtendo-se uma área total de 125 974 m². A linha de água a drenar tem um comprimento total de cerca de 444 m, a altitude máxima corresponde à cota 905 e a altitude mínima à cota 580, correspondendo a um declive de cerca de 0,73 m/m.

Para o dimensionamento da passagem hidráulica adotou-se um tempo de concentração da bacia hidrográfica de 5 min e um período de retorno de 100 anos, como mencionado anteriormente.

Para determinar as precipitações máximas diárias, considerou-se o posto udométrico do Curral das Freiras, existentes na vertente sul da ilha da Madeira, cujos registos foram objeto de análise estatística no âmbito do EARAM (2010)¹ (**Figura 6.1**).

¹ EARAM (2010). Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Relatório Síntese (Versão 0.99d). Instituto Superior Técnico, Universidade da Madeira e Laboratório Regional de Engenharia Civil, IP-Ram.

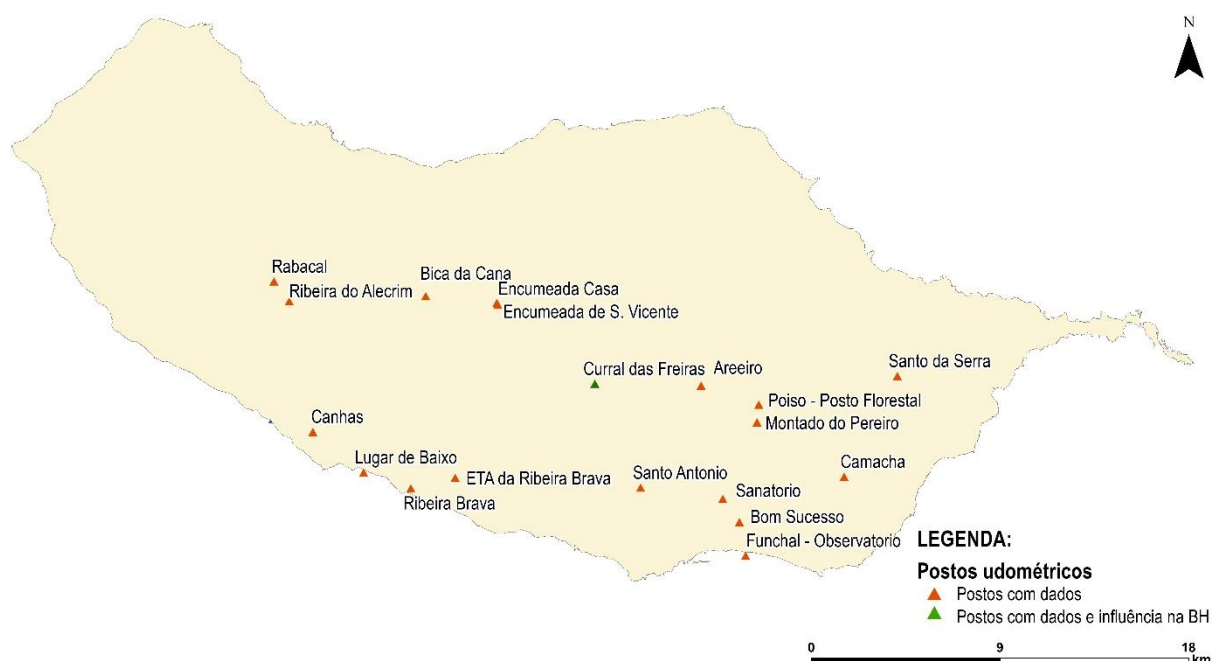


Figura 6.1 – Esquema da localização dos postos udométricos da ilha Madeira, alvo de estudo no EARAM (2010).

No **Quadro 6.1** apresentam-se as principais características e os resultados obtidos para as precipitações diárias máximas anuais no posto udométrico do Curral das Freiras, segundo EARAM (2010).

Quadro 6.1 – Características e precipitações diárias máximas anuais do posto udométrico de Curral das Freiras - Igreja.

Entidade	Coordenadas UTM		Altitude	Dimensão da amostra	Precipitação diária máxima anual (mm) para um determinado período de retorno em (anos)				
	M (m)	P (m)			10	20	50	100	1000
IGA	316214	3621608	650	24	192,1	199,1	205,7	209,5	217,6

Dado que as precipitações que condicionam os caudais de ponta de cheia são precipitações intensas com duração igual ao tempo de concentração, foi necessário estimar estas precipitações. O EARAM (2010) recomenda que sejam consideradas as relações entre as precipitações inferiores ao dia e a precipitação diária máxima anual obtida para o posto udométrico Funchal-Observatório. No **Quadro 6.2** apresentam-se estas relações para o período de retorno de 100 anos.

Quadro 6.2 – Relações entre as precipitações máximas com durações inferiores ao dia e a precipitação diária máxima anual (T = 100 anos).

d	10 min	30 min	1 h	3 h	6 h	12 h
P_d/P_{24h} (-)	0,124	0,316	0,419	0,615	0,762	0,920

Com base nestas relações e através de uma interpolação linear obteve-se o valor da precipitação com duração igual ao tc adotado (5 min.), correspondendo ao valor de 15,92 mm, através de uma relação P_d/P_{24h} de 0,076.

Os caudais de ponta de cheia foram estimados recorrendo à fórmula racional:

$$Q = \frac{CiA}{3,6}$$

em que:

Q – caudal de ponta de cheia (m^3/s);

C – coeficiente da fórmula racional (-);

i – intensidade da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica (mm/h);

A – área da bacia hidrográfica (km^2).

Para a estimativa do coeficiente da fórmula racional, considerou-se a bacia hidrográfica rural e recorreu-se aos coeficientes recomendados por Hipólito e Vaz (2011)² que resultam da soma de diversas componentes, nomeadamente C_y (declive dos terrenos), C_p (permeabilidade dos solos) e C_v (cobertura vegetal) estimadas em função do valor da precipitação anual média na zona de estudo ($> 900 \text{ mm}^3$). O coeficiente resultante da adição das componentes anteriores será afetado de um coeficiente de minoração em função do período de retorno, particularmente para o período de retorno de 100 anos o fator corresponde à unidade. No **Quadro 6.3** apresenta-se o resultado obtido para o coeficiente C .

² Hipólito e Vaz (2011). Hidrologia e Recursos Hídricos. IST Press.

³ Valor estimado segundo o mapa de isolinhas disponível em Figueira (2009). Estudo da Precipitação Oculta nas Florestas Naturais do Norte do Paul da Serra, Ilha da Madeira. Dissertação para o grau de Mestre. Universidade do Porto.

Quadro 6.3 – Coeficiente da fórmula racional.

Componente	Categoria	Precipitação anual média (mm) > 900 mm
Cy	> 50%	0,34
Cp	Impermeável	0,30
Cv	Floresta, mata densa	0,05
C		0,69 ≈ 0,70

Desta forma, o caudal de ponta de cheia obtido foi de 4,68 m³/s para um período de retorno de 100 anos e um tc de 5 min. No **Quadro 6.4** apresenta-se os valores obtidos.

Quadro 6.4 – Caudal de ponta de cheia para T = 100 anos.

A (km ²)	C (-)	P (mm)	i (mm/h)	Q (m ³ /s)
0,13	0,70	15,92	191,06	4,68

6.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA PASSAGEM HIDRÁULICA

A estrutura considerada para a drenagem transversal compreende os seguintes elementos:

- aqueduto em betão armado (secção transversal quadrada);
- boca em escavação – caixa em betão armado que recebe a água da linha de água e a introduz na passagem hidráulica;
- órgão de dissipação de energia e de proteção contra a erosão – a jusante da ph desenvolve-se um canal de betão até à linha de água, constituído por um troço em degraus promovendo a dissipação da energia do escoamento. Junto à linha de água está previsto enrocamento de proteção contra a erosão.

A implantação da passagem hidráulica preconizada consta do **Desenho 7**.

Com base no caudal anteriormente calculado, para T = 100 anos, efetuou-se o dimensionamento da estrutura de drenagem transversal (passagem hidráulica). Para tal, considerou-se os seguintes condicionamentos:

- declive mínimo de 0,5%, de forma a assegurar capacidade de auto-limpeza;
- folga mínima de 0,50 m entre a carga hidráulica de montante e a rasante da estrada, para um caudal de ponta de cheia com um período de retorno de 100 anos.

No dimensionamento hidráulico da estrutura de drenagem transversal foi seguida a metodologia proposta no manual *Hydraulic Design of Highway Culverts* (Hydraulic Design Series n.º 5, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1985).

Os cálculos para a determinação da altura de água atingida a montante da passagem hidráulica foram efetuados com o auxílio de um programa que implementa as metodologias do Hydraulic Design Series n.º 5 (HDS n.º 5).

A análise do escoamento numa passagem hidráulica é, em geral, complexa uma vez que ocorrendo em superfície livre, o escoamento raramente atinge o regime uniforme, escoando-se em regime gradualmente variado e, menos frequentemente, apresentando trechos de escoamento rapidamente variado (ressalto) ao longo da passagem hidráulica. É habitual admitir as duas seguintes hipóteses relativas ao controlo do escoamento:

- controlo à entrada;
- controlo à saída.

6.2.1 Controlo à entrada (montante)

Este tipo de controlo ocorre quando o caudal escoado na passagem hidráulica é limitado pela capacidade de vazão da secção de entrada, sendo esta a secção de controlo. Neste tipo de controlo, o escoamento passa em regime crítico na secção de entrada, ou próximo desta, e o escoamento ao longo da passagem hidráulica é em regime rápido. A capacidade de vazão da passagem hidráulica é função da altura de água a montante, da geometria da estrutura de entrada e, de acordo com o HDS n.º 5, com o declive da conduta.

O controlo à entrada pode ser de três tipos:

- entrada livre, quando a entrada da passagem hidráulica funciona em superfície livre;
- entrada afogada, quando a entrada funciona como um orifício;
- transição, quando a entrada está no limite da submersão, funcionando alternadamente como livre e afogada.

A determinação do tipo de controlo à entrada é efetuada com base no cálculo do parâmetro

$$TLIM = 1811 \frac{Q}{AD^{0,5}}$$

em que:

$TLIM$ – intensidade de descarga;

Q – caudal de dimensionamento (m^3/s);

A – área da secção transversal da PH (m^2);

D – altura ou diâmetro da passagem hidráulica (m).

Se $TLIM < 3,5$, a entrada da passagem hidráulica está livre e a altura de água a montante pode ser calculada utilizando a equação

$$\frac{h_m}{D} = \frac{E_c}{D} + k \left(1,811 \frac{Q}{AD^{0,5}} \right)^M - 0,5s$$

em que:

h_m – altura máxima do escoamento sobre a soleira de montante da passagem hidráulica (m);

D – altura ou diâmetro da passagem hidráulica (m);

E_c – energia específica crítica (m);

s – declive da passagem hidráulica;

k, M – constantes empíricas dependentes do material e forma geometria da entrada (0,0098 e 2,0, respetivamente).

Se $TLIM \geq 4,0$, a entrada da PH está afogada e a altura de água a montante pode ser calculada utilizando a equação:

$$\frac{h_m}{D} = c \left(1,811 \frac{Q}{AD^{0,5}} \right)^2 + Y - 0,5s$$

em que c e Y são constantes empíricas (0,0398 e 0,67, respetivamente) e as restantes variáveis têm o significado anteriormente referido.

Se $3,5 < TLIM < 4,0$, o escoamento à entrada da passagem hidráulica encontra-se na zona de transição. Neste caso, h_m deve ser calculado ajustando uma linha de regressão polinomial às equações para entrada livre (tipo A ou B) e para entrada afogada.

Numa PH com controlo à entrada, é frequente o escoamento no interior ser em regime rápido, podendo ocorrer um ressalto hidráulico caso o nível de jusante assim o imponha (regolhos do tipo F2 e F1).

6.2.2 Controlo à saída (jusante)

No controlo à saída, a secção de controlo está localizada na extremidade de jusante da passagem hidráulica ou ainda a jusante desta extremidade. Neste caso, o escoamento dá-se em regime lento, em pressão, ou ambas as situações (entrando em superfície livre para jusante). A capacidade de vazão é controlada pelas características hidráulicas e geométricas da passagem hidráulica.

O cálculo da altura de escoamento a montante é efetuado com base no teorema de Bernoulli

$$h_m + \frac{V_e^2}{2g} + \Delta z = h_w + \frac{V_w^2}{2g} + \Delta H_T$$

em que V_e e V_w são as velocidades do escoamento a montante e a jusante da passagem hidráulica, respetivamente, Δz é a diferença de cotas entre as soleiras das secções de montante e de jusante, h_w é a altura de escoamento a jusante e ΔH_T a soma das perdas de carga ao longo da passagem hidráulica.

Atendendo a que as velocidades do escoamento a montante e a jusante da passagem hidráulica geralmente são reduzidas, os termos relativos à energia cinética podem ser desprezados, pelo que se obtém

$$h_m + \Delta z = h_w + \Delta H_T$$

A correta avaliação do nível a jusante da passagem hidráulica é fundamental para a análise hidráulica. No entanto, uma rigorosa determinação de h_w apresenta alguma dificuldade na maioria das situações devido a não se dispor de topografia com rigor e extensão suficiente para avaliar a curva de vazão a jusante da passagem hidráulica. Assim, sempre que não foi possível avaliar com rigor aceitável o valor de h_w , adotou-se o seguinte critério proposto no HDS n.º 5:

- se $h_c > (h_c + D)/2$, $h_w = h_c$;
- se $h_c < (h_c + D)/2$, $h_w = (h_c + D)/2$.

h_c é a altura crítica do escoamento na secção de saída da passagem hidráulica.

Numa PH com escoamento em pressão e sem singularidades no seu traçado, a perda de carga total é dada por

$$\Delta H_T = \Delta H_e + \Delta H_L + \Delta H_w$$

em que:

ΔH_e – perda de carga na entrada (m);

ΔH_L – perda de carga contínua (m);

ΔH_w – perda de carga na saída (m).

Quando o escoamento ao longo da passagem hidráulica se processa em regime lento, é calculada a curva de regolfo utilizando um algoritmo de diferenças finitas. Uma vez estabelecido o nível a jusante T_w (se T_w corresponder a uma altura inferior a h_c , então é assumida h_c na secção de jusante da passagem hidráulica), o cálculo do regolfo permite obter a altura de escoamento e a energia específica na secção da entrada (E_e). Adicionando à energia específica calculada, a perda de carga na entrada, a altura de escoamento a montante é determinada por

$$h_m = E_e - \frac{Q^2}{2gA_e^2} + \Delta H_e$$

em que A_e é a secção transversal do escoamento na secção da entrada.

A altura de escoamento a montante da passagem hidráulica é o maior valor que resultar da consideração das hipóteses de controlo à entrada e à saída. No caso de a entrada e a saída estarem afogadas, a hipótese de controlo à entrada não pode prevalecer, admitindo-se o controlo à saída.

No caso particular da passagem hidráulica verificou-se o controlo do escoamento à entrada. Para o caudal de dimensionamento a secção quadrangular de 1,5 m de lado verifica a folga mínima exigida entre a altura de água a montante e a estrada. No **Quadro 6.5** apresentam-se as principais características da passagem hidráulica projetada.

Quadro 6.5 – Características da passagem hidráulica.

Secção	D (mm)	Q (m ³ /s)	H _{crit.} (m)	H _{unif.} (m)	C _{rasante}	C _{mont.}	C _{jus.}	i (-)	L (m)	H _{mont.} (m)	U _{jus.} (m/s)	Folga (m)
Quadrangular	1500	4,68	1,00	0,40	587,81	585,42	584,25	0,05	24,32	587,10	5,87	0,71

D – dimensões da PH;

Q - Caudal de ponta para o período de retorno de 100 anos;

H_{crit.} - altura critica do escoamento;

H_{unif.} - altura do escoamento em regime uniforme;

C_{rasante} - Cota da rasante na intersecção com a PH;

C_{mont.} - Cota de soleira de montante da PH;

C_{jus.} - Cota de soleira de jusante da PH;

L – Comprimento da PH;

H_{mont.} – Carga hidráulica a montante da PH;

U – Velocidade do escoamento à saída da PH;

Folga – Distância entre a carga hidráulica de montante e a rasante da estrada.

À saída da passagem hidráulica foi previsto um enrocamento de proteção D₅₀ de 0,45 m e espessura de 1,10 m.

No **Desenho 7** apresenta-se a definição da solução proposta para a passagem hidráulica.

7 PAVIMENTAÇÃO

Após os trabalhos de estabilização e contenção do talude, a estrada deverá ser repavimentada, na largura da estrada existente (cerca de 7 m) e numa extensão de cerca de 165 m, aproximadamente à da intervenção no talude (**Figura 7.1**), perfazendo um total de 1155 m² de área.

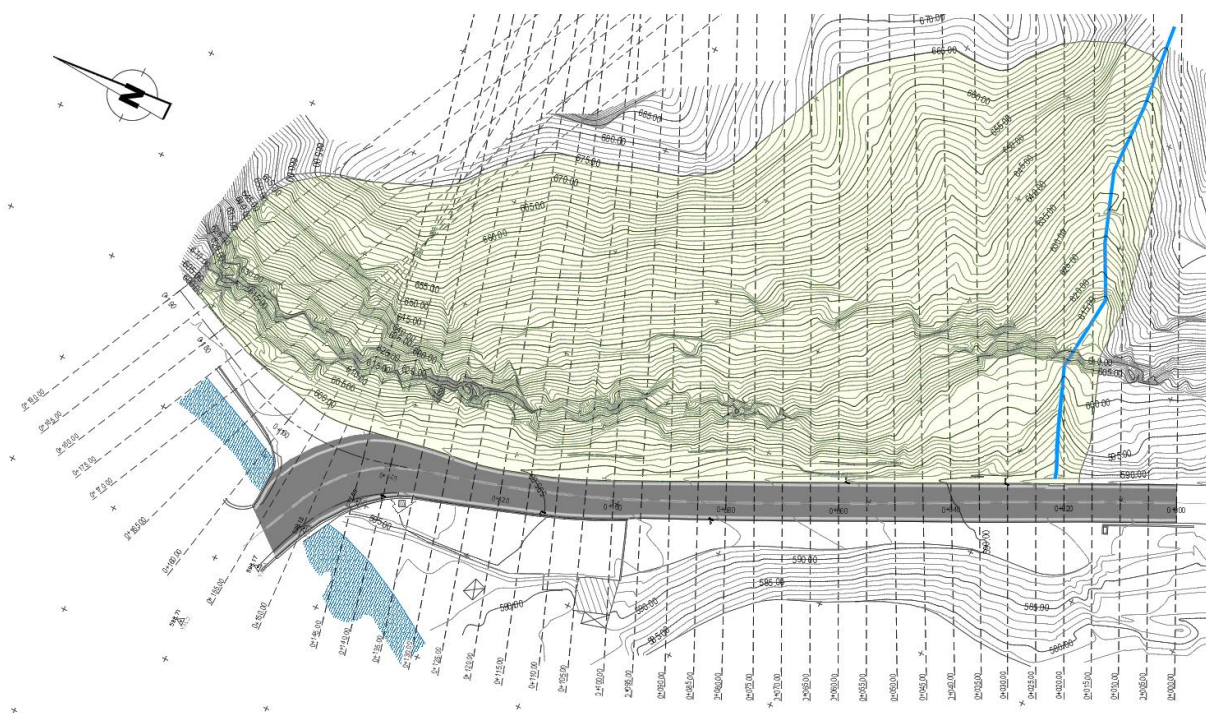


Figura 7.1 – Representação da área de pavimentação a realizar.

A estrutura de pavimento deverá estar em conformidade com a estrutura tipo utilizada pela DRE, cuja descrição se segue (**Figura 7.2**):

1. Camada de Desgaste em AC 14 Surf 35/50 (BB), com 5 cm de espessura, após compactação;
2. Rega de Colagem em emulsão catiónica de rotura rápida do tipo C 57 B 3 (ECR-1) à taxa de aplicação de 0,60 kg/m²;
3. Camada de Ligação em AC 20 Bin 35/50 (MBD), com 6 cm de espessura, após compactação;
4. Rega de Colagem em emulsão catiónica de rotura rápida do tipo C 57 B 3 (ECR-1) à taxa de aplicação de 0,80 kg/m²;
5. Camada de Base em AC 20 Base 35/50 (MB), por penetração, com 12 cm de espessura, após compactação;
6. Rega de Impregnação em emulsão betuminosa catiónica de rotura lenta do tipo C 40 B 4 (ECI) à taxa de aplicação de 1,0 kg/m² de betume residual;
7. Camada de Sub-Base em ABGE, com 20 cm de espessura, após compactação.

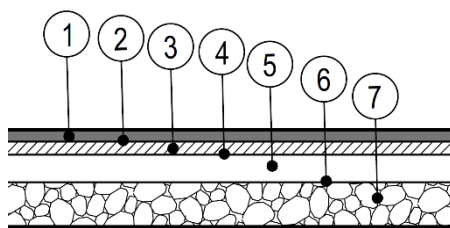


Figura 7.2 – Pormenor da estrutura de pavimento a adotar.

Deverá ser ainda reposta a sinalização horizontal do pavimento com as características geométricas das marcas rodoviárias:

- Linha branca descontínua com 0,12 m de largura e relação traço/espço 1/1 m (LBT 0,12; 1/1);
- Guias brancas contínuas com 0,12 m de largura.

8 DISPOSITIVOS DE OBSERVAÇÃO

Com vista à monitorização do comportamento dos taludes, procede-se, neste capítulo, à definição dos principais dispositivos de observação a implementar na sequência dos trabalhos de execução das soluções adotadas.

Neste sentido, preconizaram-se os seguintes dispositivos de observação:

- Alvos de pontaria – num total de 6, para monitorização dos deslocamentos horizontais e verticais dos taludes.
- Células de carga – num total de 2, para monitorização da variação do pré-esforço nas ancoragens;

O número e a localização dos dispositivos de observação poderão vir a ser alterados em função das situações encontradas durante os trabalhos.

A localização dos dispositivos representa-se, esquematicamente, nos **Desenhos 10**.

A frequência de leituras dos dispositivos de observação indica-se no **Quadro 8.1**.

Quadro 8.1 – Frequência de leituras dos dispositivos de observação.

Aparelho	Após a conclusão da obra	
	Ano 1	Anos seguintes
Alvos de pontaria	Mensal	Semestral
Células de carga	Mensal	Trimestral

As frequências das leituras poderão ser alteradas em função da magnitude ou variação das grandezas medidas ao longo do período de construção.

9 PRAZO DA EMPREITADA

O prazo de execução da empreitada é de **1 ano (trezentos e sessenta e cinco dias consecutivos)**, a contar da data da consignação. Este é considerado contínuo, nele estando incluídos os sábados, domingos e feriados.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O Talude do Colmeal na E.R. 107 interessa formações vulcânicas mio-pliocénicas do Grupo do Curral das Freiras, Serra de Água, Vale de S. Vicente e Vale da Boaventura, bem como escoadas lávicas pós-miocénicas. Na base do talude reconhecem-se sequências de tufos piroclásticos ritmadas (escuras e grosseiras intercaladas com outras finas e mais claras) dispostas em monoclinal com ligeiro pendor para Sul. O topo do talude é constituído por basaltos com disjunções prismáticas definidas por planos praticamente verticais.

Face à ocorrência de queda de blocos ou desprendimento das colunas prismáticas no maciço basáltico, e à ocorrência de erosão ou descalçamento dos blocos e/ou a existência de água nas discontinuidades e fissuras foram preconizadas medidas de suporte que compreendem uma rede pregada na zona do maciço basáltico e um revestimento com betão projetado, execução de drenos e rede pregada na base do talude, na zona dos tufos piroclásticos. Pontualmente, blocos de maiores dimensões serão estabilizados através de ancoragens em barra de aço de pré-esforço.

Em algumas zonas do maciço basáltico que se possam encontrar mais fraturadas foi preconizada a mesma solução adotada para os tufos piroclásticos, que consiste em pregagens, betão projetado e drenos.

As soluções preconizadas deverão ser adaptadas às condições geológico-geotécnicas realmente encontradas cuja avaliação deverá ser realizada após a execução das operações de limpeza e desmatagem da superfície do talude.

A linha de água interessada cerca do km 0+020 será também objeto de intervenção e estabilização, tendo sido preconizada a execução de uma passagem hidráulica sob a estrada regional e uma obra de dissipação de energia a jusante.