# Estabilidade de Vertentes nas Formações Vulcânicas da Ilha da Madeira

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Tony Jesus Ribeiro de Andrade**
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE da MADEIRA
www.uma.pt

Setembro | 2011

# Índice Geral

**Agradecimentos** ..... **II**
**Resumo** ..... **III**
**Abstract** ..... **IV**
**Palavras-chave** ..... **V**
**Índice de Texto** ..... **VI**
**Índice de quadros** ..... **IX**
**Índice de figuras** ..... **X**
**1 Introdução** ..... **1**
**2 Descrição dos maciços vulcânicos da Ilha da Madeira** ..... **2**
**3 Génese e evolução de vertentes na Ilha da Madeira** ..... **11**
**4 Revestimentos pregados e ancorados** ..... **23**
**5 Estabilidade de taludes** ..... **47**
**6 Intervenções em escarpas na Ilha da Madeira** ..... **76**
**7 Conclusões e recomendações** ..... **99**
**Referência bibliográficas** ..... **101**
**Anexos** ..... **104**

# Agradecimentos

Para a elaboração desta dissertação foram importantes o apoio e a ajuda de diversas pessoas e entidades que tudo fizeram para que o resultado deste trabalho fosse o melhor possível e que gostaria de agradecer de uma forma especial.

Ao meu orientador, o Engenheiro Mestre Bruno Valente, pela partilha do seu vasto conhecimento.

À professora Doutora Susana Prada, minha co-orientadora, por toda a disponibilidade e pela troca de opiniões, bem como por partilhar o seu enorme conhecimento na área da geologia.

À Secretaria Regional do Equipamento Social (SRES), pela informação e conhecimento partilhado fundamentais para enriquecer o trabalho.

Aos meus amigos e colegas, que sempre estiveram presentes e disponíveis para me ajudar ao longo dos últimos tempos.

À minha namorada, pelo apoio e paciência demonstrados durante o decorrer da tese.

Por último, mas mais importante, à minha família, principalmente aos meus pais pelo incansável apoio e paciência, se agora termino esta etapa muito devo a eles.

# Resumo

Esta dissertação pretende aprofundar o conhecimento da actual situação das vertentes da Ilha da Madeira, uma vez que tem sido um problema que muito tem afectado a ilha dado os inúmeros acidentes que ocorrem todos os anos principalmente na altura do inverno. A permanente instabilidade que muitas vertentes e escarpas da ilha da Madeira estão sujeitas, resultam da sua evolução geológica, com consequências por vezes trágicas, levam à necessidade de aprofundamento dos fenómenos envolvidos no processo evolutivo e à busca de soluções técnicas economicamente viáveis dentro do quadro de conhecimento do dimensionamento de taludes.

A Ilha da Madeira possui uma estratigrafia composta por três complexos vulcânicos, constituído cada um deles por várias unidades estratigráficas, o que a torna uma ilha heterogénea e anisotrópica no que à geologia diz respeito, sendo diversos os materiais que podemos encontrar na mesma vertente, mesmo possuindo dimensões não muito elevadas. Torna-se por isso essencial encontrar o método de estabilização que mais se adequa a cada um desses materiais.

Para além da variedade ao nível geológico, existem também uma série de movimentos de vertentes associados que ocorrem na Madeira, sendo a queda de rochas, aquele que mais se observa e que mais danos tem provocado ao longo dos últimos anos. É aqui que surge a importância da contenção executada através do recurso a pregagens e ancoragens, sendo as primeiras as mais utilizadas no processo de contenção das escarpas.

Uma vez identificado o principal movimento de vertente, a estabilidade global dos taludes raramente é posta em causa, ainda assim é feita a análise aos diversos métodos de análise estabilização onde se destacam os métodos das fatias principalmente o de Fellenius e o de Bishop.

Numa parte teórico-prática é feita a análise mais elaborada do talude do Caniçal e às escarpas do Lugar de Baixo e do Porto da Cruz, que apresentam processos construtivos diferentes: os dois últimos distinguem-se do primeiro pela execução de banquetas, ainda que as medidas adoptadas para a contenção dos materiais sejam semelhantes para todos.

# Abstract

This dissertation aims to increase the knowledge about the present situation of the Madeira Island slopes in terms of instability once that has been a problem affecting the island. Every year, especially in winter, many accidents related with this problem have occurred, accidents that could reach, occasionally, tragic proportions. This requires a search for a reliable and economic method that guarantees the slope stability.

Madeira Island has a stratigraphy divided in three different volcanic complexes. Each one consists of several stratigraphic units which gives a rare richness to the island, geologically speaking. That's why it's possible to find a number of different materials in one only slope, even in a small one. Therefore, it's important to find an appropriate stabilization method for each found material.

Besides the geological variety there are also soil movements and another frequent event in Madeira that from times to times provokes damages, fall. It was because of this phenomenon that arose the need of a more effective land containment using techniques like soil nails and ground anchors. Being the first technique most commonly used in escarpment containment.

Once identified the main slope movement, his global stability is rarely questioned, but still it should be analysed taking in consideration specific stabilization methods like method of slice, Fellenius or Bishop.

In the theoretical-practical part of this work was made a more elaborated analyse to one specific slope situated in Caniçal and to some escarpments in Lugar de Baixo and Porto da Cruz. In these particular cases were used two different constructive procedures, the escarpments with banquettes and the slope without. Concerning the adopted measures to contain released material they were similar in both cases.

## Palavras-chave

Vertente

Estabilidade

Pregagens

Geotecnia

Geologia

Madeira

## Key Words

Slope

Stability

Soil nails

Geotechnical

Geology

Madeira

# Índice de Texto

Agradecimentos ..... II
Resumo ..... III
Abstract ..... IV
Palavras-chave ..... V
Índice de Texto ..... VI
Índice de quadros ..... IX
Índice de figuras ..... X
1 Introdução ..... 1
2 Descrição dos maciços vulcânicos da Ilha da Madeira ..... 2
2.1 Enquadramento Geográfico da Região Autónoma da Madeira ..... 2
2.2 Enquadramento Geológico da Ilha da Madeira ..... 3
2.3 Relevos Principais ..... 6
2.3.1 O Maciço Central ..... 7
2.3.2 O Paul da Serra ..... 7
2.3.3 A Ponta de São Lourenço ..... 8
2.4 As Arribas ..... 8
2.5 Grandes Movimentos de Massa ..... 9
3 Génese e evolução de vertentes na Ilha da Madeira ..... 11
3.1 Definição de vertente ..... 11
3.2 Movimento de vertente ..... 12
3.2.1 Queda de fragmentos rochosos e desabamentos ..... 13
3.2.2 Tombamento ..... 15
3.2.3 Deslizamentos ..... 15
3.2.4 Expansão lateral ..... 17
3.2.5 Fluxos ..... 18
3.3 Relação entre os movimentos de massa e os complexos vulcânicos da ilha da Madeira ..... 22
4 Revestimentos pregados e ancorados ..... 23
4.1 Pregagem ..... 24
4.1.1 Vantagens e desvantagens da sua aplicação ..... 25
4.1.2 Tipos de pregagens ..... 25
4.1.3 Sistemas adicionais de suporte ..... 29
4.1.4 Processo de execução das pregagens ..... 30
4.1.5 Análise de Estabilidade ..... 33
4.1.6 Forças de Tracção nas Pregagens ..... 33

4.1.7 Dimensionamento ..... 34
4.2 Ancoragem ..... 35
4.2.1 Ancoragens activas e passivas ..... 36
4.2.2 Cabeça da ancoragem ..... 37
4.2.3 Execução de ancoragens ..... 37
4.2.4 Protecção contra a corrosão ..... 41
4.2.5 Verificações de segurança ..... 44
4.2.6 Dimensionamento experimental – Método de Bustamante ..... 44
4.2.7 Ensaios em ancoragens ..... 46
5 Estabilidade de taludes ..... 47
5.1 Equilíbrio de um bloco ..... 47
5.1.1 Acção do peso próprio ..... 48
5.1.2 Acção do peso próprio e água ..... 49
5.1.3 Acção do peso próprio, água e esforço externo (ancoragem) ..... 50
5.2 Métodos de cálculo da estabilidade de taludes ..... 50
5.2.1 Taludes infinitos ..... 50
5.2.2 Método de Taylor ..... 51
5.2.3 Método de Hoek e Bray ..... 54
5.2.4 Método das fatias – Método geral ..... 56
5.2.5 Método de Fellenius ..... 57
5.2.6 Método de Bishop simplificado ..... 61
5.2.7 Método de Bishop e Morgenstern ..... 62
5.2.8 Método das fatias de Spencer ..... 63
5.2.9 Método de Janbu ..... 64
5.3 Instrumentação em taludes ..... 68
5.3.1 Movimentos superfícies ..... 68
5.3.2 Medições de movimentos no interior de maciços ..... 69
5.4 Correcção de taludes ..... 70
5.4.1 Geometria do talude ..... 70
5.4.2 Drenagem ..... 71
5.4.3 Prevenção dos desmoronamentos ..... 72
6 Intervenções em escarpas na Ilha da Madeira ..... 76
6.1 Introdução ..... 76
6.2 Talude sobre a ribeira de Natal – Caniçal ..... 76
6.2.1 Introdução ..... 76
6.2.2 Enquadramento geológico ..... 78
6.2.3 Condicionamentos ..... 79
6.2.4 Ensaios de dureza de Schmidt ..... 80

6.2.5 Solução proposta ..... 81
6.2.6 Faseamento construtivo ..... 81
6.2.7 Verificação de segurança ..... 82
6.3 Escarpa sobranceira à marina do Lugar de Baixo ..... 84
6.3.1 Introdução ..... 84
6.3.2 Enquadramento geológico ..... 86
6.3.3 Obras de estabilização ..... 87
6.4 Talude na estrada da Maiata – Porto da Cruz ..... 92
6.4.1 Introdução ..... 92
6.4.2 Enquadramento ..... 94
6.4.3 Solução proposta ..... 96
6.5 Soluções verificadas e recomendadas ..... 96
7 Conclusões e recomendações ..... 99
Referência bibliográficas ..... 101
Anexos ..... 104
Anexo A – Métodos de estabilização (ábacos) ..... 105
Anexo B - Talude sobre a ribeira de Natal – Caniçal ..... 116
Anexo C - Escarpa sobranceira à marina do Lugar de Baixo ..... 129

# Índice de quadros

Quadro 1: Descrição das unidades estratigráficas ..... 5
Quadro 2: Causas da movimentação de maciços (Terzaghi, 1950). ..... 12
Quadro 3: Classificação dos movimentos (Varnes, 1978). ..... 12
Quadro 4: Classificação dos movimentos segundo a sua velocidade (Varnes, 1978) ..... 22
Quadro 5: Caractrísticas das pregagens. ..... 27
Quadro 6: Vantagens e desvantagens das pregagens. ..... 28
Quadro 7: Sistemas de protecção contra a corrosão de ancoragens provisórias. ..... 42
Quadro 8: Sistemas de protecção contra a corrosão de ancoragens definitivas. ..... 43
Quadro 9: Valor do coeficiente α para o cálculo do diâmetro médio de selagem de ancoragem (Retirado de Coelho, 1996). ..... 45
Quadro 10: Cálculo do factor de segurança através do método de Fellenius ..... 59
Quadro 11: Cálculo do factor de segurança através do método de Bishop ..... 60
Quadro 12: Métodos de análise de estabilidade de taludes. ..... 66
Quadro 13: Métodos de análise de estabilidade de taludes (continuação). ..... 67
Quadro 14: Controlo de movimentos superficiais (Adaptado de Coelho, 1996). ..... 68
Quadro 15: Tipos de ruptura e consequentes medidas de correcção. ..... 75
Quadro 16: Fases de execução do talude. ..... 90
Quadro 17: Obras de estabilidade de vertentes e soluções adoptadas. ..... 97

# Índice de figuras

Figura 1: Localização do arquipélago da Madeira (Autor desconhecido). ..... 2
Figura 2: Perfil da ilha da Madeira, segundo a direcção N-S, passando pelo Paul da Serra (Retirado de Prada, 2000). ..... 3
Figura 3: Perfil da ilha da Madeira, segundo a direcção W-E, mostrando os dois grandes maciços, o do Paul da Serra e o Central (Retirado de Prada, 2000). ..... 3
Figura 4: Distribuição hipsométrica da ilha da Madeira (Retirado da PRAM, 2002) ..... 6
Figura 5: Curral das Freiras (Foto de S. Prada) ..... 7
Figura 6: Paul da Serra (Foto do autor, 2010) ..... 8
Figura 7: Ponta de São Lourenço (Autor desconhecido). ..... 8
Figura 8: Cascata do Véu da Noiva - Porto Moniz (Foto do autor, 2008) ..... 9
Figura 9: Depósito do desabamento da arriba da Penha D'Águia (Foto de S. Prada) ..... 9
Figura 10: Quebrada do Barro - Arco de São Jorge (Retirada do Diário de Notícias 21-02-2011) ..... 10
Figura 11: Características geométricas de uma vertente, com a sua decomposição em segmentos e elementos (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987). ..... 11
Figura 12: Queda de blocos na marginal da Vila da Calheta (Foto do autor 03-02-2011). ..... 13
Figura 13: Desabamento no vale encaixado da Ribeira dos Socorridos (Autor desconhecido, 2007) ..... 13
Figura 14: Cones e talude de detritos (Retirado de Galopim de Carvalho, 1979). ..... 14
Figura 15: Formação de talude de detritos na Deserta Grande (Autor desconhecido) ..... 14
Figura 16: Filão basáltico susceptível de originar tombamentos (Foto S. Prada) ..... 15
Figura 17: Efeito dos escorregamentos em concha numa vertente (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987). ..... 16
Figura 18: Deslizamento do Jardim do Mar (Foto do autor 11-02-2011). ..... 16
Figura 19: Efeito dos escorregamentos translacional numa vertente. ..... 17
Figura 20: Efeito da espansão laetral numa vertente ..... 18
Figura 21: Fluxos de detritos no Laranjal (esquerda) e na Serra de Água (direita) (Fotos do DN 20-02-2010). ..... 18
Figura 22: a) Fluxos de terra; b) fluxos de detritos. ..... 19
Figura 23: Efeitos da reptação numa vertente (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987). ..... 20
Figura 24: Observação do efeito de creptação no Sítio dos Moledos - Ponta do Sol (Foto do autor 14-02-2011). ..... 20
Figura 25: Movimento de partículas gerado por expansão e contracção (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987). ..... 21
Figura 26: Perfil de velocidade de descida de material numa vertente por efeito de reptação (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987). ..... 21
Figura 27: Aplicação dos revestimentos pregados e ancorados: a) pregagens para estabilização de encostas; b) utilização de ancoragens à tracção em laje submetida a subpressão hidrostática; c) ancoragens em parede de suporte (Adaptado de Coelho, 1996). ..... 24
Figura 28: Pregagem típica amarrada mecanicamente (Retirado de Coelho, 1996). ..... 25
Figura 29: Pregagem injectada: a) com cimento; b) com resina (Adaptado de Coelho, 1996). . 26
Figura 30: Pregagem de cabo injectada (Retirado de Coelho, 1996) ..... 26
Figura 31: Pregagem amarrada por atrito: a) pregagem de meias canas tubulares; b) pregagem de tubo expandido (Adaptado de Coelho, 1996). ..... 27

Figura 32: Placas de superfície usuais e respectiva área de contacto (Retirado de Coelho, 1996). ..... 29
Figura 33: Malha tipo capoeira amarrada por pregagens (Retirado de Coelho, 1996). ..... 30
Figura 34: Pormenores da utilização de betão projectado (Retirado de Coelho, 1996)..... 30
Figura 35: Princípios para instalação e tensionamento de pregagens inteiramente injectadas usando macaco hidráulico (Retirado de Coelho, 1996). ..... 32
Figura 36: Instalação de pregagem de cabo em furo ascendente totalmente injectada (Retirado de Coelho, 1996). ..... 32
Figura 37: Força axial das ancoragens (FHWA A0-IF-03-017). ..... 34
Figura 38: Superfície potencial de ruptura (Retirado de Coelho 1996). ..... 34
Figura 39: Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem (Carvalho, 2004)..... 36
Figura 40: Comparação entre ancoragens passivas e activas (Retirado de Coelho, 1996)..... 36
Figura 41: Cabeça de ancoragem passiva (esquerda), activa (direita)..... 37
Figura 42: Principais tipos de ancoragens (Retirado de Coelho, 1996). ..... 38
Figura 43: Sequência das operações na ancoragem tipo 2 (Retirado de Coelho, 1996). ..... 39
Figura 44: Ensaio Lugeon: a) obturador simples; b) obturador duplo; c) obturador quádruplo. 40
Figura 45: Sistema de ensaio de pré-esforço. ..... 46
Figura 46: Estabilidade de taludes rochosos em função da altura e inclinação (Retirado de Saraiva, 1994). ..... 47
Figura 47: Altura crítica de taludes nos estados secos e saturado em função da altura, da inclinação das camadas e da compartimentação dos maciços (Retirado de Saraiva, 1994). ..... 48
Figura 48: Influência do peso próprio na estabilização de blocos ..... 48
Figura 49: Influência do peso próprio e da água na estabilização de blocos. ..... 49
Figura 50: Influência do peso próprio, da água e da ancoragem na estabilização de blocos. ..... 50
Figura 51: Talude infinito: forças actuantes numa fatia genérica. ..... 51
Figura 52: Geometria do talude definida por Taylor. ..... 52
Figura 53: Definição do parâmetro 1/N (Taylor 1948) ..... 52
Figura 54: Localização dos círculos de pé (β > 54°) (Taylor 1948) ..... 53
Figura 55: Ábaco de Taylor para o caso em que c ≠ 0 e Ø ≠ 0 ..... 54
Figura 56: Condições de fluxo: muito saturado à esquerda e completamente saturado à direita (Hoek and Bray, 1981). ..... 55
Figura 57: Sequência de utilização dos ábacos (Hoek e Bray, 1981). ..... 55
Figura 58: Aplicação do método das fatias a um talude e forças interfatias (Retirado de Saraiva, 1994). ..... 56
Figura 59: Geometria do talude ..... 58
Figura 60: Dimensões das fatias ..... 58
Figura 61: Método das fatias de Bishop e Morgenstern (Bishop e Morgenstern, 1960) ..... 62
Figura 62: Método das fatias de Spencer (Spencer, 1967). ..... 63
Figura 63: Convergência do Método de Spencer (Spencer, 1967). ..... 64
Figura 64: Parâmetros do método de Jambu Simplificado (Janbu, 1973). ..... 65
Figura 65: Inclinómetro. ..... 69
Figura 66: Extensómetro com três varas ..... 70
Figura 67: Execução de banquetas na contenção periférica do complexo da Peugeot – Funchal (Autor desconhecido) ..... 71
Figura 68: Vala drenante. ..... 71
Figura 69: Protecção com rede metálica no talude da Ribeira de Natal - Caniçal (Retirado da SRES). ..... 72
Figura 70: Rede retenção aplicada no talude da Ribeira de Natal - Caniçal (Retirado da SRES). 73
Figura 71: Pormenores da vedação vista de frente (Retirado de Saraiva, 1994) ..... 74
Figura 72: Perfil transversal de um ecrã metálico (Retirado de Saraiva, 1994). ..... 74
Figura 73: Aplicação de betão projectado no talude da Ribeira de Natal - Caniçal (Retirada da SRES). ..... 74

Figura 74: Localização geográfica do talude da ribeira de Natal. ..... 76
Figura 75: Vista geral do talude: a) 2006, b) 2009 (Retirado da SRES). ..... 77
Figura 76: Aspecto dos níveis de tufos (Retirado da SRES)). ..... 78
Figura 77: Aspecto dos níveis de brecha (o tipo litológico mais presente em talude (Retirado da SRES)). ..... 79
Figura 78: Aspecto do nível de basaltos (Retirado da SRES). ..... 79
Figura 79: Localização geográfica da escarpa do Lugar de Baixo. ..... 84
Figura 80: Pormenor das pregagens executadas. ..... 88
Figura 81: Pormenores da drenagem. ..... 89
Figura 82: Localização geográfica da escarpa do Porto da Cruz. ..... 92
Figura 83: Talude na estrada da Maiata – Porto da Cruz (Foto do autor 30-01-2011). ..... 93
Figura 84: Geometria final prevista. ..... 94
Figura 85: Vista de alçado. ..... 95
Figura 86: Vista aérea. ..... 95

# Simbologia

| Símbolo | Descrição |
|---|---|
| A | Área de superfície |
| b | Largura da faixa |
| B | Binário aplicado |
| c | Coesão |
| C | Constante de proporcionalidade |
| D | Diâmetro equivalente da barra |
| $D_d$ | Diâmetro de furação |
| $D_s$ | Diâmetro médio |
| $E_n$ | Forças horizontais totais que actuam nos lados das fatias |
| f | Coeficiente de atrito solo-armadura |
| FS | Factor de segurança |
| $F_0$ | Função do tipo de solo e é determinado graficamente |
| h, H | Altura de solo |
| l | Largura da base da fatia |
| $L_n$ | Comprimento da base da fatia |
| $L_s$ | Comprimento de amarração |
| $L_w$ | Distância entre o pé do talude e o ponto onde a linha freática |
| $M_\theta$ | Parâmetro definido em função da geometria e determinado graficamente para cada fatia em função da inclinação da base |
| N | Força normal; factor de estabilidade |
| p | Perímetro da armadura |
| R | Raio de uma superfície de deslizamento circular |
| S | Força tangencial |
| $S_m$ | Resistência de corte mobilizada |
| T | Tensão na pregagem/ancoragem |
| U | Pressão intersticial da água na base |
| V | Pressão da água nas aberturas |
| $W_n$ | Massa total da fatia |
| $X_n$ | Forças de corte verticais que actuam nos lados das fatias |
| $Z_n$ | Força interfatias |

| | |
|---|---|
| $\alpha$ | Coeficiente de redução |
| $\beta$ | Ângulo entre a ancoragem e a superfície do talude |
| $\gamma$ | Peso volúmico do solo |
| $\theta$ | Ângulo de uma superfície de cedência com a horizontal |
| $\sigma_n$ | Tensão normal |
| $\tau$ | Tensão tangencial |
| Ø | Ângulo de atrito interno do solo |
| $\psi$ | Inclinação do talude |

# 1 Introdução

Na ilha da Madeira todos os anos, devido à erosão que as vertentes estão sujeitas, principalmente devido à chuva, ocorrem inúmeros problemas relacionados com a estabilidade de vertentes e que em geral culminam com a queda ou desmoronamento de blocos - o movimento de vertente mais frequente ao longo da ilha. É então devido a estes acontecimentos que surge a vontade e oportunidade de realizar esta dissertação com o tema "Estabilidade de Vertentes nas Formações Vulcânicas da Ilha da Madeira".

Com este trabalho pretende-se abordar diferentes métodos de estabilização dos taludes, bem como as técnicas utilizadas para a estabilização dos mesmos e ajustá-las, da melhor maneira possível, à realidade da região pois sendo uma ilha de origem vulcânica, a heterogeneidade dos materiais e a orografia assim o exige.

No capítulo 2 é feita uma breve descrição dos maciços vulcânicos do arquipélago da Madeira através da análise das unidades estratigráficas existentes. Neste capítulo consta, ainda, informação acerca dos principais relevos que constituem a Madeira fazendo referência, de uma forma sucinta, a alguns movimentos de massa que ocorreram na região.

O capítulo 3 descreve a evolução das vertentes na ilha, fazendo a caracterização dos diversos movimentos ocorridos de modo a poder identificar a tipologia mais frequente na Madeira e que maiores danos provocam.

O capítulo 4 aborda os revestimentos pregados e ancorados, tendo estes um papel importante na estabilização das vertentes. É feita uma distinção entre as pregagens e as ancoragens, referindo os diferentes tipos, vantagens e desvantagens mencionando também os processos de execução e de dimensionamento de ambas. Neste capítulo é descrito alguns processos de protecção contra a corrosão de ancoragens.

No capítulo 5 é feita a estabilidade de taludes analisando diferentes métodos de cálculo de estabilidade tentando perceber qual o que mais se adequa aos taludes da ilha da Madeira, ainda que raramente seja posta em causa a estabilidade global dos taludes uma vez que os maiores problemas se prendem com quedas e desabamentos de rochas. De destacar ainda neste capítulo a instrumentação e as medidas de correcção utilizadas em taludes.

Finalmente o capítulo 6 analisa as intervenções efectuadas em taludes e escarpas na ilha da Madeira, sendo que três dessas intervenções são alvo de um estudo mais profundo, onde é feita a análise das soluções adoptadas para a estabilização de acordo com os materiais encontrados. Ainda neste capítulo surge a referência a outras intervenções executadas bem como a algumas que se encontram em execução.

# 2 Descrição dos maciços vulcânicos da Ilha da Madeira

## 2.1 Enquadramento Geográfico da Região Autónoma da Madeira

O arquipélago da Madeira fica situado no Oceano Atlântico, a Sudoeste da Península Ibérica, aproximadamente entre as latitudes 30º01'N e 33º08'N e as longitudes 15º51'W e 17º16'W de Greenwich. O Arquipélago apresenta uma área total de aproximadamente 797 km² e é formado pela ilha da Madeira com 736 km², que apresenta uma forma geral alongada, com um comprimento de cerca de 58 km segundo a direcção E - W e uma largura máxima de 23 km segundo a direcção N - S (Ribeiro, 1985). A ilha do Porto Santo com 42 km$^2$, situa-se no extremo NE do arquipélago, sendo, por isso, a mais próxima dos Continentes Europeu e Africano.

**Figura 1: Localização do arquipélago da Madeira (Autor desconhecido).**

Compõem este Arquipélago, ainda, dois grupos de ilhas desabitadas, as Desertas e as Selvagens, que constituem reservas naturais do mesmo (Figura 1). As primeiras, ocupam uma área de 14,2 km² e compreendem os ilhéus da Deserta Grande, do Bugio e do Chão. As segundas, com uma área de 3,6 km², compreendem os ilhéus da Selvagem Grande, da Selvagem Pequena e do ilhéu de Fora. No seu conjunto, constituem um "arquipélago" individualizado, situando-se 250 km a SE da extremidade Leste da Ilha da Madeira.
O arquipélago ocupa uma posição central no Atlântico Oriental, onde, conjuntamente com os arquipélagos dos Açores, Canárias e Cabo Verde, constitui a área biogeográfica denominada Macaronésia.

De acordo com (Prada, 2000) a ilha da Madeira é formada por um maciço vulcânico com mais de 5 km de altura, com um volume total de $9{,}2\text{x}10^3$ km$^3$, edificado no seio da placa africana, numa vasta planície submarina, sendo que, apenas cerca de 1/3 da sua altura se encontra emerso, o que corresponde a 4,2% do volume total do edifício vulcânico, ou seja, $0{,}42\text{x}10^{-3}$ km$^3$ (Figura 2 e Figura 3).

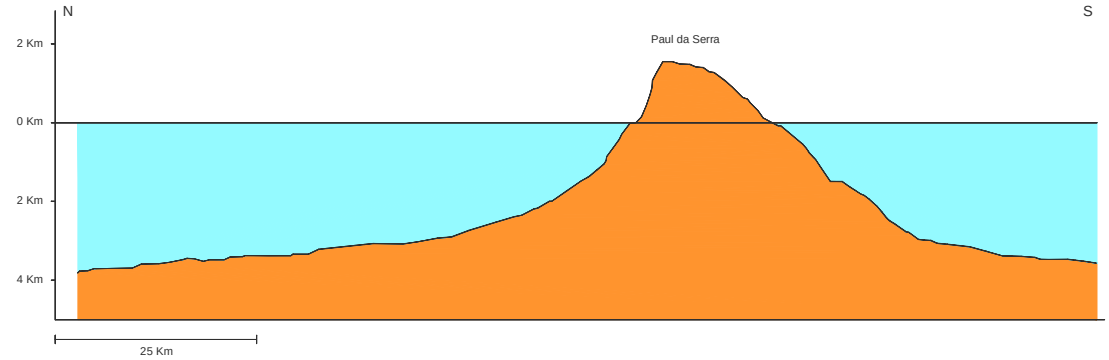



**Figura 2: Perfil da ilha da Madeira, segundo a direcção N-S, passando pelo Paul da Serra (Retirado de Prada, 2000).**

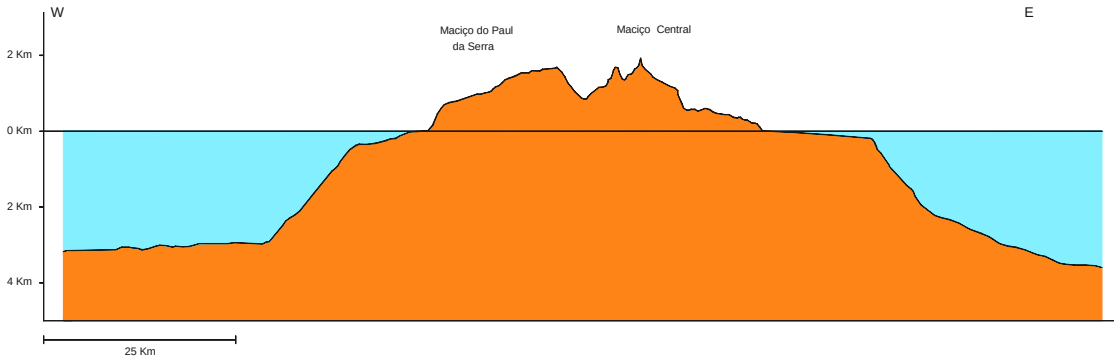



**Figura 3: Perfil da ilha da Madeira, segundo a direcção W-E, mostrando os dois grandes maciços, o do Paul da Serra e o Central (Retirado de Prada, 2000).**

## 2.2 Enquadramento Geológico da Ilha da Madeira

A Ilha da Madeira é um vulcão escudo de idade Mio-holocénica, relacionado com vulcanismo intraplaca, de natureza basáltica, situada na placa africana em ambiente oceânico e num contexto de placa de movimentação lenta. Considera-se que o vulcanismo se encontra adormecido, não só devido ao facto de a última erupção ter acontecido há pouco tempo, mas também devido à presença de manifestações de vulcanismo secundário tais como, as águas termais e a libertação persistente de dióxido de carbono encontradas durante as perfurações dos túneis da Encumeada, dos Tornos e da galeria da Fajã da Ama (Prada, 2000). A sua edificação ocorreu durante três grandes períodos eruptivos, por intensa actividade vulcânica fissural, separados por longos períodos de actividade muito atenuada ou de inactividade.

Segundo Brum da Silveira, *et al.* (2008), a parte emersa da ilha Madeira é composta por três complexos vulcânicos, constituídos cada um deles por distintas unidades estratigráficas, aos quais se seguem os depósitos recentes não vulcânicos. Descritos da base para o topo, foram definidos os seguintes complexos vulcânicos e correspondentes unidades estratigráficas:

- ❖ Complexo Vulcânico Inferior (CVI > 5,57Ma)
  - Unidade de Porto da Cruz (CVI1)
  - Unidade dos Lameiros (CVI2)
- ❖ Complexo Vulcânico Intermédio (CVM entre 5,57 e 1,8Ma)
  - Unidade da Encumeada (CVM1)
  - Unidade da Penha d'Águia (CVM2)
  - Unidade do Curral das Freiras (CVM3)

- ❖ Complexo Vulcânico Superior (CVS entre 1,8 e 0,006Ma)
  - Unidade dos Lombos (CVS1)
  - Unidade do Funchal (CVS2)

***Complexo Vulcânico Inferior (CVI)***

- **Unidade de Porto da Cruz (CVI1) –** É a mais antiga e aflora apenas em duas regiões, no Porto da Cruz desde o litoral até à cota 390 m, e no interior do vale de São Vicente, entre os 70 m e os 700 m de altitude. É constituída por rochas extremamente alteradas, de possível origem hidromagmática.

- **Unidade dos Lameiros (CVI2) –** É constituída por rochas sedimentares marinhas, carbonatadas, que aflora num único local da ilha da Madeira, no vale de São Vicente, próximo do sítio dos Lameiros.

***Complexo Vulcânico Intermédio (CVM)***

- **Unidade da Encumeada (CVM1) –** Primeira etapa de construção do vulcão escudo em ambiente subaéreo, aflora em grande parte na região da Encumeada, situada nas áreas de cabeceira da Ribeira de Serra de Água e da Ribeira de São Vicente, entre 160 m e 970 m de altitude. De destacar também os afloramentos na vertente ocidental da depressão do Curral das Freiras que atingem os 1100 m de altitude, na área montante do vale de Boaventura e Ribeira do Faial, nas arribas da região do Faial, na região do Porto da Cruz e Ponta se São Lourenço.

- **Unidade da Penha d'Águia (CVM2) –** Esta unidade contribui com o volume principal do edifício subáereo da Madeira. Aflora em quase toda a extensão da costa norte e na parte inferior dos vales mais profundos. Intercalados nos materiais vulcânicos do CVM2 ocorrem, frequentemente, espessos depósitos sedimentares essencialmente conglomeráticos.

- **Unidade do Curral das Freiras (CVM3) –** Aflora em quase toda a extensão da costa ocidental, numa parte das arribas do litoral norte e na parte superior das encostas dos vales mais profundos do interior da ilha. São visíveis abundantes intercalações sedimentares no seio do empilhamento vulcânico.

***Complexo Vulcânico Superior (CVS)***

- **Unidade dos Lombos (CVS1) –** A denominação atribuída a esta unidade não tem uma conotação geográfica local, mas sim um significado geomorfológico de âmbito regional. Materializa o período em que a actividade terá revestido, quase totalmente, o edifício vulcânico insular. Após esta época a ilha apresentava a forma de um vulcão regular, nas regiões mais elevadas apresentava uma morfologia plana ou suavemente inclinada, posteriormente ocorreu uma fase erosiva criando a maior parte dos vales actuais.

- **Unidade do Funchal (CVS2) –** Encontra-se principalmente na região do Funchal, mas aflora um pouco por toda a ilha. Os materiais desta unidade apresentam-se em geral frescos, embora localmente possam estar muito alterados e apresentar disjunção esferoidal bem desenvolvida. A unidade engloba também algumas erupções que ocorreram em ambiente submarino litoral, originado cones surtseianos como por exemplo o ilhéu Mole no Porto Moniz.

***Depósitos recentes não vulcânicos***

Para além dos depósitos sedimentares associados às sequências vulcânicas, anteriormente descritas, ocorrem depósitos de sedimentos de idade plistocénica e holocénica. Trata-se de aluviões (a), depósitos de vertentes (dv), cascalheiras e areias de praia (cap), depósitos de movimentos de massa (dm), depositos lahar (la), entre os mais importantes.

O Quadro 1 estabelece relação das várias unidades estratigráficas com os seus principais produtos vulcânicos.

**Quadro 1: Descrição das unidades estratigráficas**

| **Unidades Estratigráficas** | | **Produtos** | **Data [Ma]** |
|---|---|---|---|
| *Depósitos recentes não vulcânicos* | | Aluviões, depósitos de vertentes, cascalheiras e areias de praia, depósitos de movimentos de massa, depositos lahar; | <1,6Ma |
| *Complexo Vulcânico Superior-CVS* | Unidade do Funchal-CVS2 | Essencialmente rochas basálticas em geral bem conservadas e alguns piroclastos de natureza traquítica; | 0,006 a 0,007 |
| | Unidade dos Lombos-CVS1 | Rochas basálticas com grau de alteração variável; | 1,8 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| *Complexo Vulcânico Intermédio-CVM* | Unidade do Curral das Freiras-CVM3 | Rochas pouco alteradas, representadas por empilhamentos derrames basálticos e/ou empilhamentos de numerosas escoadas finas; | 1,8 a 5,57 |
| | Unidade da Penha d´Águia-CVM2 | Rochas geralmente alteradas, representadas por empilhamentos de finas escoadas basálticas; | |
| | Unidade da Encumeada-CVM1 | Rochas geralmente bastante alteradas sendo muito frequentes os materiais piroclásticos consolidados; | |
| *Complexo Vulcânico Inferior-CVI* | Unidade dos Lameiros-CVI2 | Sequência de depósitos carbonatados marinhos de baixa profundidade; | > 5,57 |
| | Unidade do Porto da Cruz-CVI1 | Rochas profundamente alteradas, fortemente argilitizadas; | |

## 2.3 Relevos Principais

Apesar de pequena, a ilha da Madeira apresenta um relevo muito acentuado, com vales profundos, gargantas estreitas, numerosos precipícios e arribas altas, resultantes pela constante acção de agentes erosivos como o vento, a chuva e o mar e com cerca de ¼ da sua superfície acima dos 1000 metros de altitude e declives elevados. Cerca de 65% da superfície da ilha tem declives superiores a 25%, 23 % tem declives entre 25% e 16% e, apenas 12% da área total, o que corresponde a 85 km$^2$, tem declives inferiores a 16%. As áreas planas, ou relativamente planas, são escassas (Prada, 2000). Existem dois relevos principais, o Maciço Central e o Paul da Serra.
Na Figura 4 podemos ver como a hipsometria da ilha se encontra distribuída, verificando-se que na parte Sul da ilha o relevo é mais suave aumentando para o centro da ilha, já na parte Norte esse aumento dá-se de uma forma mais acentuada.

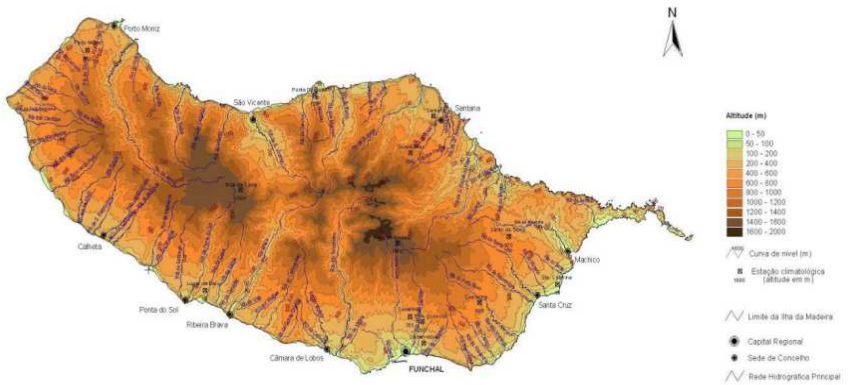



**Figura 4: Distribuição hipsométrica da ilha da Madeira (Retirado da PRAM, 2002)**

### 2.3.1 O Maciço Central

O Maciço Central situa-se na metade Este da ilha, nele encontram-se as maiores altitudes, sendo composto por uma série de picos, destacando-se naturalmente entre eles o pico mais alto da ilha, o Pico Ruivo de Santana, com 1862 m.
A par destes impotentes picos, situam-se enormes e profundas depressões, as cabeceiras dos vales, talhadas em zonas anteriormente ocupadas por piroclastos e escoadas muito alteradas, constituindo belíssimos exemplos de erosão diferencial.
A mais importante e espectacular depressão, com paredes verticais de cerca de 600 m de altura, é a do Curral das Freiras, cabeceira da Ribeira dos Socorridos (Figura 5).

**Figura 5: Curral das Freiras (Foto de S. Prada)**

### 2.3.2 O Paul da Serra

Encontra-se separado do Maciço Central pelos profundos vales da Ribeira Brava, a sul, e São Vicente, a norte.
Com cerca de 16 km de comprimento, por 6 km de largura máxima, é, actualmente, o mais extenso retalho de uma zona planáltica estrutural mais vasta, que cobria grande parte da ilha.
O planalto, com uma área total de 25 $km^2$ desenvolve-se, na sua parte mais ampla, entre as contas 1400 m e os 1500 m, formando o chão do Paul (Figura 6).
Como consequência da intempérie sobre a vertente norte, a velocidade de recuo dos escarpados é maior, sendo estes mais abruptos, elevados e contínuos do que os do lado sul (Prada, 2000).

**Figura 6: Paul da Serra (Foto do autor, 2010)**

### 2.3.3 A Ponta de São Lourenço

A ponta de São Lourenço representa a extremidade leste do Maciço Central e corresponde a uma estreita e irregular península encurvada que a erosão marinha está a destruir intensamente
Morfologicamente distingue-se do resto da ilha pelo seu relevo suave e baixa altitude média, razão pela qual existe uma fraca pluviosidade naquele local e, consequentemente, pouca vegetação, contrastando com o resto da ilha (Figura 7).

**Figura 7: Ponta de São Lourenço (Autor desconhecido).**

## 2.4 As Arribas

Quase toda a costa da ilha da Madeira é uma sucessão de arribas abruptas, atingindo a altura máxima no Cabo Girão com 580 m. Esta linha de arribas é interrompida no anfiteatro do Funchal, na baía de Machico e, de resto, praticamente, apenas pela foz das ribeiras mais caudalosas.

Na costa norte algumas ribeiras encontram-se suspensas, e as águas caem em cascata no mar. Isto mostra que o recuo das arribas é mais rápido do que o encaixe dos vales (Figura 8).

**Figura 8: Cascata do Véu da Noiva - Porto Moniz (Foto do autor, 2008)**

## 2.5 Grandes Movimentos de Massa

A estrutura geológica e a geomorfologia da Ilha da Madeira encontram-se marcadas por numerosas evidências de movimentos de massa de dimensão variada, atingindo valores na ordem dos quilómetros cúbicos de material rochoso. Os mais volumosos são anteriores ao povoamento, entre estes destaca-se o Deslizamento do Porto da Cruz (Geldmacher *et al*, 2000).
Outros eventos ocorreram já no período histórico em locais variados da Ilha da Madeira, principalmente na vertente setentrional da ilha. O desabamento da arriba da Penha D'Águia, situada na costa norte, ocorreu durante a noite de 1 de Fevereiro de 1992, provocando um forte abalo telúrico. O depósito do desabamento atingiu um volume aproximado de 1 800 000 $m^3$, Figura 9.

**Figura 9: Depósito do desabamento da arriba da Penha D'Águia (Foto de S. Prada)**

Este acontecimento deveu-se a erosão do sopé da arriba ficando sem suporte, em consola, e também graças a meteorização do talude com a consequente alteração das rochas, tudo isto ligado ainda às intensas precipitações que se verificavam (Rodrigues, 2005).
Passado pouco mais de um ano, em Março de 1993 ocorreu no mesmo local novo desabamento, desta vez com menor volume de material.

Outro exemplo histórico destes movimentos, de que existe descrição minuciosa (Silva & Menezes, 1945 *in* Rodrigues, 2005), ocorreu a 20 de Abril 1689 no Arco de S.Jorge, denominado de escorregamento rotacional do Arco Pequeno. Este teve lugar durante a noite, de acordo com testemunhas, e ocorreu de uma maneira lenta não provocando danos nas casas que nele se encontravam. O movimento atingiu as centenas de metros, tendo parte dele entrado pelo mar dentro.

O mais recente movimento de massa, um deslizamento rotacional, deu-se durante a noite de 29 para 30 de Janeiro de 2011, numa arriba situada no Arco de São Jorge (Quebrada do Barro, Figura 10), num depósito de massa mais antigo, tendo originado uma fajã com cerca de 20 000 $m^2$.

**Figura 10: Quebrada do Barro - Arco de São Jorge (Retirada do Diário de Notícias 21-02-2011)**

# 3 Génese e evolução de vertentes na Ilha da Madeira

## 3.1 Definição de vertente

O relevo é formado, em grande parte por vertentes. Estas correspondem a uma parcela da superfície do terreno que se caracteriza por uma descida contínua de cotas desde o topo até a base, traduzindo-se assim num desnível (Cabral, 1998).
Para descrever uma vertente é necessário ter em consideração diversas características geométricas:

- Os limites superior e inferior, são os pontos onde o declive é nulo;
- O perfil, corresponde à forma da vertente observada segundo um plano vertical perpendicular às curvas de nível;
- O comprimento, é a distância medida na horizontal desde a base até ao topo da vertente;
- A altura, consiste na distância vertical entre a base e o topo.

O perfil das vertentes pode decompor-se em dois tipos básicos de unidades, como refere (Cabral, 1998) (Figura 11).

- Os segmentos, que consistem em sectores das vertentes ao longo dos quais a inclinação permanece constante;
- Os elementos, consistem em sectores das vertentes ao longo dos quais a inclinação varia constantemente, estes podem ser côncavos (concavidade voltada para cima) ou convexos (concavidade voltada para baixo).

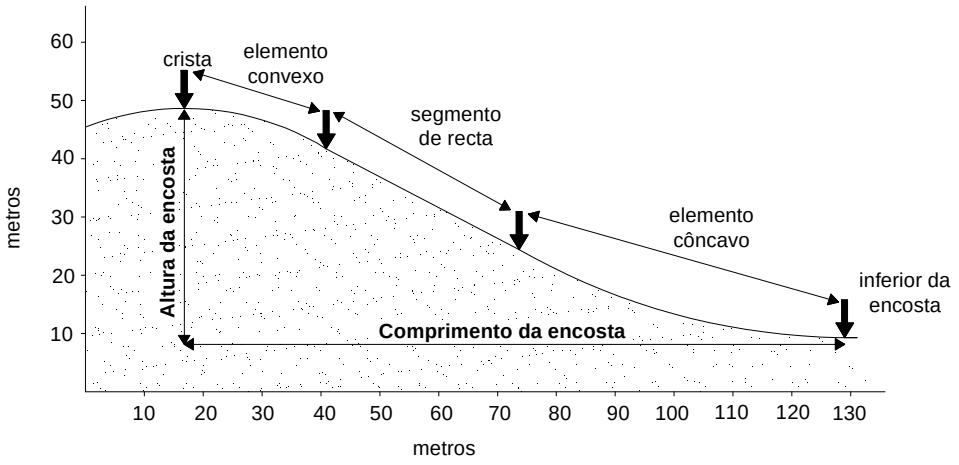



**Figura 11: Características geométricas de uma vertente, com a sua decomposição em segmentos e elementos (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987).**

No relevo é habitual encontrarmos vertentes de perfil regular, estas são compostas normalmente por um elemento superior convexo, um segmento intermédio rectilíneo e um elemento inferior côncavo, formando assim vertentes convexo-côncavas. Estas encontram-se com maior abundância em áreas onde as formas do relevo tiveram tempo para evoluir, isto é, em áreas onde a erosão vertical dos vales não os aprofundou demasiado depressa.

## 3.2 Movimento de vertente

As zonas de vertente são locais de desnível da topografia terrestre. Podem possuir maior ou menor declive e estão muito expostas à acção intensa e rápida dos fenómenos erosivos. Devido às suas características, nestas zonas é frequente a ocorrência de movimentos descendentes de materiais do solo ou de materiais rochosos.

Antes de avançarmos no estudo do desenvolvimento e evolução das vertentes é necessário identificar quais as causas que provocam a movimentação dos maciços. Assim sendo, podemos então referir a força da gravidade, a inclinação topográfica e a presença de água como principais factores que condicionam a natureza dos movimentos dos materiais nas vertentes, como demonstra o Quadro 2 (Terzaghi, 1950).

**Quadro 2: Causas da movimentação de maciços (Terzaghi, 1950).**

| CAUSAS EXTERNAS | CAUSAS INTERNAS |
|---|---|
| • Modificações na geometria (remoção no sopé, erosão, escavação artificial)<br>• Alívio de tensões (erosão, incisão, escavação artificial)<br>• Sobrecarga (acréscimo de material, incremento da altura)<br>• Choques e vibrações (liquefacção, fluidificação, lubrificação por ar)<br>• Descida do nível de água<br>• Modificações no regime hidrológico | • Ruptura progressiva<br>• Alteração<br>• Erosão por dissipação (clima, forma e inclinação do talude, litologia e estrutura) |

Existem inúmeras classificações de movimentos gravitacionais de massa. Uma das mais utilizadas a nível mundial e considerada a oficial da *Internacional Association of Engineering Geology* (IAEG) é a proposta por Varnes (1978) mostrada no Quadro 3.

**Quadro 3: Classificação dos movimentos (Varnes, 1978).**

| TIPO DE MOVIMENTO | | TIPO DE MATERIAL | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Solo | | Rocha |
| | | Predom. fino | Predom. grosso | |
| **Quedas (*falls*)** | | de terra | de detritos | de rocha |
| **Tombamentos (*topples*)** | | de terra | de detritos | de rocha |
| **Deslizamentos (*slides*)** | **Rotacional** | Abatimento de terra | Abatimento de detritos | Abatimento de rocha |
| | **Translacional** | Desliz. blocos de terra | Desliz. blocos de detritos | Desliz. blocos de rocha |
| **Expansões laterais (*lateral spreads*)** | | de terra | de detritos | de rocha |
| **Fluxos (*flows*)** | | de terra | de detritos | de rocha |

### 3.2.1 Queda de fragmentos rochosos e desabamentos

Segundo Varnes (1978) a queda é definida como sendo a deslocação de solo ou rocha a partir de uma vertente, ao longo de uma superfície onde os movimentos tangenciais são nulos ou reduzidos. O material desloca-se predominantemente pelo ar, impulsionados pela força da gravidade e que se limitam em geral a vertentes inclinadas cerca de 70° a 90°, superior ao ângulo máximo de repouso de detritos rochosos que é de 45°. Este movimento de vertente é caracterizado por uma velocidade rápida a muito rápida. No entanto, excepto quando a massa deslocada foi escavada, a queda será precedida por pequenos movimentos de deslizamento e tombamento que separam o material deslocado da massa não perturbada.
Na sua maioria, as quedas são constituídas por blocos que se desprendem individualmente da parede rochosa, escoadas ou filões que apresentam disjunção em blocos ou em colunas, o que favorece a sua desagregação e consequentemente a queda (Figura 12).
Este tipo de movimento é dos mais verificados na Ilha da Madeira e ocorre um pouco por toda a ilha em taludes naturais ou de influência antrópica.
Se ocorrer a queda simultânea de numerosos blocos rochosos temos então os desabamentos (Figura 13). Embora sejam menos frequentes, estes desabamentos podem ter consequências catastróficas.

**Figura 12: Queda de blocos na marginal da Vila da Calheta (Foto do autor 03-02-2011).**

**Figura 13: Desabamento no vale encaixado da Ribeira dos Socorridos (Autor desconhecido, 2007)**

Apenas a força da gravidade não é suficiente para originar a queda, é então necessária a intervenção de outros factores, como a chuva.
Na Madeira os desabamentos ocorrem na sua maioria durante o período de maior pluviosidade, devido a pressão que a água exerce sobre as continuidades mecânicas, reduzindo assim as tensões normais efectivas.

Os detritos resultantes da queda de fragmentos de rocha e de desabamentos, após caírem pela vertente acumulam-se na sua base formando assim os depósitos de sopé ou coluviões.
Este material acumulado pode encontrar-se em grupos individuais na desembocadura de corredores pelos quais se deslocou ao longo da vertente, dando origem assim aos cones de detritos. O material acumulado pode formar também taludes de detritos contínuos ao longo do sopé da vertente (Figura 14 e Figura 15).

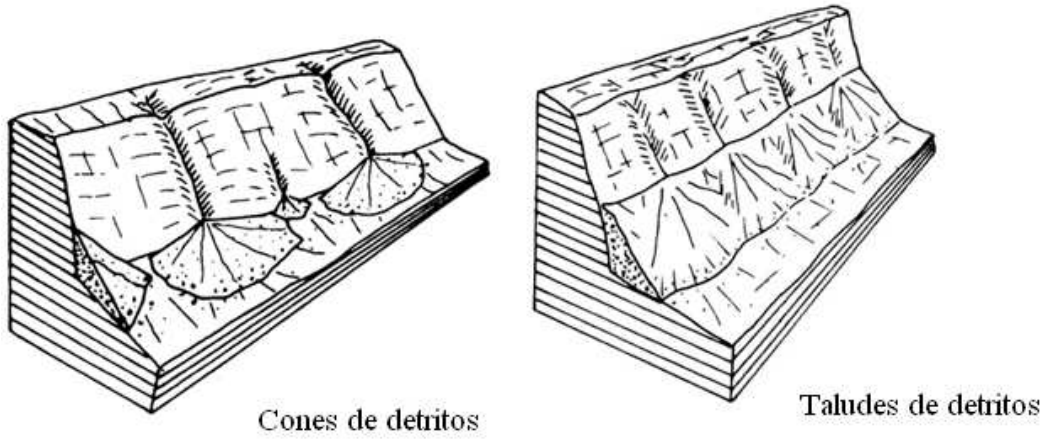



**Figura 14: Cones e talude de detritos (Retirado de Galopim de Carvalho, 1979).**

**Figura 15: Formação de talude de detritos na Deserta Grande (Autor desconhecido)**

### 3.2.2 Tombamento

O tombamento, de acordo com (Varnes, 1978), caracteriza-se por uma rotação de uma massa de solo ou rocha, a partir de um ponto ou eixo situado abaixo do centro de gravidade da massa afectada. Este tipo de movimento por vezes, é conduzido pela acção das forças laterais exercidas por unidades adjacentes ou por fluidos, como a água, presentes em diáclases e fracturas. O tombamento é frequente em massas rochosas com descontinuidades inclinadas de modo contrário ao declive. O desenvolvimento deste processo pode ser extremamente lento a extremamente rápido e pode evoluir para desabamento ou deslizamento, dependendo da geometria da massa movimentada, da geometria da superfície da falha e da orientação e extensão das descontinuidades cinéticas activas (Varnes, 1978), Figura 16.

**Figura 16: Filão basáltico susceptível de originar tombamentos (Foto S. Prada)**

### 3.2.3 Deslizamentos

Os deslizamentos de terreno caracterizam-se por movimentos em massa rápidos em que praticamente todo o volume a deslocar se concentra numa superfície basal de deslizamento, que separa essa massa em movimento, pouco deformada, do material estável subjacente.
Este tipo de movimento começa normalmente por apresentar alguns sinais que indicam que o processo está em curso. Apresentam, frequentemente, estrias ao longo do plano de ruptura e nos flancos, indicadoras da direcção da deslocação (Varnes, 1978).
Os deslizamentos, dependendo da natureza do substrato rochoso e do rególito implicados, poderão apresentar diversas formas:

- Deslizamentos em concha ou rotacionais;
- Deslizamentos em prancha ou translacionais.

.

## ***Deslizamentos rotacionais***

Consiste na rotação de rocha ou rególito ao longo de uma superfície côncava, podendo afectar um bloco único ou grande complexo de blocos. A superfície superior de cada bloco fica, frequentemente, pouco perturbada (Figura 17).
Mais frequentemente este tipo de movimentação afecta materiais não consolidados ou pouco consolidados. Deixam geralmente cicatrizes arqueadas e/ou depressões na vertente e podem ser induzidos por mecanismos variados, mas os mais comuns são as precipitações elevadas, as cheias e os sismos (Figura 18). Varnes, (1978) refere que quando existe água em abundância, a área de acumulação do deslizamento rotacional, normalmente muito fissurada, pode ser alvo de processos de escoada ou de fluxo.

No litoral, uma causa frequente destes movimentos rotacionais é a erosão marinha da base das vertentes costeiras, designadamente das arribas. Ficando sem suporte na base, a vertente colapsa, muitas vezes através de movimentos rotacionais. Nestes casos o escarpado (arriba) recua significativamente, e na base ficam os materiais da frente da rotação que progressivamente vão sendo erodidos pelas ondas.
Quando estes movimentos se verificam em vertentes fluviais, se são de grande amplitude podem mesmo provocar a deslocação do leito do rio ou ribeira que, impedida de utilizar o seu curso (devido aos materiais movimentados), rompe pelo caminho mais fácil que, regra geral, é a frente da movimentação.

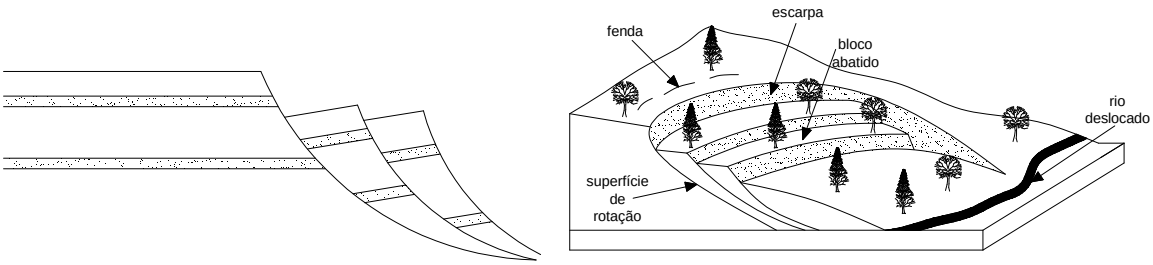



**Figura 17: Efeito dos escorregamentos em concha numa vertente (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987).**

**Figura 18: Deslizamento do Jardim do Mar (Foto do autor 11-02-2011).**

***Deslizamentos translacionais***

Também designados por movimentações translacionais, neste tipo de cedência verifica-se o deslizamento mais ou menos rápido de rocha ou de detritos ao longo de um plano pré-existente (em geral planos de estratificação, foliação, diaclases, etc.).
Diferem das movimentações rotacionais principalmente pelo facto da superfície de deslocamento não ser encurvada mas sim plana (Figura 19).
Segundo Varnes, (1978) estes deslizamentos são típicos de meios anisotrópicos e apresentam usualmente um claro controlo estrutural: o plano de ruptura desenvolve-se ao longo de superfícies de fraqueza marcadas por uma resistência ao corte reduzida, como é o caso de falhas, planos de estratificação, diáclases, ou o contacto entre uma cobertura detrítica e o substrato rochoso.

A maior parte dos deslizamentos ocorre porque a tensão tangencial da gravidade e a inclinação dos planos de fraqueza estrutural da rocha têm o mesmo sentido.
Com frequência há depósito de sopé constituído por materiais anteriormente deslocados.
De referir ainda que são bastante comuns nas arribas marinhas, constituindo um perigo para os veraneantes.

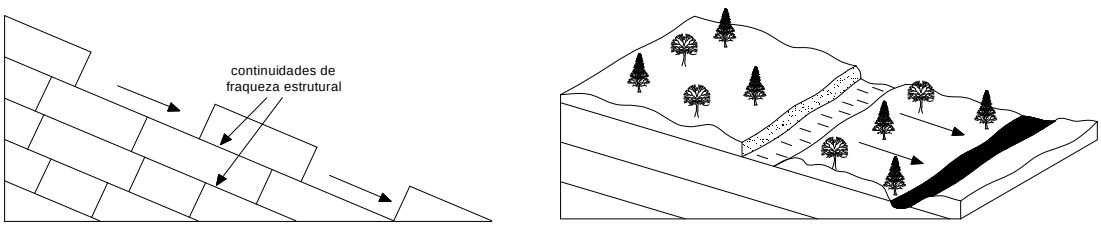



**Figura 19: Efeito dos escorregamentos translacional numa vertente.**

## 3.2.4 Expansão lateral

A expansão lateral é definida como a extensão de um solo coesivo ou massa rochosa combinada com uma subsidência geral da massa fracturada do material coesivo em material mais brando subjacente (Figura 20). A superfície de ruptura não é uma superfície de intenso cisalhamento. As expansões podem resultar da liquefacção ou fluidificação (e extrusão) de material mais brando (Varnes, 1978).
Varnes (1978) distinguiu expansões típicas de rocha, que se estendem sem formar uma superfície de ruptura identificável, de movimentos em solos coesivos que se sobrepõem a materiais que fluem plasticamente. Os materiais coesivos podem sofrer subsidência, translação, rotação ou desintegração, liquefacção e fluir.

Enquanto a expansão lateral em rocha é um processo com uma movimentação muito lenta, que resulta de deformações visco-plásticas profundas ligadas à tensão gravítica, a expansão lateral em solos é um mecanismo extremamente rápido, caracterizado pelo colapso de uma camada de solo a uma certa profundidade, seguido do assentamento das camadas sobrejacentes mais resistentes ou da ruptura progressiva de toda a massa afectada (Zêzere, 1997).

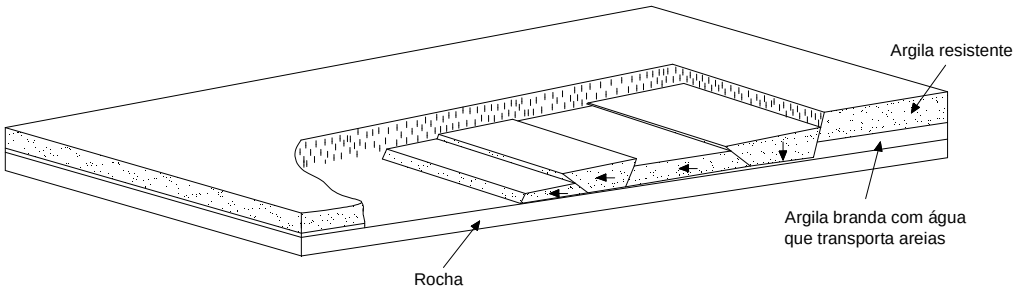



**Figura 20: Efeito da espansão laetral numa vertente**

### 3.2.5 Fluxos

Estes processos de deslocamento nas vertentes, caracterizam-se por serem movimentos espacialmente contínuos onde as superfícies de tensão tangencial são efémeras e frequentemente não preservadas. A distribuição na massa deslocada assemelha-se à de um fluido viscoso. A velocidade de descida do material é máxima à superfície diminuindo com a profundidade.
De acordo com Varnes, (1978), nestes movimentos de vertente, verifica-se uma transição gradual de deslizamentos para fluxos dependendo do conteúdo de água, mobilidade e evolução do movimento. Os deslizamentos de detritos podem transformar-se em fluxos de detritos extremamente rápidos ou em avalanches de detritos à medida que o material deslocado perde coesão, ganha água ou encontra declives mais íngremes.

Este tipo de movimento afecta principalmente formações com grande conteúdo de argilas, valores superiores a 35%, visto que este tipo de material possui uma propriedade que permite adquirir um comportamento plástico quando acontece um aumento de humidade.
Assim, além da existência de materiais finos, a ocorrência de fluxos implica também a existência no rególito de um elevado conteúdo de água, sendo por isso características de regiões montanhosas e húmidas.
Na ilha da Madeira, os fluxos são um dos perigos naturais que mais ocorrem, responsáveis pela perda de algumas vidas ao longo da história (Rodrigues 2005).
Exemplos deste tipo de movimento, são os eventos acontecidos em São Vicente (2001), e no Funchal e Serra de Água (2010) (Figura 21).

**Figura 21: Fluxos de detritos no Laranjal (esquerda) e na Serra de Água (direita) (Fotos do DN 20-02-2010).**

## ***Fluxos de terra***

Nos movimentos de terras o material, geralmente rególito, entra em liquefação e desloca-se para posições inferiores. A forma geral é alongada e apresenta forma lenticular característica.
A zona de cedência fica registada por uma depressão e, normalmente, por um pequeno escarpado. A parte frontal corresponde a uma pequena elevação correspondente à principal área de deposição.
Os fluxos em rochas são deformações gravíticas profundas e movimentos lentos e mais ou menos permanentes no tempo, que afectam massas rochosas muito diaclasadas ou estratificadas, geralmente em vertentes moderadas a íngremes, em que os materiais correspondem a sedimentos finos (Zêzere, 1997).
Estas movimentações tanto podem acontecer em condições em que não há envolvimento de grandes quantidades de água, como em situações em que o solo está saturado com água, desenvolvendo-se então, movimentos do tipo fluxo detrítico.

## ***Fluxos de detritos***

Os fluxos de detritos consistem numa mistura de materiais heterogéneos finos (areia, silte e argila), e grosseiros (calhaus e blocos), com uma quantidade de água variável, formando uma massa que se desloca em direcção à base da vertente, normalmente por impulsos sucessivos induzidos pela força da gravidade e pelo colapso repentino dos materiais de suporte (Zêzere, 1997).
São induzidos, frequentemente, por períodos de elevada pluviosidade, podendo desenvolver-se todos os termos de transição entre cheia constituída quase apenas por água da escorrência superficial e fluxos de elevada densidade em que a quantidade de matéria em suspensão é muito grande.
Normalmente são muito fluidos e, por isso, deslocam-se através da rede de drenagem pré-existente. Podem, assim, atingir grandes distâncias, mesmo deslocando-se em vales com inclinação suave (Figura 22).

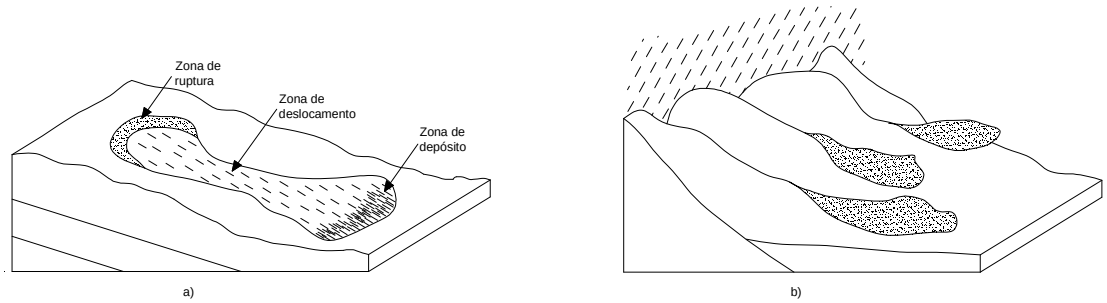



**Figura 22: a) Fluxos de terra; b) fluxos de detritos.**

## ***Deslocamento por reptação ou creep***

É a movimentação muito lenta, geralmente contínua, de rególito numa vertente, causado por tensões tangenciais suficientemente fortes para produzirem deformação permanente, mas insuficientes para conduzirem a ruptura brusca (embora, por vezes, dela sejam precursoras). Praticamente todas as vertentes são afectadas por este tipo de movimentação, embora os ritmos a que se verificam sejam muito variados (Rodrigues, 2005).

Com frequência as evidências de reptação são árvores inclinadas, estradas e vedações deslocadas, etc (Figura 23).

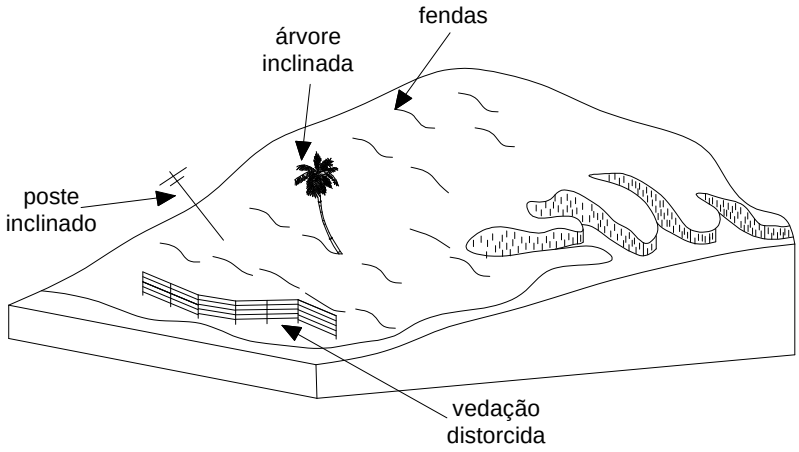



**Figura 23: Efeitos da reptação numa vertente (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987).**

Este tipo de movimento verifica-se um pouco por toda a ilha, mas principalmente na costa sul entre Machico e Ponta de Sol, (Rodrigues, 2005) (Figura 24).

**Figura 24: Observação do efeito de creptação no Sítio dos Moledos - Ponta do Sol (Foto do autor 14-02-2011).**

A gravidade está sempre presente no deslocamento por reptação conduzindo a uma descida progressiva das partículas na zona superficial da vertente, ainda assim, de acordo com (Cabral, 1998), existem vários processos ou mecanismos impulsionam:

- Levantamento resultante de expansão por hidratação, seguido de assentamento por dessecação;
- Levantamento resultante da expansão térmica, seguido de assentamento por retracção térmica;

- Levantamento por congelamento de água, seguido de assentamento por fusão do gelo;
- Acção de seres vivos, como deslocamentos induzidos por crescimento e morte de raízes ou deslocamentos induzidos por escavações de animais.

No caso dos processos físicos, as partículas seguem inicialmente uma trajectória de expansão, perpendicular à superfície da vertente, seguindo depois uma trajectória de retorno, na vertical, devido a acção da força gravítica (Figura 25).

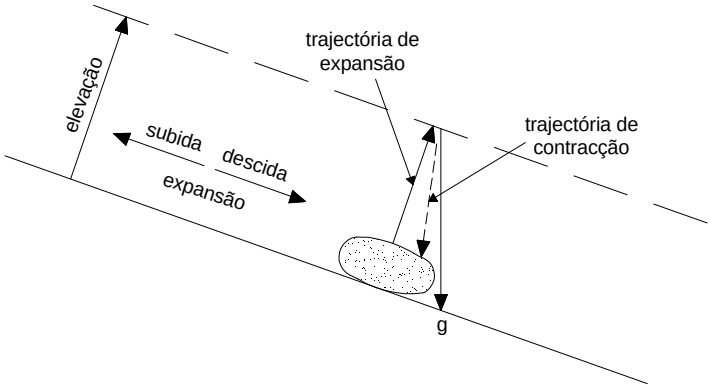



**Figura 25: Movimento de partículas gerado por expansão e contracção (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987).**

O movimento de reptação tem capacidade para actuar até uma profundidade de cerca de 1 m, sendo a sua velocidade maior a baixas profundidades, perto da superfície da vertente, diminuindo o seu valor com o aumento de profundidade, até se anular totalmente (Figura 26).

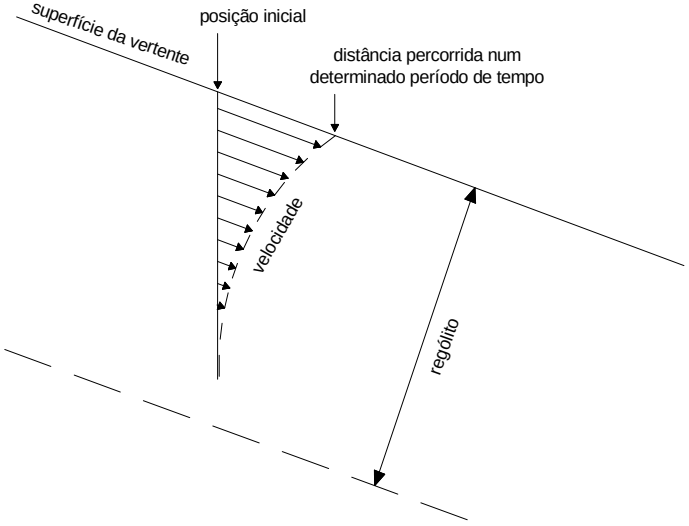



**Figura 26: Perfil de velocidade de descida de material numa vertente por efeito de reptação (Adaptado de Clowes e Comfort, 1987).**

Mais uma vez a cobertura vegetal tem um papel importante na eficácia deste tipo de movimento, visto que a acção fixadora das raízes retarda a descida dos detritos pela vertente.

O deslocamento por reptação tende a produzir um perfil convexo nas vertentes, isto acontece devido ao aumento de velocidade necessário para remover as quantidades de detritos que se vão acumulando ao longo das vertentes.

Classificam-se os movimentos de massa pela velocidade de seu movimento, como se pode verificar no Quadro 4, que mostra a classificação dos movimentos de maciços terrosos em função das velocidades com que eles se processam de acordo com Varnes (1978).

**Quadro 4: Classificação dos movimentos segundo a sua velocidade (Varnes, 1978)**

| VELOCIDADE | DESCRIÇÃO DA VELOCIDADE | TIPO DE MOVIMENTO |
|---|---|---|
| > 3 m/s | Extremamente rápida | Desmoronamento |
| 0,3 m/min – 3 m/s | Muito rápida | Desmoronamento |
| 1,5 m/dia – 0,3 m /min | Rápida | Desmoronamento e Deslizamento |
| 1,5 m/mês – 1,5 m/dia | Moderada | Deslizamento |
| 1,5 m/ano – 1,5 m/mês | Lenta | Deslizamento e Creep |
| 0,06 m/ano – 1,5 m/ano | Muito lenta | Creep |
| < 0,06 m/ano | Extremamente lenta | Creep |

## 3.3 Relação entre os movimentos de massa e os complexos vulcânicos da ilha da Madeira

Mesmo sendo apenas através de uma visão preliminar Prada *et al* (2002) refere que:

- As formações que afloram no Complexo Vulcânico Inferior (CVI) em geral encontram-se com um nível de degradação bastante elevado, comportando-se por isso como solo argiloso, favorecendo assim a ocorrência de deslizamentos.
- As formações do Complexo Vulcânico Intermédio (CVM) apresentam comportamentos variados, dependendo do grau de alteração dos materiais, quando se encontram fortemente alteradas comportam-se como no CVI, e quando se encontram bem compactados origina a queda de rochas.
- Os materiais que surgem no Complexo Vulcânico Superior (CVS) encontram-se geralmente pouco desgastado, ainda assim suficiente para provocar quedas de rochas e tombamento de blocos, sendo que para este último tipo de movimento a disjunção colunar surge como principal factor de instabilidade.
- A existência de sedimentos recente favorece o deslizamento translacional e os movimentos de creep, sendo que a sua velocidade e frequência dependem da sua composição, teor em água e topografia.

# 4 Revestimentos pregados e ancorados

A origem da técnica de revestimento pregado vem em parte da técnica de execução de suportes de galerias e túneis denominada NATM ("New Austrian Tunneling Method") aplicada na engenharia de Minas. Esta técnica foi desenvolvida a partir de 1945, para avanço de escavações em túneis rochosos. O método NATM consiste na aplicação de um suporte flexível para permitir que o terreno se deforme ocorrendo uma formação de uma região plastificada no contorno da escavação, que pode ser reforçada através de chumbadores (pregagens). Logo após a escavação, a cavidade que está submetida ao efeito do peso de terras e tensões confinantes, é estabilizada com um revestimento flexível de betão projectado (espessura entre 10 e 30 cm), tela metálica e pregagens curtas radiais introduzidas na zona plástica. Em geral, as pregagens são dispostas a cada 3 a 6m ao longo da galeria (Clouterre, 1991) e são inseridas no maciço por percussão ou perfuração com posterior injecção de calda de cimento.

Após as aplicações da técnica NATM em rochas duras, novas experiências foram efectuadas em materiais menos resistentes, tais como rochas brandas e posteriormente em solos (siltes, cascalhos e areia) originando assim os revestimentos pregados.

O revestimento pregado é uma técnica bastante eficaz no que se diz respeito ao reforço do solo "in situ" em taludes naturais ou resultantes de processo de escavação. A pregagem do solo é obtida através da inclusão de elementos passivos semi-rígidos, resistentes à flexão-composta, denominados de pregagens, que quando têm um comportamento activo passam a chamar-se ancoragens.

Segundo (Coelho, 1996), entre as diversas aplicações da técnica de revestimento pregado, deve-se citar:

- Estabilidade de encostas (Figura 27a)) → inclusão de reforços em taludes, possivelmente instáveis, com inclinações da ordem de 45º a 70º, recorrendo as pregagens ou ancoragens e drenagens;
- Subpressão hidrostática (Figura 27b)) → Nas situações de escavação profunda com o objectivo de impedir o levantamento do fundo e nos casos de subpressões nas lajes de fundo de docas.
- Estruturas de contenção (Figura 27c)) → Na estabilização de escavações permanentes associadas às fundações de edifícios, estacionamentos subterrâneos e escavações para vias subterrâneas e no reparo de cortinas de terra armada, muros de betão armado ou outras;

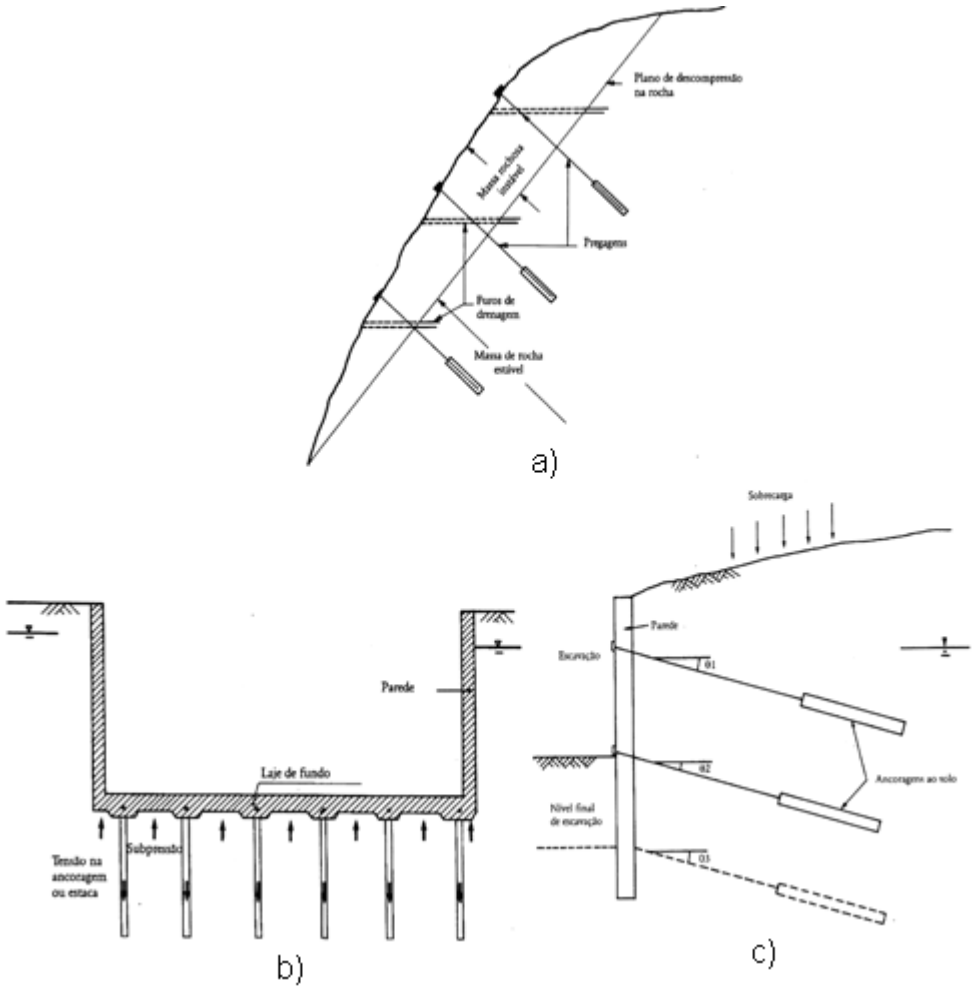



**Figura 27: Aplicação dos revestimentos pregados e ancorados: a) pregagens para estabilização de encostas; b) utilização de ancoragens à tracção em laje submetida a subpressão hidrostática; c) ancoragens em parede de suporte (Adaptado de Coelho, 1996).**

## 4.1 Pregagem

A contenção com recurso a pregagens consiste no reforço passivo, isto é sem tensionamento, de taludes de terreno natural aplicando varões de aço nervurado com as características específicas, tendo num dos extremos uma rosca adequada para receber uma placa de ancoragem e uma porca de fixação. Serão totalmente ligadas à rocha envolvente com calda de cimento ou com argamassa de cimento e areia quando se verificarem dificuldades na selagem. As placas e as porcas terão um assento hemisférico de forma a permitir a sua instalação satisfatória e a transferência de carga, mesmo em betão projectado ou superfícies rochosas irregulares, sem criar tensões secundárias no varão da ancoragem.

### 4.1.1 Vantagens e desvantagens da sua aplicação

***Vantagens:***

- Requer uma plataforma de trabalho menor que as ancoragens activas;
- Menor impacto ambiental em comparação com outras técnicas de contenção;
- A sua aplicação é relativamente rápida e requer menos meios e materiais que nas ancoragens activas;
- A utilização de pregagens é uma opção mais económica que a maioria dos restantes métodos de contenção;
- A aplicação de betão projectado na face do talude é mais económico que um muro de betão armado necessário para as ancoragens activas.

***Desvantagens:***

- A utilização de pregagem não é apropriada quando temos um nível freático elevado, e as águas escoem para a plataforma de trabalho deixando-a sem condições para trabalhar;
- Execução de pregagens requer pessoal e equipamento especializado.

### 4.1.2 Tipos de pregagens

***i ) Pregagem amarrada mecanicamente***

É composta essencialmente por um varão de aço ligado na extremidade interior a uma cunha em forma de cone (Figura 28), que ao ser rodado, ou seja, traccionado a partir da cabeça, penetra no maciço e origina a expansão da manga contra as paredes do furo (Coelho, 1996).
Caso se pretenda que a pregagem tenha um carácter definitivo, o espaço livre entre a pregagem e as paredes do furo deve ser preenchido com injecção.

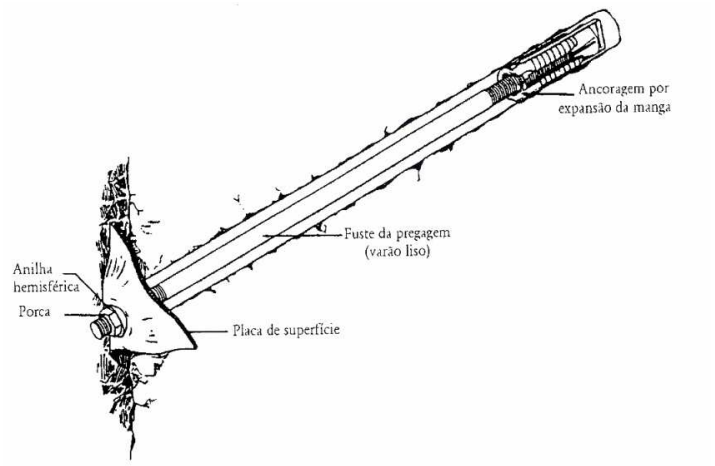



**Figura 28: Pregagem típica amarrada mecanicamente (Retirado de Coelho, 1996).**

### *ii ) Pregagem injectada*

Este tipo de pregagem é constituído essencialmente por varões rugosos ou roscados, com o espaço livre a ser preenchido com injecção de cimento ou resina (Figura 29).

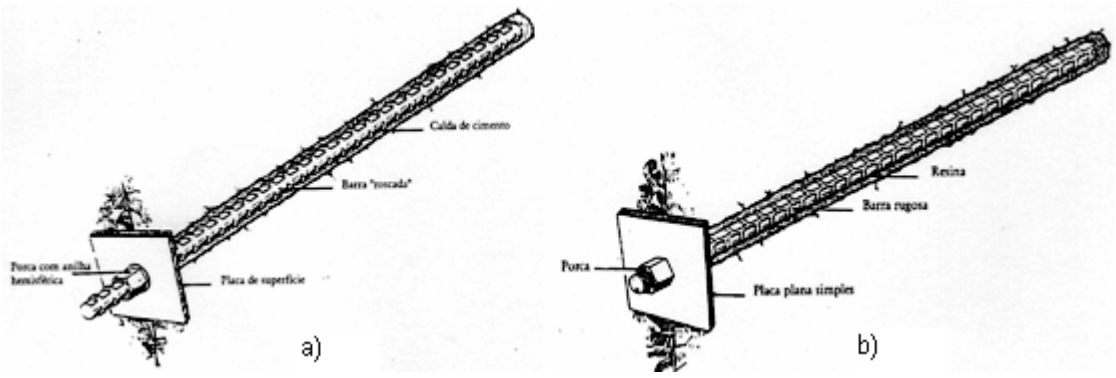



**Figura 29: Pregagem injectada: a) com cimento; b) com resina (Adaptado de Coelho, 1996).**

### *iii ) Pregagem de cabo injectada*

De acordo com (Coelho, 1996), com a experiência adquirida na utilização de cabos de pré-esforço nas estruturas de betão armado, e aproveitando as melhores propriedades destes cabos foi possível a execução de pregagens recorrendo aos mesmos, quer em pregagens injectadas, quer em pregagens tradicionais de cabo suportando grandes volumes de rocha. Usualmente utilizam-se cabos constituídos por cordões de sete arames (Figura 30).

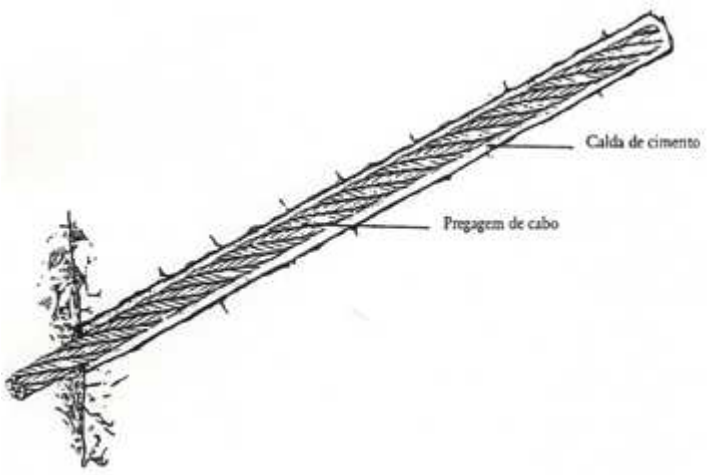



**Figura 30: Pregagem de cabo injectada (Retirado de Coelho, 1996).**

### *iv ) Pregagem amarrada por atrito*

É a mais recente técnica de pregagem utilizada e trata-se de uma evolução da pregagem amarrada mecanicamente, visto que a sua instalação e funcionamento são idênticos e indiferentes às condições de humidade da rocha, ainda assim têm uma grande desvantagem ao nível da corrosão.
Estas pregagens podem ser de meias canas tubulares ou de tubo expandido (Figura 31).

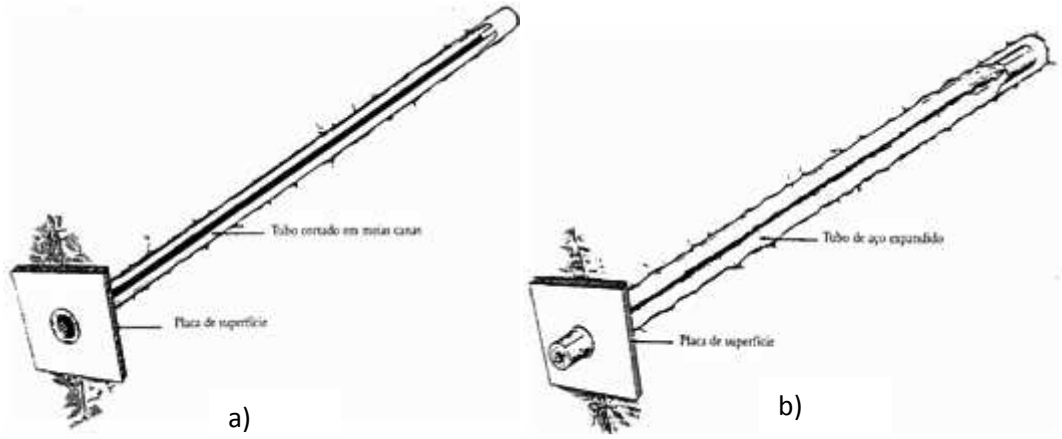



**Figura 31: Pregagem amarrada por atrito: a) pregagem de meias canas tubulares; b) pregagem de tubo expandido (Adaptado de Coelho, 1996).**

Nos quadros seguintes podemos verificar algumas das características (Quadro 5) bem como as vantagens e desvantagens dos diferentes tipos de pregagens (Quadro 6).

**Quadro 5: Caractrísticas das pregagens.**

| Tipo de pregagem | | *Pregagem amarrada mecanicamente* | *Pregagem injectada* | | *Pregagem de cabo injectada* | *Pregagem amarrada por atrito* | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Resina | Cimento | | Meias canas tubulares | Tubo expandido |
| Qualidade do aço | *MPa* | 700 | 580 | 1100 | 1800 | ____ | ____ |
| Diâmetro | *mm* | 16 | 16 | 20 | 28 | 39 | 25 |
| Resistência limite de elasticidade | *kN* | 140 | 120 | 280 | 500 | 90 | 130 |
| Resistência última | *kN* | 180 | 180 | 340 | 500 | 110 | 130 |
| Deformação última | *%* | 14 | 15 | 9,5 | 3 | 16 | 10 |
| Peso | *N/m* | 20 | 26 | 26 | 31 | 18 | 20 |
| Diâmetro de furo | *mm* | 35 ± 3 | 35 ± 3 | 35 ± 5 | 35 | 35 a 38 | 35 ± 3 |

**Quadro 6: Vantagens e desvantagens das pregagens.**

| Tipo de pregagem | | Vantagens | Desvantagens |
|---|---|---|---|
| *Pregagem amarrada mecanicamente* | | - Custo relativamente baixo;<br>- Estado de serviço logo após a instalação;<br>- Elevada capacidade de carga. | - Utilização limitada a rochas; moderadamente duras a duras<br>- Instalação insegura;<br>- Perda de capacidade resistente quando sujeitas a vibrações. |
| *Pregagem injectada* | Resina | - Rápido suporte após a instalação;<br>- Grande resistência à corrosão. | - Manuseamento difícil e perigoso;<br>- Grandes perdas;<br>- Custo muito elevado. |
| | Cimento | - Reforço qualificado e durável;<br>- Grande resistência à corrosão;<br>- Elevada capacidade de carga em variados tipos de rocha. | - Dificuldade em garantir a qualidade de injecção;<br>- Demora na presa e endurecimento da calda de injecção;<br>- Custo elevado |
| *Pregagem de cabo injectada* | | - Pode ser instalado com qualquer comprimento;<br>- Elevada capacidade de carga;<br>- Elevada resistência à corrosão;<br>- Baixo custo. | - Processo especial para tensionamento;<br>- Demora na presa e endurecimento da calda de injecção antes do pré-esforço. |
| *Pregagem amarrada por atrito* | Meias canas tubulares | - Instalação simples;<br>- Rápido suporte após a instalação;<br>- Fácil a aplicação da malha de aço. | - Pouco êxito em pregagens longas;<br>- Baixa resistência à corrosão;<br>- Custo elevado. |
| | Tubo expandido | - Instalação rápida e simples;<br>- Rápido suporte após a instalação;<br>- Utilização em várias condições de terreno. | - Exige bomba para instalação;<br>- Baixa resistência à corrosão;<br>- Custo elevado. |

### 4.1.3 Sistemas adicionais de suporte

O sistema de pregagens pode ainda ser complementado com sistemas adicionais de suporte, como placas de superfície, malhas de aço, betão projectado, etc.

***Placa de superfície***

De acordo com (Coelho, 1996) as placas podem ser planas, côncavas circulares ou côncavas triangulares (Figura 32).

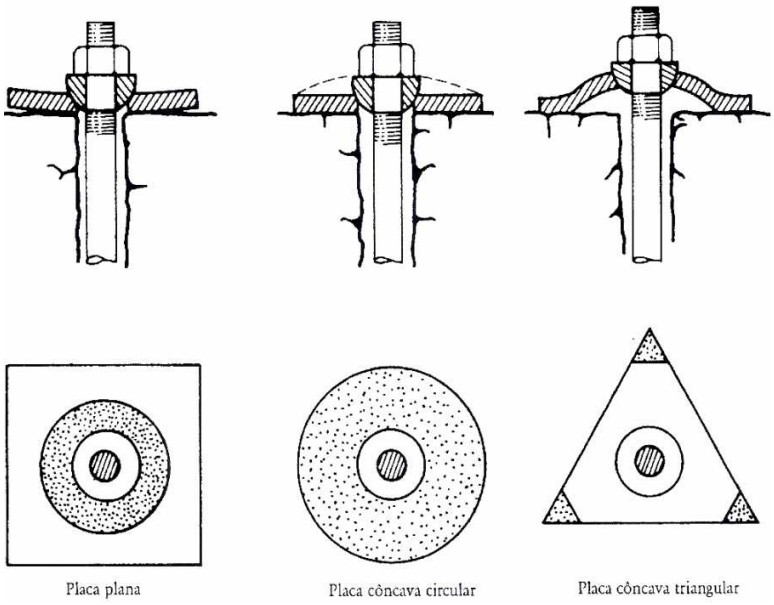



**Figura 32: Placas de superfície usuais e respectiva área de contacto (Retirado de Coelho, 1996).**

As placas planas são geralmente usadas quando a superfície da rocha é lisa e a pregagem é instalada na perpendicular. Quando deformadas em carga, acabam por ficar apoiadas apenas numa pequena zona, originando tensões elevadas provocando o esmagamento dessa zona e consequentemente a ocorrência de deformações que se atingirem 1 ou 2 mm podem reduzir a tensão da pregagem cerca de 20 a 70%, o que obriga a um retensionamento.
Estes problemas podem ser facilmente reduzidos recorrendo às placas côncavas, com maior área de contacto e maior facilidade de adaptação às condições reais da rocha.

***Malha de aço***

Normalmente são usados dois tipos de malha de aço: a de capoeira e a malha soldada.

A malha de capoeira é constituída por arame contínuo em cadeia, é forte e flexível. Geralmente é aplicada directamente sobre o maciço com o objectivo de evitar a queda de pequenos blocos de rocha (Figura 33).

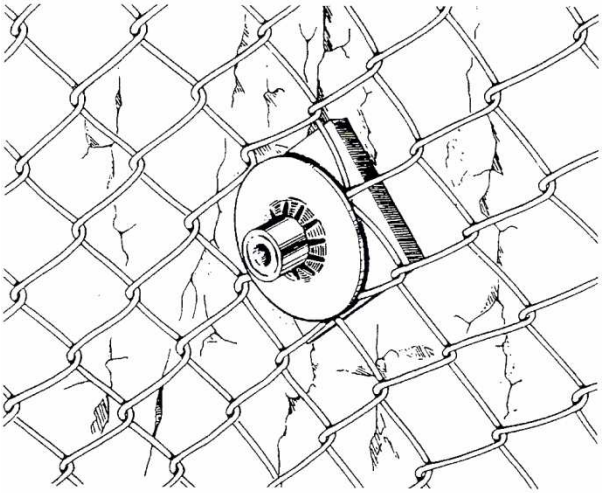


**Figura 33: Malha tipo capoeira amarrada por pregagens (Retirado de Coelho, 1996).**

A malha soldada é usada como armadura de betão projectado, visto que é muito rígida e é ligada à rocha através de uma anilha prevista na cabeça da pregagem (Figura 34).

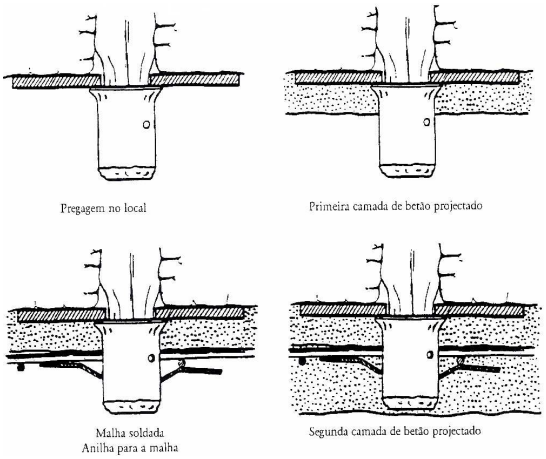



**Figura 34: Pormenores da utilização de betão projectado (Retirado de Coelho, 1996).**

***Betão projectado***

O betão projectado é geralmente utilizado combinado com pregagens, em várias condições de terreno.
Existem dois tipos de betão projectado: mistura por via seca, geralmente mais utilizado, em que a água só é adicionada à saída dos materiais; e o de mistura por via húmida, sendo a água adicionada inicialmente juntamente com os materiais, ficando assim pronta a ser projectada.

### 4.1.4 Processo de execução das pregagens

Antes de avançar para a furação propriamente dita é necessário ter atenção a determinados aspectos:

- A instalação deve ser feita por pessoal qualificado;
- Verificar se os diâmetros e os comprimentos de furação a utilizar são os correctos;
- Criar condições para a livre circulação de água e do ar no interior da coluna de furação;
- Limpar e lubrificar todas as roscas de modo a facilitar todo o processo de enroscar e desenroscar;
- Construção prévia da plataforma de trabalho mais adequada ao tipo de tarefa a realizar.

Segue-se o programa de execução, (Coelho, 1996) dos diferentes tipos de pregagens anteriormente abordadas.

### *i ) Pregagem amarrada mecanicamente*

A pregagem é introduzida e empurrada no furo até que a placa de superfície esteja em contacto com o maciço, em seguida é rodada a porca até atingir o binário recomendável que situa-se entre 130 e 340 Nm, ou entre o menor dos seguintes valores: 50% da carga limite de cedência (± 5 kN ) e a capacidade da pregagem.

A relação binário-tensão pode ser escrita de forma simplificada pela seguinte expressão:

$$T = CB \qquad (1)$$

onde

T = tensão na pregagem (kN)
B = binário aplicado (kNcm)
C = constante de proporcionalidade (1,6 para pregagens de 16mm e 1,3 para pregagens de 20mm)

A eficácia desta pregagem depende muito do aperto da mesma contra as paredes do furo. O diâmetro do furo, o tipo de rocha e o seu grau de alteração na zona de amarração são os factores mais importantes.
Mesmo em rocha de boa qualidade esta eficácia pode diminuir, se a pregagem se situar a menos de 10 a 20 m de uma zona onde estejam a ser utilizados explosivos

### *ii ) Pregagem injectada*

Os procedimentos a utilizar são semelhantes, sejam injectadas por cimento ou resina.
Nos furos a calda a injectar tem de ser suficientemente espessa, quando utilizada a calda de cimento, esta deve ter uma relação água-cimento, em peso, entre 0,30 e 0,35. Deve ainda ser adicionado acelerador de presa, ou no caso das resinas, uma resina de rápida presa.
O tensionamento é feito através da rotação da porca até ao binário previsto, ou então por tracção directa, esta deve acontecer quando existem forças superiores a 100 kN, usando-se macacos hidráulicos para efectuar o tensionamento (Figura 35).

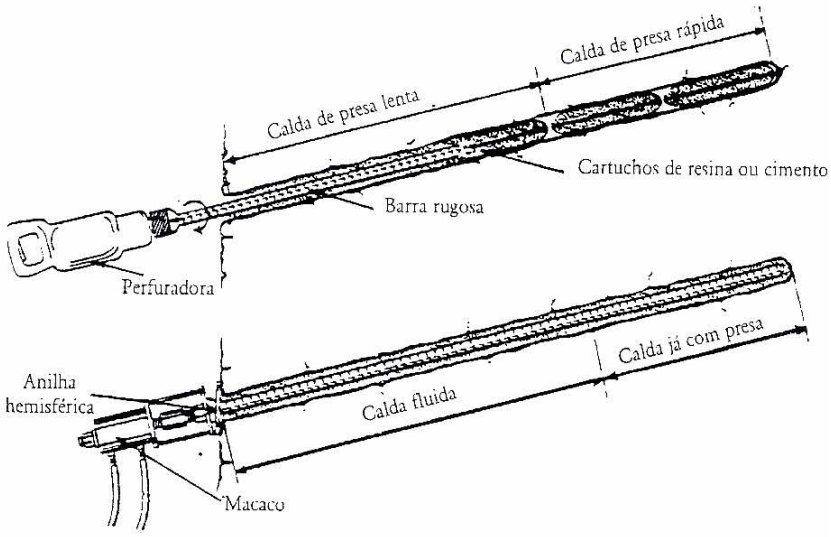



**Figura 35: Princípios para instalação e tensionamento de pregagens inteiramente injectadas usando macaco hidráulico (Retirado de Coelho, 1996).**

Na zona de amarração deve ser utilizada calda de presa rápida, usando-se calda de presa lenta no comprimento livre, logo que a zona de amarração ganhe uma certa resistência é efectuado o tensionamento, que levará mais tempo caso seja utilizado calda de cimento.

### *iii ) Pregagem de cabo injectada*

As pregagens de cabo devem ser injectadas apenas com cimento quando o seu comprimento for superior a 6 m.
No caso de furos descendentes é introduzido o tubo de injecção de calda de cimento, que é recuperado à medida que se vá enchendo o furo com a calda. Quando o furo se encontrar completamente cheio é então introduzido o cabo até ao fundo do furo.
Nos furos ascendentes o cabo da pregagem é ligado ao tubo, e só depois é introduzido no furo, sendo posteriormente selada a boca do furo. A injecção ocorre até sair pelo tubo o ar e calda idêntica à que foi introduzida, que deve ter uma relação água-cimento de 0,4, a partir desse momento é vedado todo o sistema (Figura 36).

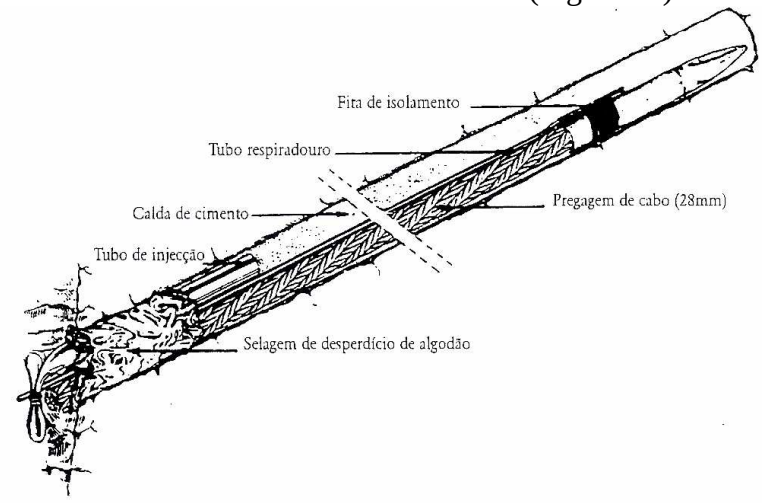



**Figura 36: Instalação de pregagem de cabo em furo ascendente totalmente injectada (Retirado de Coelho, 1996).**

***iv ) Pregagem amarrada por atrito***

Na pregagem de meia cana, esta é forçada no furo que deve ter um diâmetro ligeiramente inferior ao da pregagem. Esse diâmetro requer especial atenção, uma vez que um diâmetro demasiado reduzido dificulta a introdução da pregagem, e pode nem haver resistência por atrito no caso de diâmetro excessivo.
Quando se recorre à pregagem do tipo tubo expansivo, esta é introduzida no furo, e através de bombagem o tubo expande contra as paredes do furo.

### 4.1.5 Análise de Estabilidade

***Análise de Estabilidade Externa***

A análise de estabilidade externa estuda o desenvolvimento da potencial falha e calcula o tipo e a malha de pregagens a adoptar de modo a garantir a estabilidade do maciço. A sua altura, a estratigrafia e o tipo de pregagem (comprimento, diâmetro, malha) são os principais factores.

***Análise de Estabilidade Interna***

Na análise de estabilidade interna, a rotura pode ocorrer entre os três intervenientes das pregagens, o solo, o varão de aço ou pela calda de cimento da injecção. À medida que o solo se deforma durante a fase de escavação cria-se uma ligação entre este e a calda de cimento, originando um aumento das forças de tensão no varão de aço.
A rotura pode dar-se de diversas formas:

- Escolha incorrecta do sistema de pregagem;
- Diâmetro e comprimento do furo incorrectos;
- Injecção deficiente;
- Rotura na interface entre o solo e a calda de cimento da injecção devido a uma insuficiente resistência na união ou comprimento da pregagem insuficiente;
- Deslizamento na interface do varão de aço com a calda de injecção, acontece principalmente quando são utilizados varões lisos em detrimento de varões nervurados;

### 4.1.6 Forças de Tracção nas Pregagens

De modo a garantir a estabilidade do talude, as pregagens devem prolongar-se para além da superfície crítica de rotura (Figura 37).
Com o aumento da deformação lateral, que ocorre devido à escavação, verifica-se também o aumento da força axial das pregagens.

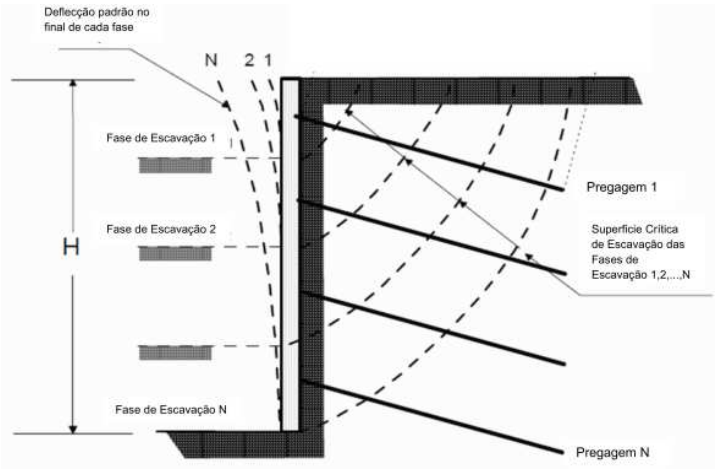



**Figura 37: Força axial das ancoragens (FHWA A0-IF-03-017).**

À medida que a profundidade aumenta, as forças de tensão nos níveis intermédios e inferiores também crescem, enquanto nos níveis superiores essa força diminui, este fenómeno ocorre graças a uma redistribuição da carga.

Com o aumento da largura e profundidade da superfície crítica, a contribuição das pregagens superiores para a estabilização do talude diminui, ainda assim não podemos desprezar por completo o papel destas pregagens no processo de estabilização dado à sua importância na fase inicial da escavação e na redução de deslocamentos laterais do talude, (Santa, 2010).

### 4.1.7 Dimensionamento

Para Coelho (1996), o correcto dimensionamento deste sistema de contenção passa pela necessidade de conhecer a superfície potencial de ruptura. Esta passa no coroamento do talude a uma distância do paramento de cerca de 0.3h (sendo h a altura do paramento), fazendo nesse ponto uma tangente próxima da vertical. Outro ponto conhecido da superfície potencial de ruptura é a base do paramento. Podemos então definir uma aproximação da superfície potencial de ruptura conforme o representado na (Figura 38).

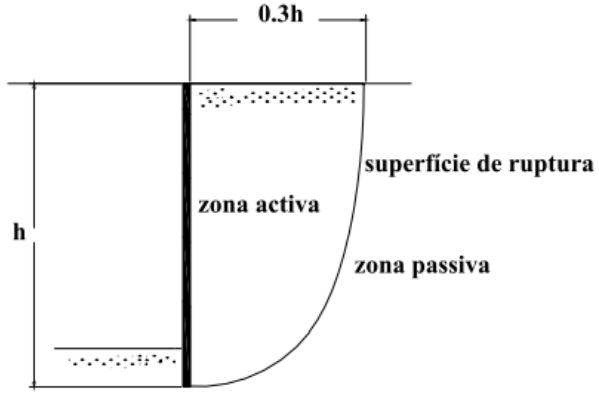



**Figura 38: Superfície potencial de ruptura (Retirado de Coelho 1996).**

Esta superfície de ruptura separa o maciço em duas zonas distintas, uma activa onde o terreno actua sobre as barras, e outra passiva onde as barras ganham amarração por atrito no maciço, no lado interior.

Nas pregagens cravadas directamente no terreno, e apenas como valor indicativo, uma vez que tem sido praticamente impossível determinar teoricamente a partir das características paramétricas do terreno (coesão e atrito interno) e da tensão efectiva, é avançada uma expressão teórica para determinar a tensão unitária média na pregagem:

$$T = \alpha . c . p + f \gamma h . 2D \qquad (2)$$

em que $c$ é a coesão da camada atravessada, $p$ o perímetro da armadura, $\alpha$ é um coeficiente de redução que deve ser inferior à unidade, $\gamma$ é o peso volúmico do solo, $D$ é o diâmetro equivalente da barra, e $f$ o coeficiente de atrito solo-armadura, que é dado por:

$$f = 1{,}5 + (tg\emptyset - 1{,}5)\, h/6 \qquad \text{para } h \leq 6m \qquad (3)$$

$$f = tg\emptyset \qquad \text{para } h > 6m \qquad (4)$$

sendo Ø o ângulo de atrito interno do solo.

## 4.2 Ancoragem

A ancoragem é um elemento estrutural que transmite uma força de tracção da estrutura ao terreno envolvente, é considerada um reforço activo, ou seja, com pós-tensionamento do terreno através da instalação de um reforço normalmente em cordões em aço ou barras em aço que é revestido com calda de cimento e posteriormente tensionado.

Podemos dizer que uma ancoragem é composta essencialmente por três partes: A cabeça da ancoragem, que é formada por placa de distribuição, placa porta-cunhas, cunhas e dispositivos de protecção definitiva; o comprimento livre, corresponde ao troço de armadura compreendido entre a parte superior da ancoragem e o bolbo de selagem, onde não é transmitida tensão ao terreno); o comprimento de selagem ou de amarração, corresponde ao troço da ancoragem que se destina a transmitir as tensões ao terreno (Figura 39).

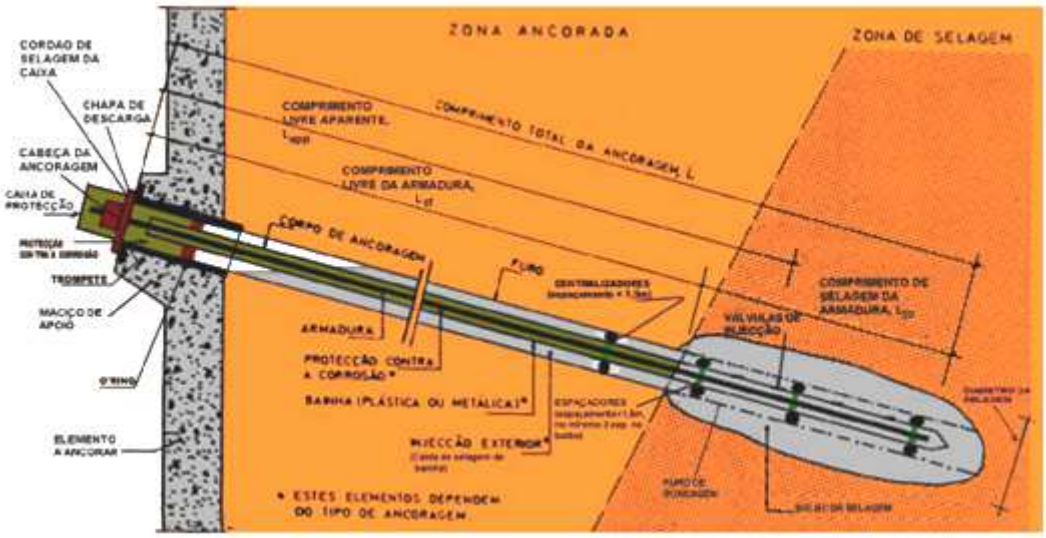



**Figura 39: Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem (Carvalho, 2004).**

### 4.2.1 Ancoragens activas e passivas

No que diz respeito ao tempo de vida útil, tem-se dois tipos de ancoragens, as ancoragens passivas e as ancoragens activas.
As ancoragens passivas são elementos de natureza temporária, face à sua durabilidade limitada, tornando-se desnecessários e inoperacionais após determinada fase dos trabalhos.
As ancoragens activas devem garantir de forma permanente a estabilidade da obra.
As obras que mais recorrem a ancoragens definitivas são as subterrâneas e as de estabilidade de taludes.

Na Figura 40 podemos observar as diferenças entre a ancoragem activa e passiva, principalmente no que respeita às forças actuantes no terreno.

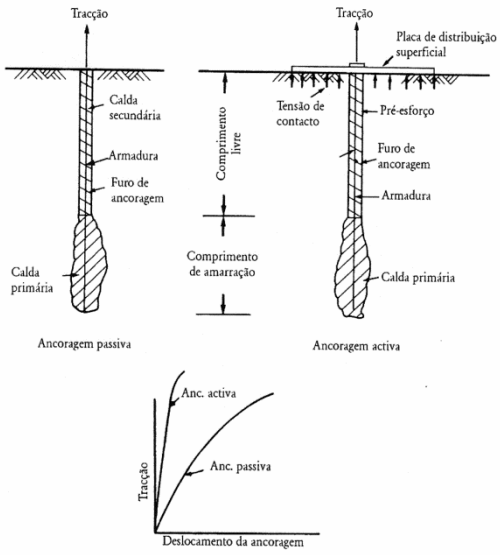



**Figura 40: Comparação entre ancoragens passivas e activas (Retirado de Coelho, 1996).**

### 4.2.2 Cabeça da ancoragem

A execução da cabeça da ancoragem inclui a aplicação do pré-esforço e a colocação de cunhas e da chapa de distribuição, utilizada para transferir a carga para a estrutura de suporte.
Posteriormente deve ser aplicada uma protecção definitiva exterior, que pode ser realizada em betão ou pela aplicação de uma caixa de protecção.

Na Figura 41 podemos observar as cabeças da ancoragem activa e passiva.

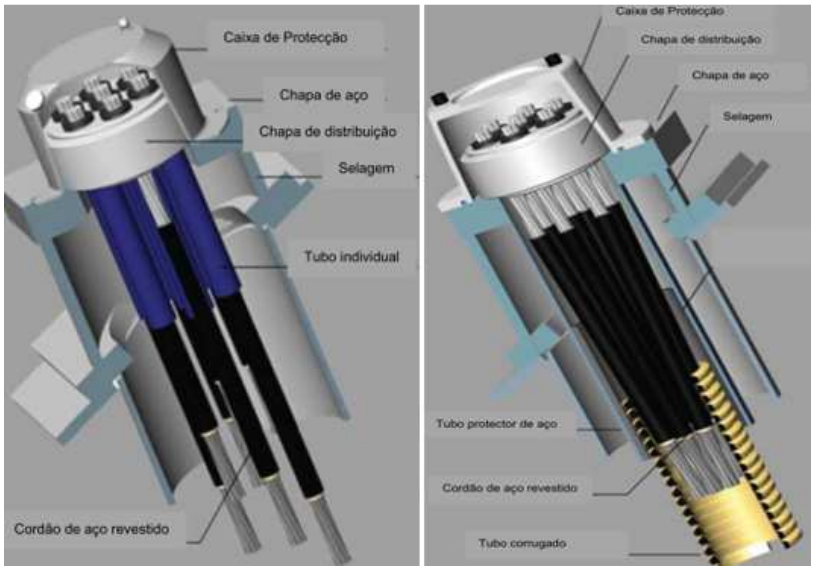



**Figura 41: Cabeça de ancoragem passiva (esquerda), activa (direita).**

Coelho (1996), refere que cabeça da ancoragem deve ser ligada a estrutura de tal modo que:

- A carga seja aplicada axialmente à armadura;
- Possam ser realizados os ensaios, e a carga de pré-esforço seja mantida após a realização dos mesmos;
- A cabeça da ancoragem possa e deva ser protegida contra a corrosão de uma maneira segura;
- A ancoragem deva ser retensionada;

### 4.2.3 Execução de ancoragens

Existem três tipos principais de ancoragens que se encontram bem ilustradas na (Figura 42).

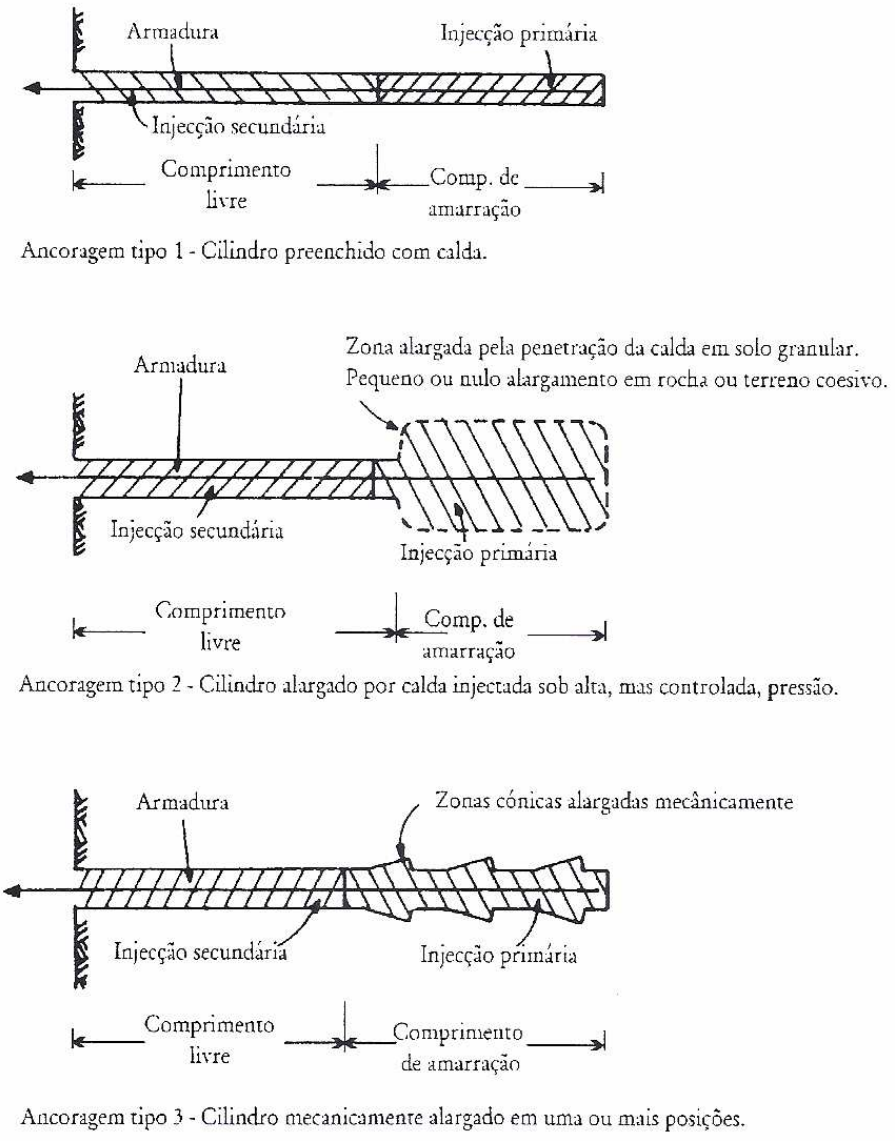



**Figura 42: Principais tipos de ancoragens (Retirado de Coelho, 1996).**

O processo mais utilizado em Portugal é indicado como o tipo 2, visto ser a que dá mais garantias de melhor funcionamento. O uso da ancoragem tipo 3 está praticamente extinta e sendo frequente a utilização do tipo 1 para terrenos rochosos, ainda assim, infelizmente, é utilizada em terrenos de má qualidade, onde este tipo de ancoragem não oferece garantia de bom funcionamento. O seu custo baixo pode ser uma das razões que leva a sua utilização.

A grande vantagem da ancoragem do tipo 2 é o facto de ser possível executá-la em solos de má qualidade onde as paredes do furo têm tendência a colapsar por falta de coesão.

O processo de construção desta pregagem encontra-se indicado esquematicamente na Figura 43.

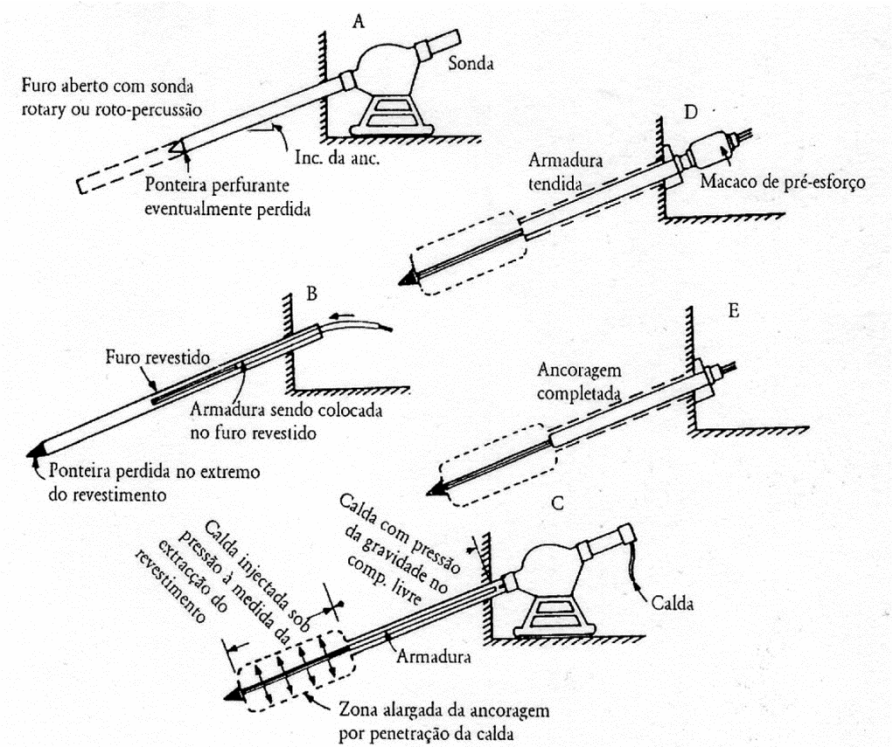



**Figura 43: Sequência das operações na ancoragem tipo 2 (Retirado de Coelho, 1996).**

## ***Furação***

Antes de se iniciar a furação deverão tomar-se em consideração os seguintes aspectos:

- Verificar se os comprimentos e os diâmetros de furação utilizados são os correctos;
- Garantir que o material de furação não está dilatado, torcido, amolgado ou fissurado;
- Criar condições para a livre circulação da água e do ar no interior da coluna de furação;
- Limpar e lubrificar todas as roscas de modo a facilitar o seu enroscar e desenroscar;
- Construção prévia da plataforma de trabalho adequada ao tipo de tarefa a realizar.

A colocação da armadura no furo e a injecção, dependem do sistema usado. A correcta escolha da pressão de injecção faz aumentar o diâmetro da zona injectada, que pode atingir quatro vezes o diâmetro do furo original.
O êxito desta operação depende da pressão de injecção usada que é fortemente condicionada pela permeabilidade do terreno. Pressões excessivas têm como resultado final o levantamento do terreno.

Independentemente do método de furação utilizado é essencial garantir uma boa limpeza do furo, removendo os detritos da furação através de meios como a água, o ar ou a lama argilosa.
O método mais utilizado é o da circulação de água e garante boa limpeza e ligação da calda ao terreno.

## ***Impermeabilidade do furo***

Devido à perda da calda de injecção que ocorre ao longo do comprimento da ancoragem, que provoca perda da resistência à corrosão e da capacidade de transferência de carga da armadura para o terreno, é necessário realizar ensaios de absorção de água do tipo Lugeon na zona do furo onde vai ser instalada a parte fixa da ancoragem.

Na execução dos ensaios Lugeon é utilizado um obturador com as características adequadas à obturação dos respectivos furos, uma bomba de injecção de água e um sistema de registo automático com controlo das pressões, caudais e tempos de injecção (Figura 44).

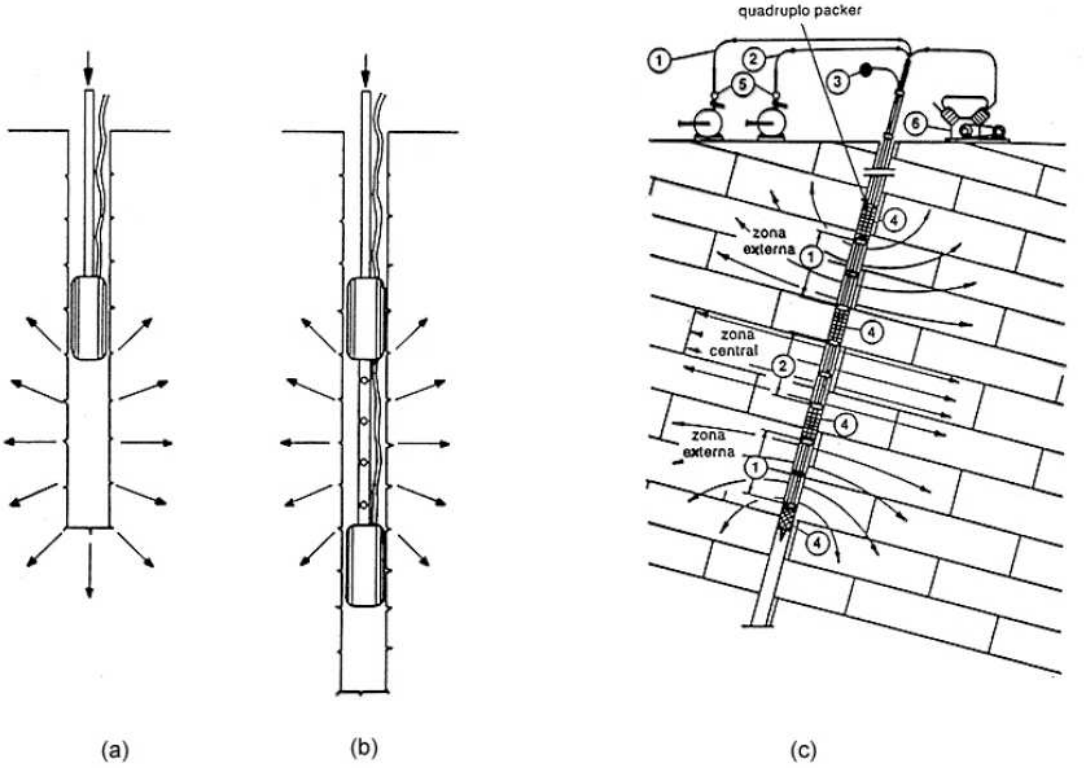



**Figura 44: Ensaio Lugeon: a) obturador simples; b) obturador duplo; c) obturador quádruplo.**

Os ensaios são executados seguindo os passos descritos abaixo:

- Instalação do obturador no topo do furo correspondente à extremidade superior do bolbo de selagem da ancoragem, tendo o operador o cuidado de registar a cota do terreno, a profundidade do troço ensaiado, a inclinação do furo, a altura do manómetro, o diâmetro do furo, posição do nível freático (se existir) e data e hora do ensaio;
- Injecção de água em 5 patamares de pressão, crescentes e decrescentes, com 10 minutos de injecção para cada patamar ($P_1$, $P_2=2P_1$, $P_3=2P_2$, $P_2$, $P_1$)), sendo registada a absorção de água em cada patamar;
- Tratamento e interpretação dos resultados, para quantificação da absorção em unidades de Lugeon.

A unidade Lugeon que corresponde ao valor médio da absorção de 1 litro por minuto e por metro de furo, para um patamar de injecção com a duração de 10 minutos em que a pressão de injecção da água se mantém estabilizada no valor de 1 MPa. A 1 unidade Lugeon corresponde um valor de $k$ entre $1x10^{-5}$ e $2x10^{-5}$ cm/s para sondagens de diâmetros entre 5 e 10 cm.

***Calda e injecção***

O processo de selecção do tipo de calda e do sistema de injecção a adoptar depende das características do terreno e da calda. De acordo com a EN1537 (1999), a selecção da calda deve precaver a presença de elementos agressivos na envolvente (ex. sulfatos e ácidos carbónicos).
As principais funções das caldas são de assegurar a aderência da armadura da ancoragem com o material envolvente, criando uma zona de transferência de carga, que corresponde ao comprimento de selagem; conferir a ligação entre a armadura e o tubo/bainha; preencher os vazios na envolvente da armadura e no interior das bainhas do comprimento livre de modo a proteger contra a corrosão.

A água utilizada na calda deve ser de qualidade adequada, sem impurezas e sem grande concentração de cloretos.
A relação água/cimento deve ser escolhida de modo a garantir a fluidez necessária a bombagem da calda no furo, além de actuar como agente impermeabilizador e possuir grande durabilidade, esta relação deverá ser de 0,30 a 0,55.

***Tensionamento e retensionamento***

O principal objectivo do tensionamento da ancoragem é carregá-la até ao nível definido em projecto, registando o comportamento tensão-deformação e comparando-o com o comportamento das ancoragens de ensaio.
O tensionamento pretende confirmar a capacidade de carga da ancoragem, principalmente na sua zona de amarração e o respectivo coeficiente de segurança.

O equipamento utilizado no tensionamento de ancoragens deve ter as características adequadas, ser calibrado e aferido regularmente, tanto nos macacos hidráulicos como nos manómetros.

Por vezes é necessário retensionar a ancoragem, ou até mesmo substitui-la, para isso é necessário que a extremidade dos cordões, acima da cabeça da ancoragem, tenha o comprimento suficiente para a fixação do macaco.
Se ocorrer uma grande variação de carga nas ancoragens ao longo do tempo, ou se verificar um grande movimento sem tendência a estabilizar é que deve ser considerada a hipótese substituição por ancoragens novas.

### 4.2.4 Protecção contra a corrosão

A duração das estruturas depende principalmente do desgaste, da fadiga e da corrosão. No caso das ancoragens (e pregagens) é a corrosão o factor mais importante, esta aumenta com a tensão e depende essencialmente da agressividade do meio envolvente. Por esta razão não podemos desprezar a corrosão no processo de projecto das ancoragens.

## ***Ancoragens provisórias***

O Quadro 7, (adaptado do anexo C da EN1537, 1999) descreve alguns exemplos de sistemas de protecção contra a corrosão de ancoragens provisórias:

**Quadro 7: Sistemas de protecção contra a corrosão de ancoragens provisórias.**

| |
|---|
| **1. Comprimento de selagem da armadura**<br><br>Todos os tirantes da armadura devem conferir um revestimento de calda de cimento de pelo menos 10mm à parede do furo. Quando o terreno apresentar características de natureza agressiva, deve ser aplicado um tubo corrugado a envolver a armadura. |
| **2. Comprimento livre da armadura**<br><br>O sistema de protecção deve desenvolver pouco atrito e permitir o movimento da armadura dentro do furo. Isto pode ser conseguido mediante a prestação de uma das seguintes opções:<br><br>a) Uma bainha plástica a envolver individualmente cada tirante, com a extremidade selada evitando o ingresso de água;<br>b) Uma bainha plástica a envolver individualmente cada tirante, completamente preenchida com um produto anticorrosivo;<br>c) Uma bainha plástica ou de aço ou um tubo comum a envolver todos os elementos da armadura, com a extremidade selada evitando o ingresso de água;<br>d) Uma bainha plástica ou de aço ou um tubo comum a envolver todos os elementos da armadura, completamente preenchida com um produto anticorrosivo. |
| **3. Transição entre a cabeça da ancoragem e o comprimento livre**<br><br>A bainha ou tubo de protecção da zona de comprimento livre deve ser selado ou soldado à chapa de distribuição/cabeça da ancoragem. A bainha ou tubo de protecção da zona de comprimento livre deve ter sobreposição. Para ancoragens provisórias com maior tempo de serviço, deve preencher-se com um produto anticorrosivo, cimento ou resina, o que tiver sido aplicado na cabeça da ancoragem. |
| **4. Cabeça da ancoragem**<br><br>Quando a cabeça da ancoragem está acessível para trabalhos de inspecção e é possível a aplicação de novo revestimento de protecção, são aceitáveis as protecções seguintes:<br><br>a) Um revestimento de um produto anticorrosivo que não seja fluido;<br>b) A combinação de um produto anticorrosivo com uma fita adesiva impregnada com um produto anticorrosivo.<br><br>Quando a cabeça da ancoragem não está acessível, é aplicada uma caixa protectora de metal ou plástico preenchido com um produto anticorrosivo para garantir maior tempo de serviço à ancoragem.<br><br>Em terrenos de condições de maior agressividade, a aplicação de uma caixa de metal ou plástico preenchida com um produto anticorrosivo é necessária. |

## ***Ancoragens definitivas***

O Quadro 8 (adaptado do anexo C da EN1537, 1999) descreve alguns exemplos de sistemas de protecção contra a corrosão de ancoragens definitivas:

**Quadro 8: Sistemas de protecção contra a corrosão de ancoragens definitivas.**

| |
|---|
| **1. Comprimento de selagem da armadura**<br><br>A selagem pode realizar-se das seguintes formas:<br>a) Um tubo único de plástico corrugado onde é introduzida a armadura e a calda de cimento;<br>b) Dois tubos concêntricos de plástico corrugado onde é introduzida a armadura, injectando previamente na totalidade (com cimento ou resina) o núcleo e o espaço entre tubos da armadura;<br>c) Um tubo único de plástico corrugado onde é introduzida a armadura e injectado com calda de cimento. O recobrimento mínimo da armadura no tubo é de 5mm. A fendilhação da calda de cimento de recobrimento, não deve exceder 0,1mm à tracção de serviço.<br>d) Um tubo metálico ou de plástico corrugado de espessura superior a 3mm, circundado com calda de cimento com um recobrimento mínimo de 20mm, injectada com uma pressão superior a 500 kPA, através do tubo em intervalos inferiores a 1 metro. O recobrimento mínimo da armadura no tubo é de 5mm. A fendilhação da calda de cimento de recobrimento, não deve exceder 0,2mm à tracção de serviço.<br>e) Um tubo único de metal corrugado (tubo à compressão) envolvendo a armadura de aço lubrificado. O tubo e a capa de plástico na porca de contenção são protegidos pela calda de cimento, com uma espessura de pelo menos 10mm. A fendilhação da calda de cimento de recobrimento, não deve exceder 0,1mm À tracção de serviço. |
| **2. Comprimento livre da armadura**<br><br>O sistema de protecção permite o movimento livre dentro do furo. Isto pode ser alcançado por uma das seguintes alternativas:<br>a) Uma bainha a envolver individualmente cada elemento da armadura, completamente preenchida por um produto anticorrosivo flexível, incluindo o referido abaixo em A, B, C ou D;<br>b) Uma bainha a envolver individualmente cada elemento da armadura, completamente preenchida por calda de cimento, mais o que se refere em A ou B;<br>c) Uma bainha plástica comum a envolver todos os elementos da armadura, completamente preenchida por calda de cimento, mais o que se refere em B;<br><br>A. Bainha plástica comum ou tubo preenchido com um produto anticorrosivo flexível;<br>B. Bainha plástica comum ou tubo selado nas extremidades impedindo o ingresso da água;<br>C. Bainha plástica comum ou tubo preenchido com calda de cimento;<br>D. Tubo metálico comum preenchido com calda de cimento densa. |
| **3. Transição entre a cabeça da ancoragem e o comprimento livre**<br><br>Uma película de revestimento, ou um recobrimento, ou mangas metálicas, ou tubo de plástico fixo é selado ou soldado à cabeça da ancoragem. É selada a bainha ou tubo à extremidade do comprimento livre e preenchido com um produto anticorrosivo, cimento ou resina. |
| **4. Cabeça da ancoragem**<br><br>Uma camada de revestimento e/ou uma caixa metálica de aço galvanizado com uma espessura mínima de 3mm ou uma caixa de plástico rígido com uma espessura de 5mm é aplicada na chapa de distribuição, e se removida, é preenchida com produto anticorrosivo flexível e selada com um vedante. |

### 4.2.5 Verificações de segurança

As verificações relativamente aos estados limites últimos nas ancoragens são:

- Verificação à ruptura da armadura ou da cabeça da ancoragem por ter sido excedida a resistência dos respectivos materiais;
- Verificação da ruptura da ancoragem na interface entre armadura e a calda de injecção, ou entre a calda de injecção e o terreno;
- Verificação da ruptura por perda de estabilidade global da estrutura incluindo as ancoragens.

### 4.2.6 Dimensionamento experimental – Método de Bustamante

De acordo com (Coelho, 1996) o dimensionamento é feito por via experimental utilizando a elevada quantidade de informação recolhida.
É realizado em duas etapas, sendo que na primeira é determinada a direcção e o valor do esforço de tracção de serviço $T_A$, na segunda é dimensionado as diferentes partes da ancoragem, fixando a secção de aço da armadura, o comprimento livre da ancoragem ($L_L$) e o comprimento de amarração da ancoragem ($L_s$).

O método de Bustamante é um método experimental recente, avaliado com base em numerosos ensaios de verdadeira grandeza realizados em laboratório.
Para um determinado tipo de solo, a resistência da ancoragem depende principalmente dos seguintes factores:

- Modo de amarração e técnica utilizada na injecção da calda;
- Número de repetições de injecção ($N_i$) e as quantidades totais de calda injectada ($V_i$);
- Pressões efectivas de injecção ($p_i$);
- Caudais de injecção ($Q_i$);
- Natureza da calda.

***Sistema de injecção***

Devemos distinguir os sistemas de injecção repetitiva e selectiva, IRS, da injecção que é realizada globalmente de uma única vez, IGU.
Podemos garantir, com recurso a ensaios, que a injecção do tipo IRS é a que confere à ancoragem melhor resistência. No caso IGU a injecção da calda é feita, em geral, a partir da cabeça da ancoragem.

***Diâmetro médio***

O diâmetro médio, $D_s$, depende em primeiro lugar do diâmetro da perfuração $D_d$, mas também da natureza do solo e do método de injecção utilizado (IRS ou IGU).
O valor de $D_s$ é

$$D_s = \alpha D_d \tag{6}$$

Sendo α um coeficiente majorador, (Quadro 9) onde $V_s$ é o volume da zona de amarração de diâmetro $D_s$ e de comprimento $L_s$.

Os valores deste coeficiente foram estabelecidos para as dosagens de calda habitualmente utilizadas com relação água/cimento entre 0,65 e 0,40.
É importante referir que o comprimento de amarração $L_s$ seja superior a 4,0m. Quando a selagem atravessa diversas camadas, devemos exigir no mínimo 1,0m de comprimento de amarração na camada superior, para então se poder ter em conta o dimensionamento.
Apesar dos numerosos ensaios reais, estes podem não ser suficientes para garantir em todos os casos a capacidade de ancoragem de acordo com a que foi estimada em cálculo, devido a heterogeneidade dos solos.
A realização de ensaios prévios é o melhor método de verificar a validade da escolha feita, o número de ensaios deve ser tanto maior quanto maior for a importância do projecto.
O número de ancoragem a instrumentar é definido pelo projectista. No entanto, como valor de referência deve-se instrumentar pelo menos 10% do número total de ancoragens, com um mínimo de 3 ancoragens instrumentadas. Em projectos com mais de 100 ancoragens deve monitorizar-se apenas 5% das restantes ancoragens (FIP, 1996b). No caso de o sistema ancorado ter como finalidade o controlo de movimentos do terreno, e desde que este seja uniforme, pode-se instrumentar 5 % das ancoragens ou 3 ancoragens, seleccionando o maior número.

**Quadro 9: Valor do coeficiente α para o cálculo do diâmetro médio de selagem de ancoragem (Retirado de Coelho, 1996).**

| SOLO | COEFICIENTE α | | QUANTIDADES MÍNIMAS DE CALDA ACONSELHADA $V_i$ |
|---|---|---|---|
| | IRS | IGU | |
| Seixo | 1,8 | 1,3 a 1,4 | 1,5 $V_s$ |
| Seixo arenoso | 1,6 a 1,8 | 1,2 a 1,4 | 1,5 $V_s$ |
| Areia c/ seixo | 1,5 a 1,6 | 1,2 a 1,3 | 1,5 $V_s$ |
| Areia grossa | 1,4 a 1,5 | 1,1 a 1,2 | 1,5 $V_s$ |
| Areia média | 1,4 a 1,5 | 1,1 a 1,2 | 1,5 $V_s$ |
| Areia fina | 1,4 a 1,5 | 1,1 a 1,2 | 1,5 $V_s$ |
| Areia siltosa | 1,4 a 1,5 | 1,1 a 1,2 | 1,5 a 2 $V_s$ para IRS e 1,5 $V_s$ para IGU |
| Silte | 1,4 a 1,6 | 1,1 a 1,2 | 2 $V_s$ para IRS e 1,5 $V_s$ para IGU |
| Argila | 1,8 a 2,0 | 1,2 | 2,5 a 3 $V_s$ para IRS e 1,5 a 2 $V_s$ para IGU |
| Marga ou calcário margoso | 1,8 | 1,1 a 1,2 | 1,5 a 2 $V_s$ para camada compacta |
| Rocha alterada ou fragmentada | 1,2 | 1,1 | 1,1 a 1,5 $V_s$ para camada finamente fissurada e 2 $V_s$ para camada fracturada |

### 4.2.7 Ensaios em ancoragens

De acordo com (Santa, 2010), todas as ancoragens terão, obrigatoriamente, que ser tensionadas, isto independentemente do seu tempo de vida útil ou das tensões exigíveis ao nível do projecto.
Para o ensaio recorre-se a um sistema de pré-esforço constituído por um macaco hidráulico para aplicação de cargas, mangueiras, electrobomba de pressão e manómetros (Figura 45).

**Figura 45: Sistema de ensaio de pré-esforço.**

O processo de tensionamento a adoptar é o especificado na norma EN1537 (1999), assim como o respectivo ensaio de recepção, no qual se estabelecem as verificações a realizar e os critérios de aceitação de cada ancoragem executada.
O equipamento de pré-esforço e as células de carga devem ser calibrados num intervalo de seis meses, quando usadas com regularidade. Os certificados de calibração devem acompanhar os equipamentos e estar sempre acessíveis para consulta (EN1537, 1999).
O ensaio de carga não deve ser executado antes que a calda do bolbo de injecção do bolbo de selagem ganhe a resistência necessária, geralmente 7 dias, em solos argilosos sensíveis pode ser necessário um período superior.

# 5 Estabilidade de taludes

Um talude pode ser considerado como potencialmente instável a partir do momento em que as tensões tangenciais originadas por esforços destabilizadores são ou possam tornar-se maiores que a resistência ao corte do material que constitua a zona do maciço que permita definir uma região potencial de ruptura. Assim, os factores que, por um lado, aumentam ou introduzem tensões de corte ou por outro, que diminuem a resistência ao corte do maciço são os responsáveis pelas condições gerais que favorecem a destabilização de taludes.
As consequências devastadoras que alguns movimentos de vertente causam, tornam indispensável a análise de estabilidade de taludes.

## 5.1 Equilíbrio de um bloco

Segundo (Saraiva, 1994), existem taludes que apesar de terem inclinações e alturas acentuadas são estáveis, enquanto outros com apenas algumas dezenas de metros de altura são instáveis (Figura 46). Para esta diferenciação do comportamento a inclinação das descontinuidades, ao longo das quais se pode processar a movimentação, desempenha um papel importante (Figura 47).

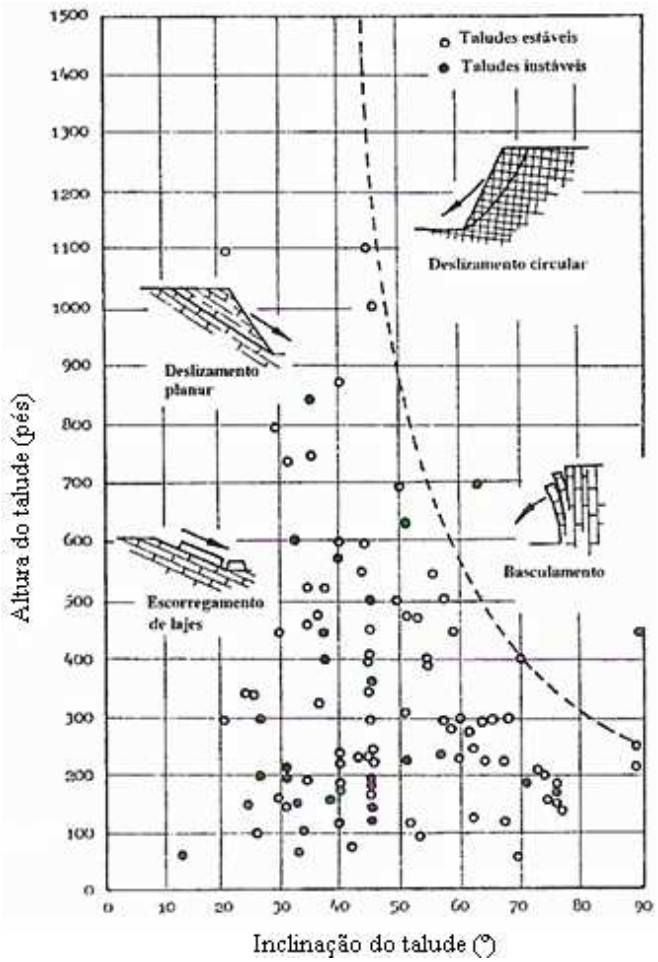



**Figura 46: Estabilidade de taludes rochosos em função da altura e inclinação (Retirado de Saraiva, 1994).**

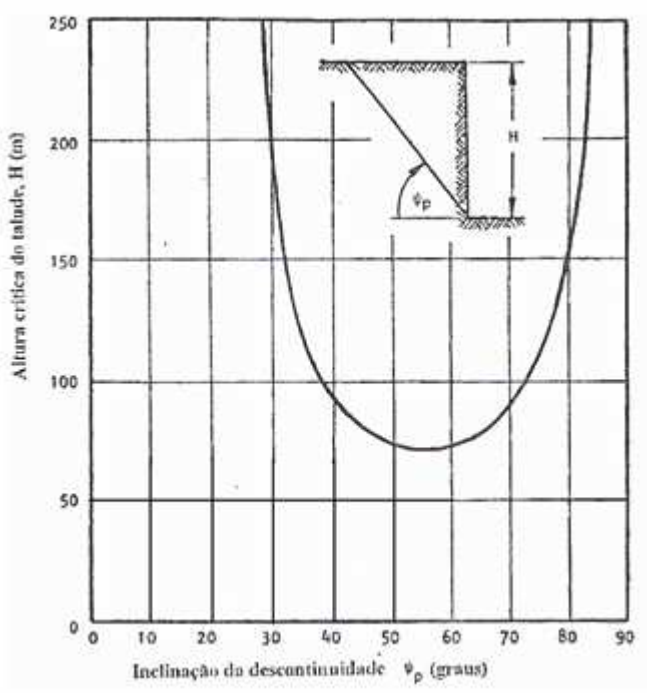



**Figura 47: Altura crítica de taludes nos estados secos e saturado em função da altura, da inclinação das camadas e da compartimentação dos maciços (Retirado de Saraiva, 1994).**

### 5.1.1 Acção do peso próprio

Considere-se um bloco de rocha com peso W assente num plano com inclinação $\psi$ (Figura 48) em que actue apenas a gravidade.

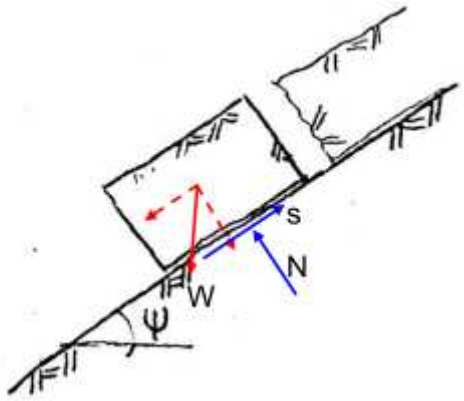



**Figura 48: Influência do peso próprio na estabilização de blocos**

Equilíbrio na direcção normal ao plano → $N = W\cos\psi$ (7)

Equilíbrio na direcção tangencial ao plano → $s = W sin\,\psi$ mas $s = \frac{c'A}{FS} + \underbrace{\sigma A}_{N'}\frac{tan\,\emptyset'}{FS}$ (8)

Então

$$W\,sin\,\psi = \frac{c'A}{FS} + \underbrace{\sigma A}_{N'}\frac{tan\,\emptyset'}{FS} = \frac{c'A}{FS} + \frac{W\,cos\,\psi\,tan\,\emptyset'}{FS} \quad (9)$$

$$\rightarrow FS = \frac{c'A+(W\,cos\,\psi)\,tan\,\emptyset'}{W\sin\psi} \quad (10)$$

$$\text{Se } c'=0 \rightarrow FS = \frac{\tan\emptyset'}{\tan\psi} \quad (11)$$

### 5.1.2 Acção do peso próprio e água

Suponha-se a existência de um bloco, o qual está assente numa superfície plana inclinada, sujeita à acção do peso próprio e à água (Figura 49).

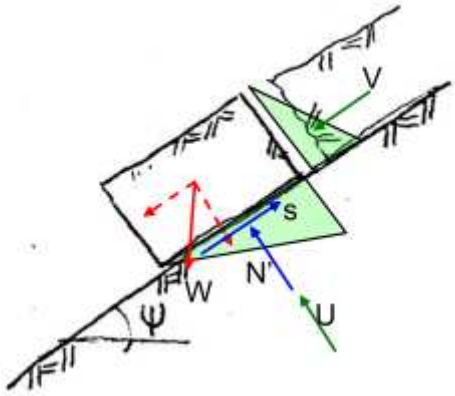



**Figura 49: Influência do peso próprio e da água na estabilização de blocos.**

Equilíbrio na direcção normal ao plano $\rightarrow N = W\cos\psi \;\rightarrow\; N' + U = W\cos\psi$ (12)

Equilíbrio na direcção tangencial ao plano $\rightarrow s = W sin\,\psi$ (13)

Mas

$$s = \frac{c'A}{FS} + (N-U)\frac{tan\,\emptyset'}{FS} \quad (14)$$

Então

$$FS = \frac{c'A+(W\cos\psi - U)\;tan\,\emptyset'}{W sin\,\psi + V} \quad (15)$$

### 5.1.3 Acção do peso próprio, água e esforço externo (ancoragem)

Considere-se o bloco apresentado na (Figura 50), que também está sujeita à acção de forças exteriores.

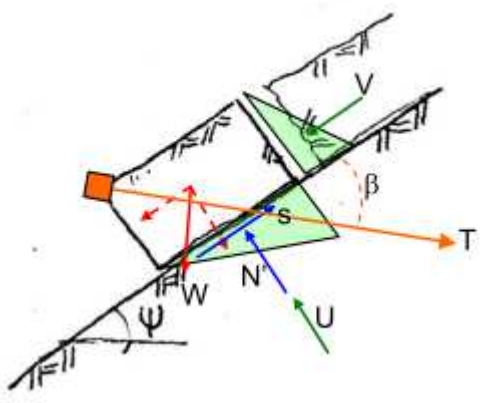



**Figura 50: Influência do peso próprio, da água e da ancoragem na estabilização de blocos.**

Equilíbrio na direcção normal ao plano → $N' + U = W\cos\psi + T\sin\beta$ (16)

Equilíbrio na direcção tangencial ao plano → $s + \mathrm{T}\cos\beta = W\sin\psi + V$ (17)

Mas

$$s = \frac{c'A}{FS} + (N - U)\frac{\tan\emptyset'}{FS} \quad (18)$$

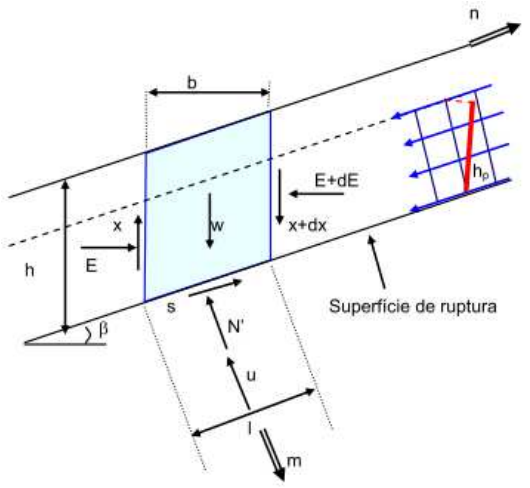
Então

$$FS = \frac{c'A + (W\cos\psi + T\sin\beta - U)\ \tan\emptyset'}{W\sin\psi + V - \mathrm{T}\cos\beta} \quad (19)$$

## 5.2 Métodos de cálculo da estabilidade de taludes

### 5.2.1 Taludes infinitos

Quando o escorregamento ocorre de uma forma translacional, paralelo à superfície do talude, desprezam-se os efeitos de extremidades e a análise é feita pelo método de talude infinito (Figura 51).




$$b = l\cos\beta$$
$$U = ul$$
$$W = bh\gamma$$

**Figura 51: Talude infinito: forças actuantes numa fatia genérica.**

Segundo Duncan (1996), o factor de segurança de taludes infinitos pode ser definido por:

$$FS = A\frac{\tan\emptyset'}{\tan\beta} + B\frac{c'}{\gamma H} \qquad \text{com } A = (1 - r_u sec^2\beta) \text{ e } B = \sec\beta.cosec\beta \quad (20)$$

### 5.2.2 Método de Taylor

Os primeiros ábacos de estabilidade foram preparados por Taylor (1948) e são estritamente aplicáveis a análises de tensões totais.
Considerando as seguintes características:

- Solo homogéneo
- Geometria simples
- Análise em tensões totais (∅=0)
- Resistência não drenada constante com a profundidade (dificilmente esta hipótese se verifica no campo)

Taylor pesquisou o círculo crítico (FS=1) considerando o problema de um talude simples e superfície de ruptura circular (Figura 52). Com base nesta geometria, Taylor sugere o cálculo do factor de estabilidade (N) correspondente a ruptura.

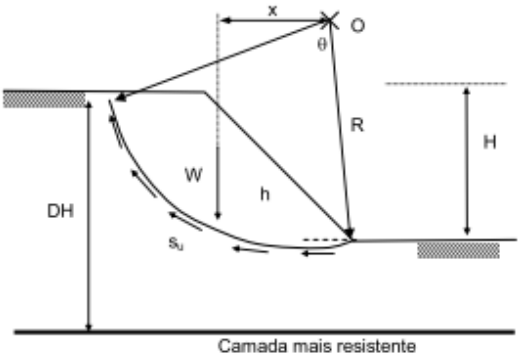



**Figura 52: Geometria do talude definida por Taylor.**

$$FS = \frac{\sum(M_0)_{resistente}}{\sum(M_0)_{actuante}} \tag{21}$$

$$\sum(M_0)_{resistente} = R\int S_u ds \qquad \sum(M_0)_{actuante} = W.x \tag{22}$$

$$FS = \frac{S_u R^2 \theta}{W.x} = N\left(\frac{S_u}{\gamma H}\right) = 1 \tag{23}$$

$$\text{N} = \text{factor de estabilidade} = \frac{\gamma H}{S_u}$$

Taylor propõe, então, o uso dos ábacos (Figura 53), para determinação do factor de estabilidade (1/N) em função da profundidade da superfície de ruptura (DH) para diferentes inclinações do talude β (inferiores a 54º). No caso da figura 53a), as linhas tracejadas, transversais às curvas de traço cheio, permite a determinação da distância da superfície de ruptura e o pé do talude (nH).

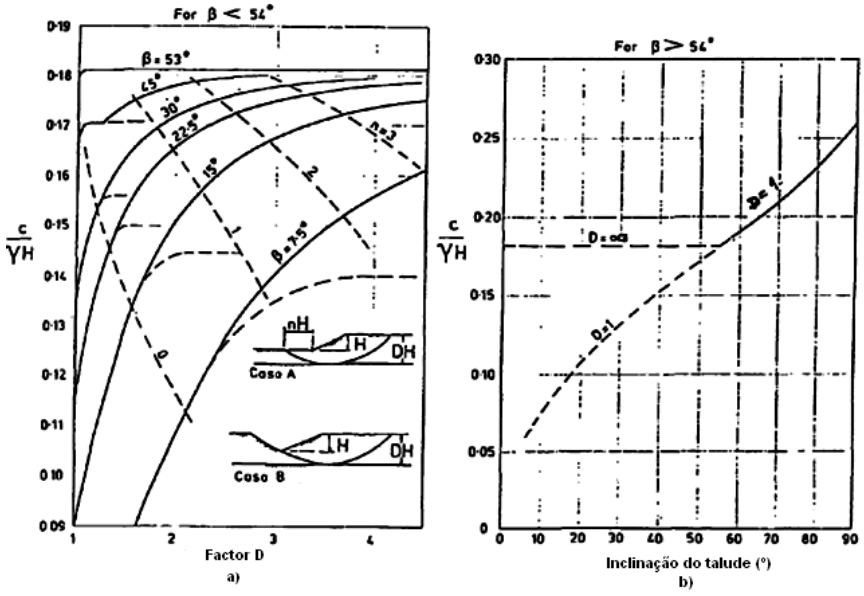



**Figura 53: Definição do parâmetro 1/N (Taylor 1948)**

Para determinar a superfície crítica, vários círculos devem ser avaliados até se obter o menor FS. O método aplica-se de acordo com o procedimento a seguir:

- Definem-se as variáveis H e D
- Para um determinado ângulo de inclinação (β) determina-se

$$\rightarrow \left(\frac{c}{\gamma H}\right) \rightarrow FS = 1 \rightarrow c_{mob} = \gamma H$$

- Calcula-se $\rightarrow FS = \frac{S_u}{c_{mob}}$

De referir ainda as seguintes notas:

1. Os ábacos são definidos para inclinações do talude superiores e inferiores a 54°:

   - β <54° (Figura 53a)) possível localizar a superfície crítica em função do parâmetro N
   - β > 54° (Figura 53b)) a superfície crítica passa necessariamente pelo pé do talude (D = 1.0)

2. Para situações em que β <54° e não existe camada rígida (D=∞) o factor de estabilidade (N) deverá ser obtido utilizando a recta tracejada na Figura 53b)
3. A localização dos círculos de pé (β > 54°) poder ser feita utilizando a Figura 54.

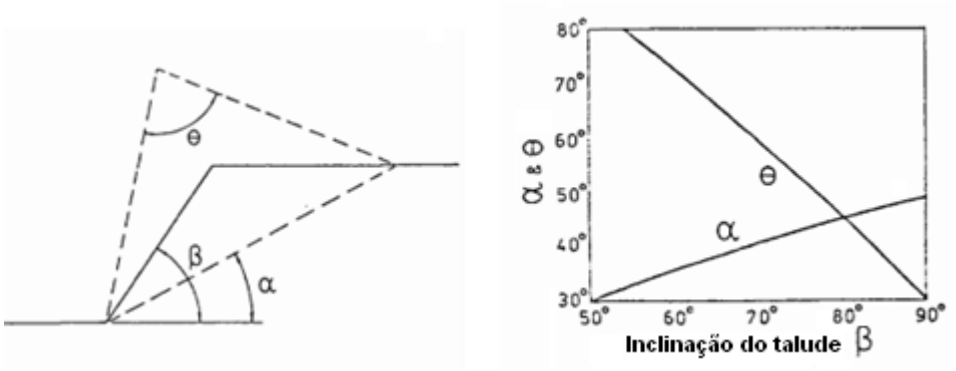



**Figura 54: Localização dos círculos de pé (β > 54°) (Taylor 1948).**

## ***Situações em que Ø ≠ 0***

Terzaghi e Peck (1967) estenderam os ábacos de Taylor para situações com Ø ≠ 0 (Figura 55). De referir que neste gráfico DH corresponde à camada abaixo do pé do talude. O procedimento para utilização do ábaco é feito de forma iterativa:

1. Assumir um valor de $FS=FS_1$
2. Calcular o valor de $\emptyset_{mob} \rightarrow tan\,\emptyset_{mob} = \frac{tan\,\emptyset}{FS_1}$
3. A partir de $\emptyset_{mob}$, β, γ, e H → determinar $c_{mob}$

4. Calcular $FS_2 = \frac{c}{c_{mob}}$

5. Caso $FS_1 \neq FS_2$ retornar para o passo 1

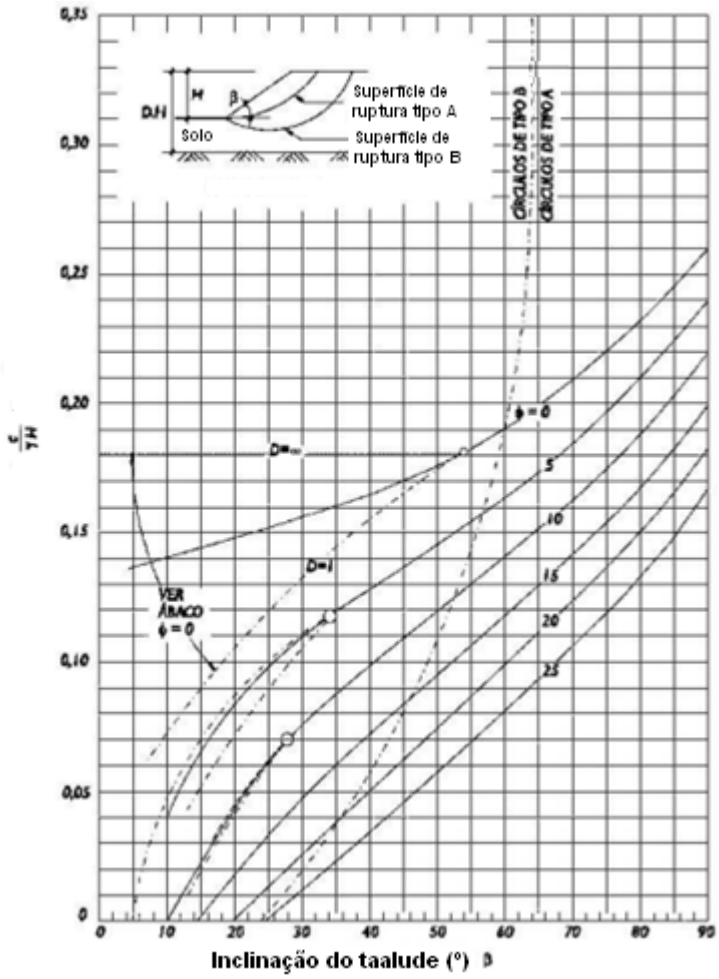



**Figura 55: Ábaco de Taylor para o caso em que c ≠ 0 e Ø ≠ 0**

### 5.2.3 Método de Hoek e Bray

Os taludes constituídos por maciços rochosos quando acentuadamente compartimentados ou alterados têm tendência a apresentarem um comportamento idêntico ao dos solos. Assim, é possível que a instabilidade se possa manifestar pelo desencadear de deslizamentos circulares.
A metodologia que é proposta por Hoek e Bray, que visa analisar as condições de estabilidade, assenta nos seguintes pressupostos, (Saraiva, 1994):

- O talude é constituído por material homogéneo;
- A resistência ao corte é dada por $\tau = c + \sigma \tan \emptyset$;
- A ruptura desenvolve-se ao longo de uma superfície circular que passa pela base do talude;
- Ocorre sempre uma fractura de tracção na face superior do talude;

- A fractura de tracção e a superfície de deslizamento têm uma localização tal que FS é mínimo para as condições admitidas para a geometria e para a água subterrânea;
- Consideram-se diferentes condições de fluxo no talude.

Na Figura 56 apresenta-se um exemplo em que as rectas de fluxo são quase paralelas ao NF. Este intersecta a superfície do terreno a uma distância x, medida em múltiplos da altura do talude para trás da sua base e outro em que o solo se encontra saturado.

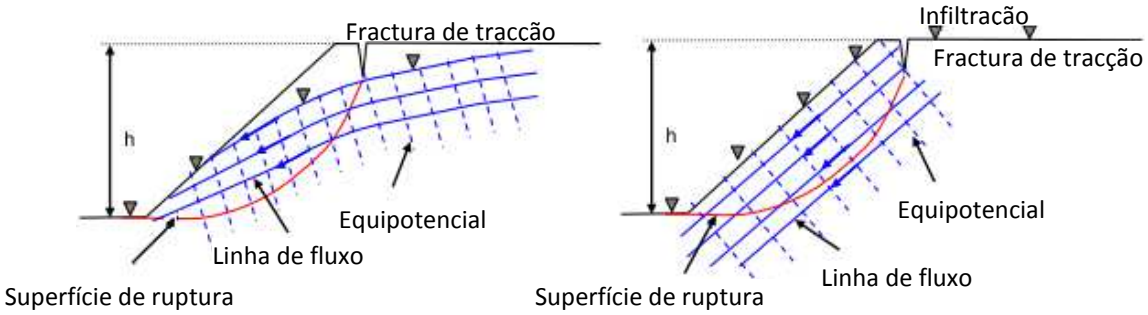



**Figura 56: Condições de fluxo: muito saturado à esquerda e completamente saturado à direita (Hoek and Bray, 1981).**

O modo de utilizar os ábacos de ruptura circular encontra-se esquematizado na Figura 57 e os procedimentos a que se recorre são:

1. Identificar as condições do NF que existem no talude e escolher o ábaco que está mais próximo destas condições;
2. Calcular o coeficiente adimensional dado por $\frac{c}{\gamma H \tan \emptyset}$;
3. Seguir a recta radial desde o valor encontrado em 2 até à sua intersecção com a curva que corresponde à inclinação do talude em análise;
4. Encontrar o correspondente valor de $\frac{\tan \emptyset}{F}$ ou $\frac{c}{\gamma HF}$.

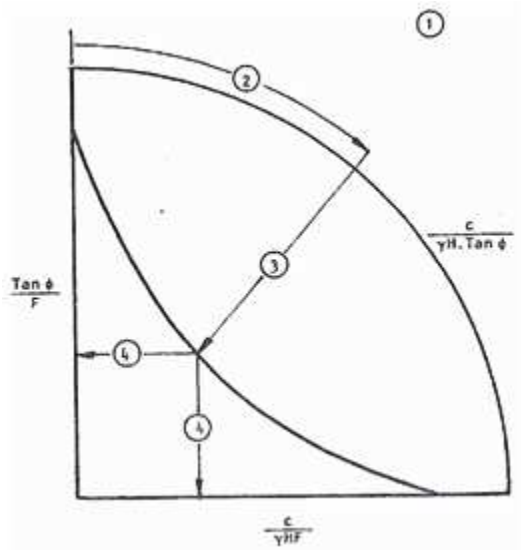



**Figura 57: Sequência de utilização dos ábacos (Hoek e Bray, 1981).**

Os ábacos (Figuras A1 à A5 – Anexo A), mostram as soluções para cinco situações distintas de linha freática, definidas geometricamente pela razão $L_w$ / H, onde H é a altura do talude e $L_w$ é a distância entre o pé do talude e o ponto onde a linha freática atinge a superfície do terreno.

### 5.2.4 Método das fatias – Método geral

Trata-se de uma técnica aplicável a taludes constituídos por solos heterogéneos em termos de resistência e em que é possível conhecer, ou prever, as pressões intersticiais da água.
Considerando o exemplo da Figura 58 em que se apresenta o talude ABC em que AB'D corresponde a uma superfície potencial de ruptura circular de centro em O.
O método consiste em:

- Subdividir o talude em fatias assumindo a base da fatia linear;
- Efectuar o equilíbrio de forças de cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia são geradas pelo peso de solo contido na fatia;
- Calcular o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos.

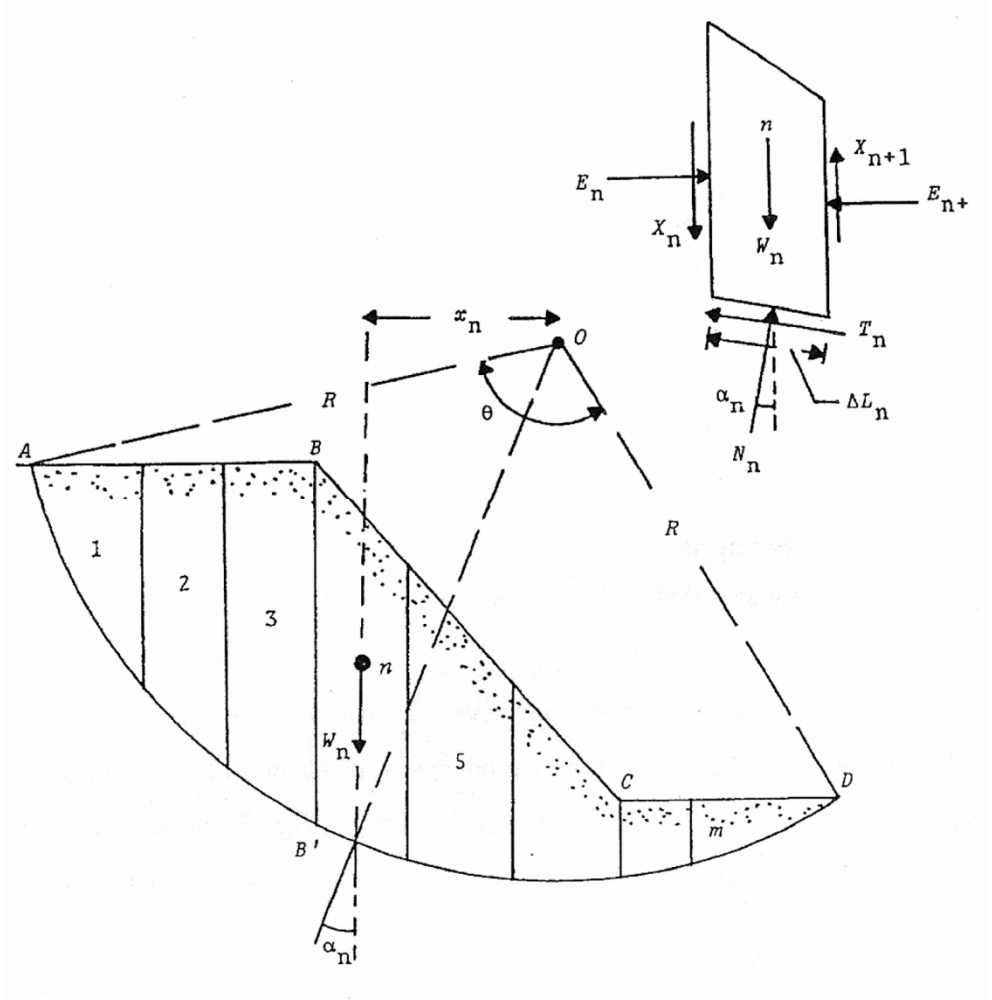



**Figura 58: Aplicação do método das fatias a um talude e forças interfatias (Retirado de Saraiva, 1994).**

A força de corte é dada por:

$$T_n = S_m \Delta L_n = \left(\frac{c+\sigma_n \tan \emptyset}{FS}\right) \Delta L_n \qquad \text{onde } \sigma_n = \left(\frac{N_n}{L_n}\right) - U_n \tag{24}$$

Se desprezarmos as forças horizontais totais e as forças de corte verticais que actuam nos lados das fatias ($E_n$, $E_{n+1}$, $X_n$ e $X_{n+1}$)

$$W_n x_n = T_n R \tag{25}$$

$$W_n x_n = \left(\frac{c+\sigma_n \tan \emptyset}{FS}\right) \Delta L_n R = \frac{c+\left[\left(\frac{N_n}{L_n}\right)-U_n\right] t \times \tan \emptyset}{FS} \tag{26}$$

$$N = W_n \cos \alpha_n \tag{27}$$

Pelo que

$$FS = R\left[\frac{c\Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - U_n \Delta L_n) \tan \emptyset}{W_n x_n}\right] \tag{28}$$

$$x_n = R \sin \alpha_n \tag{29}$$

Assim

$$FS = \sum_{n=1}^{m} \left[\frac{c\Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - U_n \Delta L_n) \tan \emptyset}{W_n \sin \alpha_n}\right] \tag{30}$$

### 5.2.5 Método de Fellenius

Neste método é feito o equilíbrio de forças em cada fatia na direcção normal à superfície de ruptura, obtendo:

$$N + (X_{n+1} - X_n - W) \cos \alpha - (E_{n+1} - E_n) \sin \alpha = 0 \tag{31}$$

ou

$$N = (W + X_n - X_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha \tag{32}$$

$$FS = \frac{R}{\sum W_i \times x} \sum \left( \sum c' l + [W \cos \alpha - Ul] \operatorname{tg} \emptyset' + \left\{ \overbrace{(X_n - X_{n+1}) \cos \alpha' - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha}^{hipótese\ simplificadora} \right\} \operatorname{tg} \emptyset' \right) \tag{33}$$

$$FS = \frac{\sum (c' l + [W \cos \alpha - Ul] \operatorname{tg} \emptyset')}{\sum W_i \sin \alpha} \tag{34}$$

**Exemplo:**

Segue-se então um exemplo simples de um talude, com as seguintes características do solo:

- Ângulo de atrito do solo: Ø=25º
- Coesão do solo: c=15kPa
- Peso específico do solo: 17kN/m$^3$

Na Figura 59 podemos observar a geometria do talude bem como a sua superfície de ruptura, e na Figura 60 verificamos as dimensões das fatias. No Quadro 10 encontram-se os parâmetros para o cálculo do factor de segurança para o método de Fellenius.

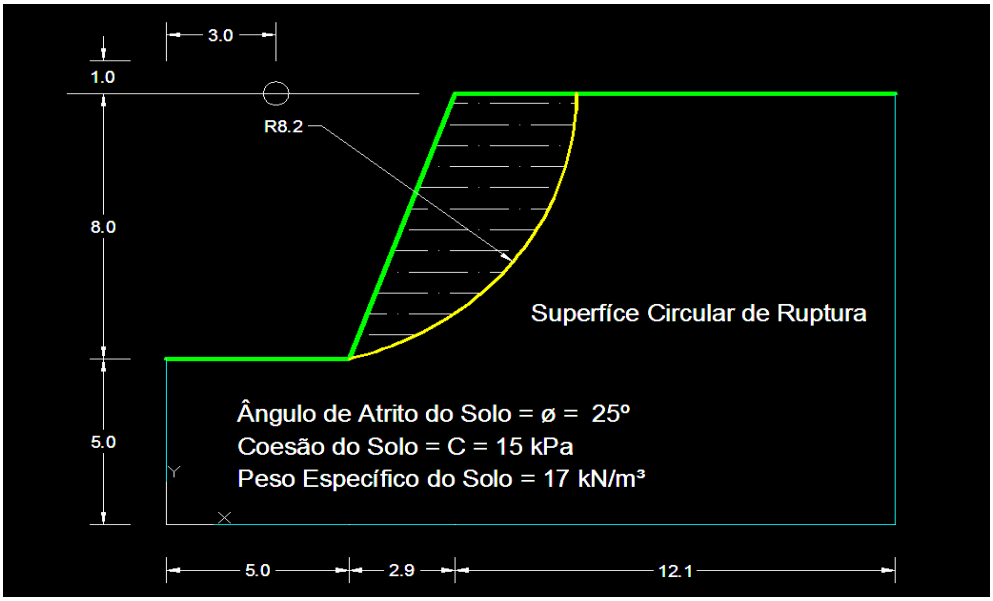



**Figura 59: Geometria do talude**

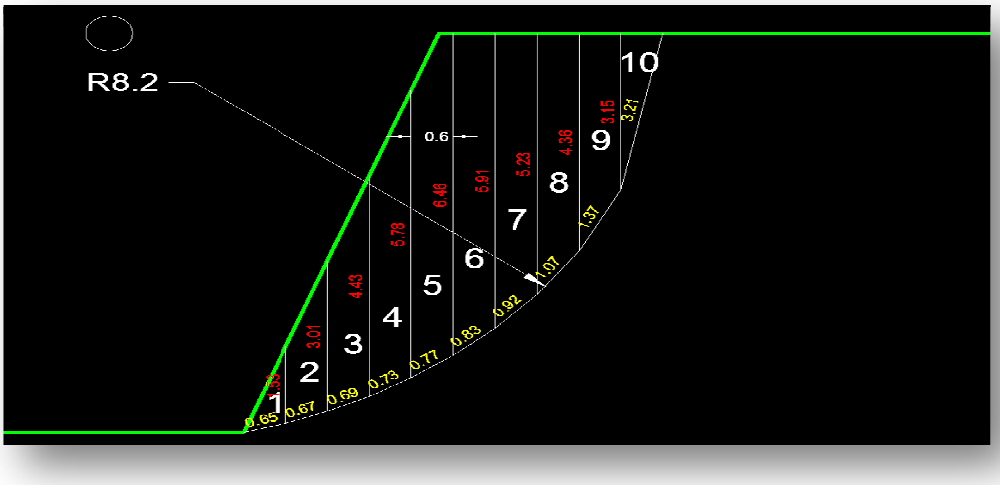



**Figura 60: Dimensões das fatias**

**Quadro 10: Cálculo do factor de segurança através do método de Fellenius**

| APLICAÇÃO DO MÉTODO DE FELLENIUS | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Fatia (n)** | **Altura Média (h)** | **Largura da Faixa (Dx)** | **Largura da Base (l)** | **Inclinação da Fatia (θ) °** | **Ângulo Atrito (Φ)** | **Coesão do Solo (c)** | **Peso Específico Solo (g)** | **Peso Fatia (P)** | **Poropressão (u)** | **c*l** | **(P*cos(θ) - u*Δx*sec(θ))*tg(Φ)** | **P*sen(θ)** |
| 1 | 0,765 | 0,6 | 0,65 | 16 | 25 | 15 | 17 | 7,803 | 0 | 9,75 | 3,50 | 2,15 |
| 2 | 2,27 | 0,6 | 0,67 | 21 | 25 | 15 | 17 | 23,154 | 0 | 10,05 | 10,08 | 8,30 |
| 3 | 3,72 | 0,6 | 0,69 | 26 | 25 | 15 | 17 | 37,944 | 0 | 10,35 | 15,90 | 16,63 |
| 4 | 5,105 | 0,6 | 0,73 | 31 | 25 | 15 | 17 | 52,071 | 0 | 10,95 | 20,81 | 26,82 |
| 5 | 6,12 | 0,6 | 0,77 | 36 | 25 | 15 | 17 | 62,424 | 0 | 11,55 | 23,55 | 36,69 |
| 6 | 6,185 | 0,6 | 0,83 | 41 | 25 | 15 | 17 | 63,087 | 0 | 12,45 | 22,20 | 41,39 |
| 7 | 5,57 | 0,6 | 0,92 | 47 | 25 | 15 | 17 | 56,814 | 0 | 13,80 | 18,07 | 41,55 |
| 8 | 4,795 | 0,6 | 1,07 | 54 | 25 | 15 | 17 | 48,909 | 0 | 16,05 | 13,41 | 39,57 |
| 9 | 3,755 | 0,6 | 1,37 | 63 | 25 | 15 | 17 | 38,301 | 0 | 20,55 | 8,11 | 34,13 |
| 10 | 1,575 | 0,6 | 3,21 | 79 | 25 | 15 | 17 | 16,065 | 0 | 48,15 | 1,43 | 15,77 |
| | | | | | | | | | Soma = | 163,65 | 137,06 | 263,00 |
| | | | | | | | | | | | **FS =** | **1,143** |

**Quadro 11: Cálculo do factor de segurança através do método de Bishop**

| APLICAÇÃO DO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Fatia (n)** | **Altura Média (h)** | **Largura da Faixa (Dx)** | **Largura da Base (l)** | **Inclinação da Fatia (θ) °** | **Ângulo Atrito (Φ)** | **Coesão do Solo (c)** | **Peso Específico Solo (g)** | **Peso Fatia (P)** | **Poropressão (u)** | **c*l** | **(P-u.Dx-c.Dx.tg(q)/F)/ (cos(q)+tg(f).sen(q)/F)*tg(f)** | **P*sen(θ)** |
| 1 | 0,765 | 0,6 | 0,65 | 16 | 25 | 15 | 17 | 7,803 | 0 | 9,75 | 2,388 | 2,151 |
| 2 | 2,27 | 0,6 | 0,67 | 21 | 25 | 15 | 17 | 23,154 | 0 | 10,05 | 8,652 | 8,298 |
| 3 | 3,72 | 0,6 | 0,69 | 26 | 25 | 15 | 17 | 37,944 | 0 | 10,35 | 14,688 | 16,634 |
| 4 | 5,105 | 0,6 | 0,73 | 31 | 25 | 15 | 17 | 52,071 | 0 | 10,95 | 20,580 | 26,819 |
| 5 | 6,12 | 0,6 | 0,77 | 36 | 25 | 15 | 17 | 62,424 | 0 | 11,55 | 25,071 | 36,692 |
| 6 | 6,185 | 0,6 | 0,83 | 41 | 25 | 15 | 17 | 63,087 | 0 | 12,45 | 25,488 | 41,389 |
| 7 | 5,57 | 0,6 | 0,92 | 47 | 25 | 15 | 17 | 56,814 | 0 | 13,8 | 22,823 | 41,551 |
| 8 | 4,795 | 0,6 | 1,07 | 54 | 25 | 15 | 17 | 48,909 | 0 | 16,05 | 19,134 | 39,568 |
| 9 | 3,755 | 0,6 | 1,37 | 63 | 25 | 15 | 17 | 38,301 | 0 | 20,55 | 12,789 | 34,126 |
| 10 | 1,575 | 0,6 | 3,21 | 79 | 25 | 15 | 17 | 16,065 | 0 | 48,15 | -19,591 | 15,770 |
| | | | | | | | | | Soma = | 163,650 | 132,022 | 262,997 |
| | | | | | | | | | | | **FS =** | **1,124** |

### 5.2.6 Método de Bishop simplificado

De acordo com Saraiva (1994), ao não considerarmos $E_n$, $E_{n+1}$, $X_n$ e $X_{n+1}$ estaremos a calcular o FS com um erro de 15%.
Tendo em consideração essas mesmas componentes:

$$n_n \cos \alpha_n + T_n \sin \alpha_n = W_n + (X_n - X_{n+1}) \tag{35}$$

$$N_n = N'_n + U_n \Delta L_n \tag{36}$$

$$N'_n \cos \alpha_n = [W_n + (X_n - X_{n+1}) - T_n \sin \alpha_n - U_n L_n \cos \alpha_n] \tag{37}$$

$$T_n = \frac{c \Delta L_n + N_n \tan \emptyset}{FS} \tag{38}$$

Combinando as duas equações anteriores:

$$N_n = \frac{\left[W_n + (X_n - X_{n+1}) - \frac{c}{FS} \Delta L_n \, sin \, \alpha_n - U_n L_n \, cos \, \alpha_n\right]}{cos \, \alpha_n + \frac{tan \, \emptyset \, sin \, \alpha_n}{FS}} \tag{39}$$

$$FS = \frac{c b_n + (W_n - U_n b_n) \tan \emptyset + (X_n - X_{n+1}) \tan \emptyset}{m_\alpha W_n \sin \alpha_n} \tag{40}$$

Considerando

$$m_\alpha = \cos \alpha_n + \frac{\tan \emptyset \sin \alpha_n}{FS} \tag{41}$$

Desprezando $X_n$ - $X_{n+1}$

$$FS = \sum \frac{c b_n + (W_n - U_n b_n) \tan \emptyset}{m_\alpha W_n \sin \alpha_n} \tag{42}$$

Este método deve seguir os seguintes passos:

1. Escolher a superfície de ruptura potencial;
2. Dividir o maciço, que se encontra acima dessa superfície de ruptura, em fatias;
3. Determinar $b_n$, $\alpha_n$, $W_n$ e $U_n$ para cada fatia;
4. Arbitrar FS para calcular $m_\alpha$, em geral, usa-se o FS obtido pelo método de Fellenius como 1ª aproximação;
5. Calcular FS;
6. Se o FS determinado em 5 for diferente do obtido em 4, arbitrar outro FS e repetir os passos 4 e 5 de modo a que o FS arbitrado coincida com o FS calculado.

No Quadro 11 encontram-se os parâmetros para o cálculo do factor de segurança, para o mesmo exemplo utilizado anteriormente, agora através método de Bishop, valor ligeiramente inferior ao calculado pelo método de Fellenius.

### 5.2.7 Método de Bishop e Morgenstern

A partir da expressão utilizada para o cálculo do factor de segurança no método de Bishop simplificado, Bishop e Morgenstern desenvolveram ábacos para o cálculo de FS. Na Figura 61 apresenta-se um exemplo de um talude aplicando este método.

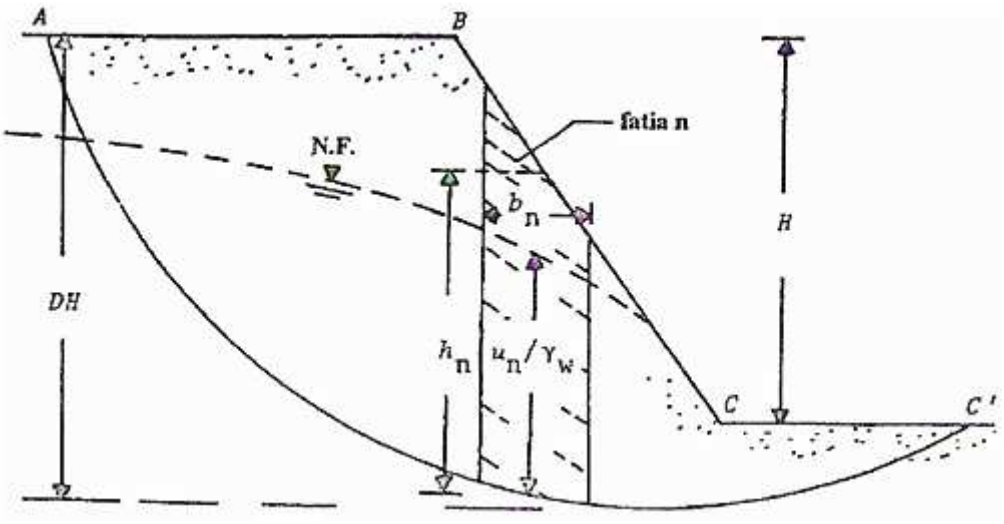



**Figura 61: Método das fatias de Bishop e Morgenstern (Bishop e Morgenstern, 1960)**

A partir da expressão utilizada pelo método anterior, e dado que $W_n = \gamma b_n h$

$$r_u = \frac{U_n}{\gamma h_n} \tag{43}$$

Temos então

$$FS = \sum \left\{ \left[ \frac{c}{\gamma h} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} (1 - r_u) \tan \emptyset \right] \frac{1}{m_\alpha} \right\} \tag{44}$$

$$FS = m - n r_u \tag{45}$$

A variação de *m*, *n*, com $c/\gamma H$, D, Ø e β apresenta-se nos ábacos desenvolvidos pelos autores deste método (Figura A6 à A11 – Anexo A). Os procedimentos são:

1. Determinar β, Ø e $c/\gamma H$;
2. Estimar $r_u$;
3. Utilizar os ábacos para D=1, 1.25 e 1.5 para valores próprios de $c/\gamma H$ e assim calcular m e n;
4. Calcular FS e os valores de m e n obtidos no passo anterior para diferentes factores de profundidade;
5. O menor FS obtido em 4 corresponde ao FS.

### 5.2.8 Método das fatias de Spencer

O método das fatias de Spencer (1967) (Figura 62), permite determinar FS com base nas forças interfatias, estas forças ($Z_n$ e $Z_{n+1}$) podem ser representadas pela sua resultante Q, com inclinação θ, admite ainda que o solo de fundação é heterogéneo.

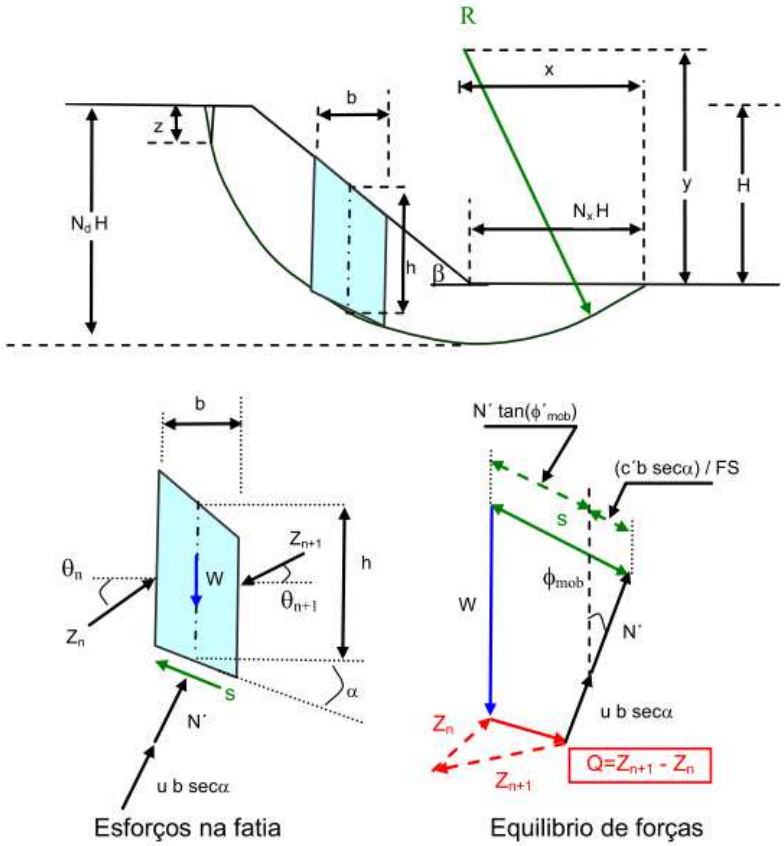



**Figura 62: Método das fatias de Spencer (Spencer, 1967).**

Visto que $l = b \sec\alpha$, a força mobilizada na base da fatia é

$$s = \frac{c'b \sec\alpha}{FS} + N' \frac{\tan\emptyset'}{FS} \tag{46}$$

A partir do equilíbrio de forcas nas direcções paralela e normal a base da fatia chega-se a equação da resultante Q.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS}\sec\alpha + \frac{\tan\emptyset'}{FS}(W\cos\alpha - ub\sec\alpha) - W\sin\alpha}{\cos(\alpha-\theta)\left\{1+\frac{\tan\emptyset'}{FS}\tan(\alpha-\theta)\right\}} \tag{47}$$

Se desejarmos assumir que a distribuição de pressão intersticial da água é homogénea, definida pelo factor $r_u$, a expressão para cálculo de resultante Q pode ser rescrita em termos adimensionais:

$$Q = \gamma H b \left[\frac{\frac{c'}{FS\gamma H} + \frac{1}{2}\frac{h}{H}\frac{\tan\emptyset'}{FS}(1-2r_u+2\cos\alpha) - \frac{1}{2}\frac{h}{H}\sin 2\alpha}{\cos\alpha\cos(\alpha-\theta)\left\{1+\frac{\tan\emptyset'}{FS}\tan(\alpha-\theta)\right\}}\right] \tag{48}$$

Se as forças externas sobre o aterro estiverem em equilíbrio, isto é:

$$\sum Q \cos\theta = 0$$
$$\sum Q \sin\theta = 0 \quad (49)$$

Se a soma dos momentos das forças externas em torno do centro do círculo forem nulas, o mesmo ocorre com o somatório de momentos das forcas internas

$$\sum Q[R\cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad \text{dado que R é constante} \quad (50)$$

$$\sum Q\cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (51)$$

Como forma de superar o problema de desequilíbrio entre número de equações e de incógnitas, Spencer (1967) sugeriu como solução adoptar um valor de inclinação θ constante para todas as fatias, assim

$$\sum Q = 0 \quad (52)$$

Com base em diversos valores de θ calculam-se os FS e projectam-se os valores, como se verifica na Figura 63.

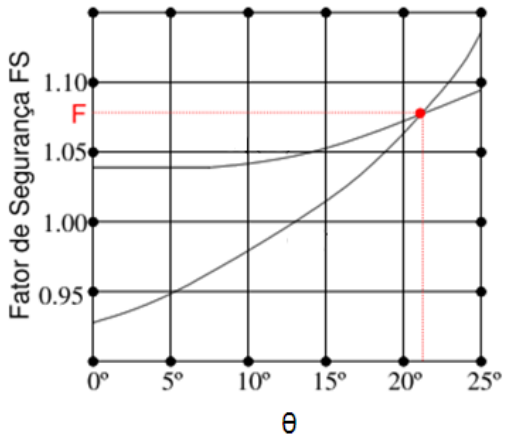



**Figura 63: Convergência do Método de Spencer (Spencer, 1967).**

### 5.2.9 Método de Janbu

Este método desenvolvido por Janbu (1973) com base no método das fatias de Bishop possibilita a análise da superfície de ruptura de um talude com uma forma não circular. Em relação ao método de Bishop existem duas alterações essenciais:

- Admite a existência de uma qualquer superfície de ruptura em vez de um conjunto de tentativas para localizar o círculo crítico;
- Introduz um factor de correcção, $f_0$ que materializa a influência da distribuição da "força interfatias" no FS, (Figura 64).

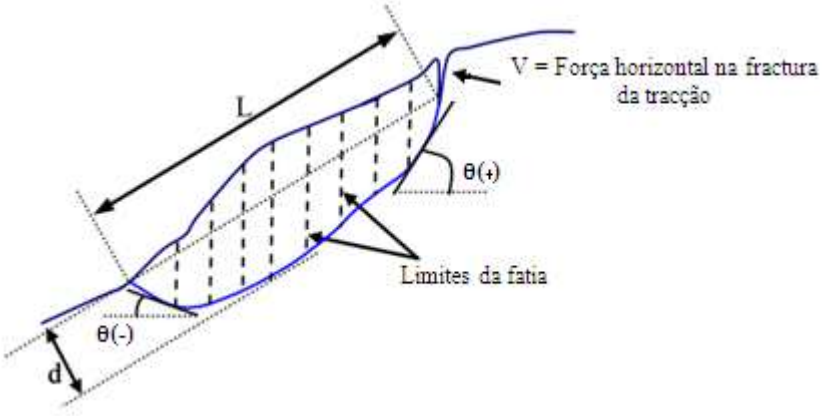



**Figura 64: Parâmetros do método de Jambu Simplificado (Janbu, 1973).**

$$FS = \frac{f_0}{\sum W \tan\theta + V} \sum [cb + (W - ub) \tan \emptyset] / \cos\theta M_\theta \quad (53)$$

O factor $f_o$ depende do tipo de solo e pode ser obtido na Figura A12 e $M_\theta$ nas Figuras A13 e A14 (Anexo A).

O Quadro 12 e o Quadro 13 fazem um breve resumo dos métodos de análise de estabilidade de taludes abordados neste capítulo.

**Quadro 12: Métodos de análise de estabilidade de taludes.**

| Método | Superfície | Considerações | Vantagens | Limitações | Factor de segurança | Aplicação |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Talude infinito | Plana | • Estabilidade global representada pela estabilidade de uma fatia vertical. | • Método simples, com cálculos manuais. | • Aplicado somente para taludes com altura infinita em relação a profundidade da superfície da ruptura. | $FS = A\frac{\tan \emptyset'}{\tan \beta} + B\frac{c'}{\gamma H}$<br>$A = (1 - r_u sec^2 \beta)$<br>$B = \sec \beta . cosec\beta$ | • Escorregamentos longos com pequena espessura de massa instável. |
| Taylor (1948) | Circular | • Método do círculo de atrito;<br>• Análise em termos de tensões totais;<br>• Taludes homogéneos. | • Método simples, com cálculos manuais. | • Aplicado apenas para algumas condições geométricas indicadas nos ábacos. | Retirado de ábacos. | • Estudos preliminares;<br>• Pouco usado na prática. |
| Fellenius (1936) | Circular | • A resultante das forças tem direcção paralela à base da fatia;<br>• Ignora as forças entre as fatias. | • Método simples, com cálculos manuais;<br>• Resultados conservativos. | • Em círculos muito profundos e com elevados valores de poropressão, o método tende a fornecer valores pouco confiáveis. | $FS = \frac{\sum(c'l + [W\cos\alpha - Ul]\text{tg}\emptyset')}{\sum W_i \sin \alpha}$ | • Usado com regularidade na prática. |
| Bishop simplificado (1955) | Circular | • Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias;<br>• Resultante das forças verticais entre fatias é nula. | • Método simples, com cálculos manuais ou em computador;<br>• Resultados conservativos. | • Método iterativo;<br>• Aplicação imprecisa para solos estratificados. | $FS = \sum \frac{cb_n + (W_n - U_n b_n)\tan \emptyset}{m_\alpha W_n \sin \alpha_n}$<br>$m_\alpha = \cos \alpha_n + \frac{\tan \emptyset \sin \alpha_n}{FS}$ | • Método muito usado na prática;<br>• É recomendado para projectos simples. |

**Quadro 13: Métodos de análise de estabilidade de taludes (continuação).**

| Método | Superfície | Considerações | Vantagens | Limitações | Factor de segurança | Aplicação |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Bishop e Morgenstern (1960) | Circular | • Aplica o método simplificado de Bishop | • Método simples, com cálculos manuais. | • Aplicado somente para solos homogéneos. | Retirado directamente de ábacos. | • Estudos preliminares;<br>• Projectos simples de taludes homogéneos. |
| Hoek e Bray (1981) | Circular | • Massa instável considerada como um corpo rígido;<br>• Solução pelo limite inferior; | • Uso simples. | • Aplicado apenas para solos homogéneos;<br>• Número limitado (5) de condições específicas de nível freático no talude. | Retirado directamente de ábacos. | • Estudos preliminares;<br>• Pouco usado na prática. |
| Spencer (1967) | Não circular | • Método rigoroso;<br>• Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. | • Método simples, com cálculos manuais;<br>• Resultados conservativos. | • Valores de FS mais realísticos. | Calcula FS quando o equilíbrio dos momentos for igual ao equilíbrio das forças. | • Análises mais sofisticadas, com restrições geométricas da superfície da ruptura. |
| Janbu (1973) | Não circular | • Considera o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia;<br>• Despreza as forças verticais entre as fatias. | • Superfícies de ruptura realísticas;<br>• Implementação simples em computadores. | • Aplicado apenas para solos homogéneos;<br>• Pode subestimar o factor de segurança. | Calculado com o auxílio de ábacos, ou por programas informáticos. | • Método muito usado na prática;<br>• Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo. |

## 5.3 Instrumentação em taludes

Saraiva (1994) refere que a instrumentação instalada em taludes pode ter vários objectivos, entre os quais:

- Dar indicações importantes para a análise da estabilidade em domínios potencialmente instáveis;
- Possibilitar o grau de justeza das condições de projecto;
- Minimizar o risco durante a construção;
- Prevenir as populações que possam vir a ser afectadas.

### 5.3.1 Movimentos superfícies

A movimentação dos terrenos origina uma alteração da morfologia e da geometria da superfície do terreno.
Para avaliar a dimensão dessas alterações é necessário proceder a medições, recorrendo aos seguintes métodos apresentados no Quadro 14:

**Quadro 14: Controlo de movimentos superficiais (Adaptado de Coelho, 1996).**

| **Método** | **Sistema de medida** | **Parâmetros medidos** | **Observações** |
|---|---|---|---|
| **Métodos geodésicos** | Triangulação | Medida de ângulos a partir de duas ou mais bases fixas | Medição de movimentos em três dimensões |
| | Trilateração | Medição de distâncias a partir de três ou mais bases fixas | Precisão média da ordem do centímetro |
| | Poligonação | Medição de ângulos e distâncias a partir de um mínimo de três bases fixas | Procedimento de leitura e aquisição de dados laboratoriais |
| **Nivelação** | —— | Medição de movimentos verticais relativamente a bases de referência fixas | Controla apenas movimentos verticais; Leitura de tratamento de dados rápido e simples |
| **Colimação** | —— | Medição de movimentos horizontais desde os locais de controlo, até um plano vertical de colimação fixo | Precisão na ordem do milímetro; Apenas controla movimentos horizontais |

Os pilares para locais de observação de medidas geodésicas, as bases de referência no nivelamento e colimação devem situar-se fora de zonas afectadas pela movimentação.

### 5.3.2 Medições de movimentos no interior de maciços

Os inclinómetros e os extensómetros são os dispositivos mais utilizados na execução das medições.

***Inclinómetro***

O inclinómetro permite medir os deslocamentos horizontais no interior do terreno e ao longo da vertical de um furo de sondagem, é composto de uma haste cilíndrica com um sensor de inclinação embutido no seu interior e duas ou quatro rodas distribuídas nas laterais. As rodas encaixam-se nas ranhuras existentes num tubo flexível enterrado no solo, fazendo com que o sensor acompanhe a direcção do tubo (Figura 65). É então medida a inclinação do tubo em intervalos constantes, e calculado, a partir do ângulo de inclinação, o deslocamento de cada segmento de tubo.

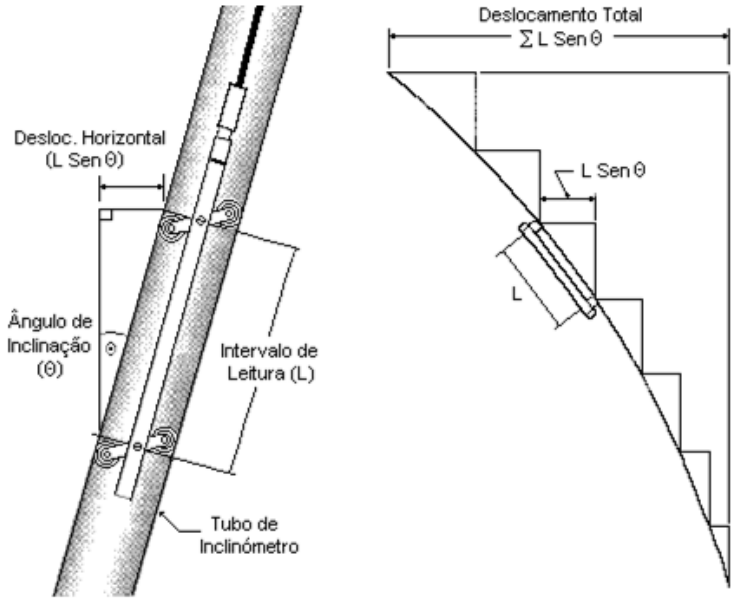



**Figura 65: Inclinómetro.**

***Extensómetros de fios ou de varas***

Segundo Saraiva (1994), estes dispositivos são instalados em furos de sondagem de modo a permitirem a medição dos movimentos relativos que ocorrem entre a boca do furo e os pontos situados no seu interior.
A medição dos movimentos é feita à superfície através de sistemas mecânicos, como é o caso dos comparadores, ou de transductores eléctricos.
Na (Figura 66) apresenta-se um extensómetro com três varas ancoradas, cuja medição dos deslocamentos é feita com o auxílio de um comparador.

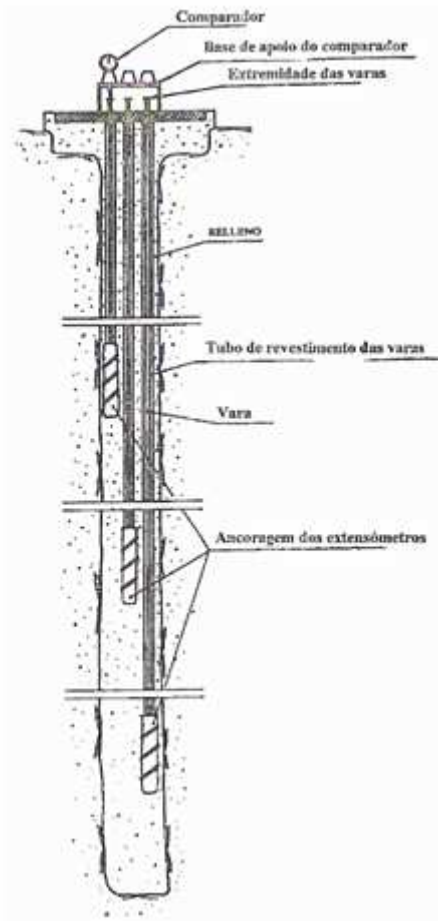



**Figura 66: Extensómetro com três varas.**

## 5.4 Correcção de taludes

Com o desencadear da instabilidade, quer antes, durante ou após, é necessário proceder ao reforço da sua estabilidade, recorrendo a processos adequados que tanto podem actuar de forma isolada ou conjugada:

- Drenagem;
- Reforço do talude;
- Modificação da geometria do talude;
- Remoção do material deslizado ou do material situado acima da superfície deslizada.

### 5.4.1 Geometria do talude

Para taludes com alturas significativas e com uma constituição muito heterogénea é frequente recorrer a utilização de banquetas (Figura 67).
São plataformas em forma de degraus construídas longitudinalmente nos taludes com o objectivo de minimizar o efeito das águas pluviais e evitar deslizamentos de materiais sobre os mesmos.

**Figura 67: Execução de banquetas na contenção periférica do complexo da Peugeot – Funchal (Autor desconhecido)**

## 5.4.2 Drenagem

A drenagem tem como objectivo diminuir as pressões intersticiais que intervêm na instabilidade do talude. Possibilita ainda que as obras decorram em segurança permitindo a construção de taludes mais altos e inclinados.

***Drenagem superficial***

A drenagem superficial tem como objectivos:

- Evitar que as águas escorram ao longo da superfície do talude provocando a sua erosão;
- Recolher e transportar as águas de modo a evitar a infiltração da mesma através das fracturas que se possam encontrar na crista do talude.

Saraiva (1994) refere que estes objectivos podem ser conseguidos através da construção, na zona da crista do talude, de valas drenantes impermeabilizadas com uma direcção paralela à do talude (Figura 68). Para garantir a sua eficiência devem ser adequadamente dimensionadas em termos de secção e de inclinação. Posteriormente deve ser garantida também a sua manutenção através de uma inspecção periodicamente.

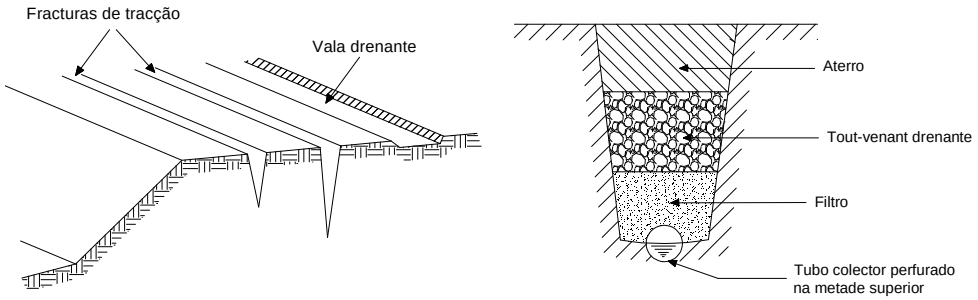



**Figura 68: Vala drenante.**

Ainda assim a simples construção de valas drenantes pode, por si só, não ser suficiente, principalmente quando nas imediações da crista do talude surgem fracturas de tracção. Neste caso estas devem ser impermeabilizadas com um material como argila. Quando as aberturas forem superiores a 5-10cm deve, antes da impermeabilização introduzir-se um material permeável, como por exemplo, o seixo.

***Drenagem profunda***

A drenagem profunda destina-se a possibilitar o abaixamento do nível freático e o decréscimo das pressões intersticiais da água e é feita geralmente através de:

- **Drenos sub-horizontais:** São tubos de drenagem, geralmente de PVC rígido, instalados em perfurações sub-horizontais e têm por finalidade a captação de parte da água de percolação interna de aterro;

- **Poços verticais de drenagem:** Apesar do elevado custo do equipamento, os poços drenantes verticais podem possibilitar, através da instalação de bombas submersas uma adequada estabilidade do talude durante a sua construção;

- **Galerias drenantes:** São sistemas muito dispendiosos, mas de elevada eficácia, pelo que a sua aplicação só deverá ocorrer em situações muito particulares. Trata-se de galerias que são escavadas no interior do talude a uma distância considerável da sua superfície.

### 5.4.3 Prevenção dos desmoronamentos

***Protecção com rede metálica***

Este tipo de protecção pode impedir os blocos de terem um trajecto fácil após o desprendimento e actuar como um agente estabilizador (Figura 69). Para sua aplicação é necessário ter um cabo horizontal principal ancorado ao topo do talude a partir do qual se estende a rede ao logo da superfície.

**Figura 69: Protecção com rede metálica no talude da Ribeira de Natal - Caniçal (Retirado da SRES).**

A rede é, em geral, de dupla torção galvanizada, sendo usada também rede de torção simples para envolver melhor os contornos do terreno.
A eficácia da rede pode aumentar com a colocação de ancoragens todos os 3-4m$^2$.

## ***Vedações***

As vedações são utilizadas com o objectivo de controlar os desmoronamentos (Figura 70). São compostas essencialmente por rede tradicional de simples torção suportada por postes rígidos e fixos.

**Figura 70: Rede retenção aplicada no talude da Ribeira de Natal - Caniçal (Retirado da SRES).**

Na Figura 71 e Figura 72 apresenta-se alguns pormenores das vedações, que apresentam as seguintes características, Saraiva (1994):

- Concepção modular que possibilita uma boa adaptação ao terreno e de fácil montagem;
- Os blocos retidos por todo o conjunto podem atingir vários metros cúbicos;
- Possuem dispositivos de segurança, constituído por fusíveis que protegem a instalação contra os riscos de carga acidental nos casos em que o desmoronamento ultrapasse as capacidades do dispositivo, libertando de forma controlada e segura os detritos acumulados na rede evitando que esta seja danificada.

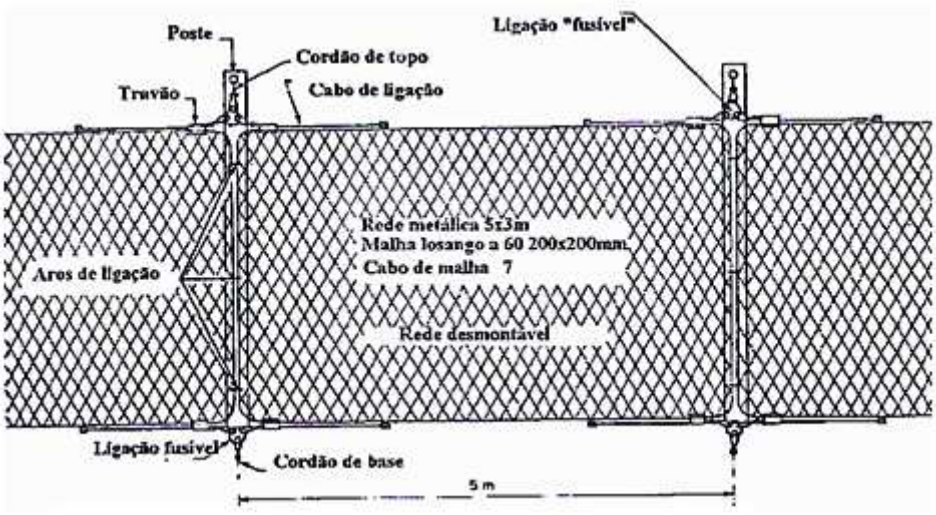



**Figura 71: Pormenores da vedação vista de frente (Retirado de Saraiva, 1994).**

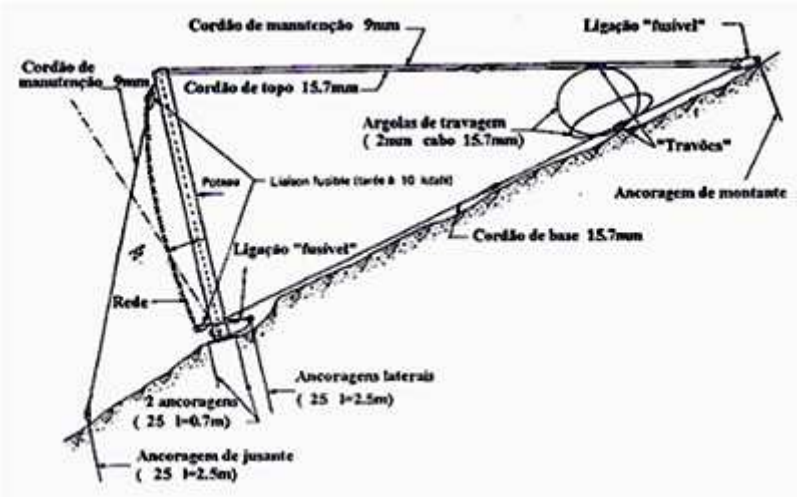



**Figura 72: Perfil transversal de um ecrã metálico (Retirado de Saraiva, 1994).**

## ***Betão projectado***

**Figura 73: Aplicação de betão projectado no talude da Ribeira de Natal - Caniçal (Retirada da SRES).**

Pode ser aplicado em rochas fracturadas com uma fracção argilosa insignificante, caso contrário a sua eficácia é muita reduzida devido ao deslocamento do maciço (Figura 73).

No Quadro 15, apresentam-se as medidas de correcção a adoptar nos diferentes tipos de ruptura.

**Quadro 15: Tipos de ruptura e consequentes medidas de correcção.**

| **Tipo de ruptura** | | **Prevenção durante a fase de corte** | **Medidas correctivas** |
|---|---|---|---|
| Desmoronamento | Rochas | • Protecção da base contra a erosão;<br>• Detonação controlada durante a escavação;<br>• Ancoragens;<br>• Remoção dos blocos soltos;<br>• Aplicar betão projectado nos domínios com fraca resistência. | • Permitir a queda e limpar a via;<br>• Ancoragens;<br>• Remover os blocos soltos. |
| | Solos | • Protecção da base contra a erosão. | • Retenção. |
| Deslizamento translacional | Rochas | • Volumes pequenos: remoção;<br>• Volumes médios: inclinação de modo a garantir a segurança ou aplicação de ancoragens;<br>• Volumes grandes: drenagem interna. | • Permitir a movimentação e limpar a via;<br>• Inclinação da estabilidade;<br>• Drenagem interna. |
| | Solos | • Terraplanagem e drenagem superficial;<br>• Volumes pequenos e médios: retenção;<br>• Volumes grandes: recolocação. | • Permitir a ruptura e limpar a via;<br>• Recorrer a medidas preventivas. |
| Deslizamento rotacional | Rochas | • Terraplanagem e drenagem superficial;<br>• Drenagem interna. | • Terraplanagem de modo a diminuir a inclinação;<br>• Drenagem superficial;<br>• Colocação de drenos. |
| | Solos | • Terraplanagem;<br>• Controlo da drenagem superficial ou retenção. | • Permitir a ruptura e limpar a via;<br>• Remoção para uma inclinação estável;<br>• Drenagem superficial;<br>• Para grandes volumes proceder a instalação de drenos horizontais. |
| Fluência | | • Prevenção e previsão difícil;<br>• Evitar áreas susceptíveis. | • Volumes pequenos: remoção;<br>• Volumes grandes: recolocação. |

# 6 Intervenções em escarpas na Ilha da Madeira

## 6.1 Introdução

A ilha da Madeira apresenta um relevo bastante acentuado, com vales profundos e arribas altas, resultantes pela constante acção de agentes erosivos como o vento, o mar e principalmente a chuva, provocando consequentemente movimentos nas vertentes, que podem ser de diversos tipos.
Neste capítulo será abordado apenas aqueles em que ocorrem quedas ou desabamentos, visto ser este o movimento que mais se verifica na região, sendo também o que mais danos provoca.
De referir ainda que serão estudados com mais profundidade 3 casos particulares:

- Talude da ribeira de Natal – Sendo um talude concluído recentemente com uma altura pouco elevada e constituído por uma geologia bastante heterogénea;
- Escarpa do Lugar de Baixo – De altura elevada, torna-se um caso particular devido aos diversos processos de estabilização de que foi alvo, como por exemplo a execução de banquetas;
- Talude da Maiata – Merece especial destaque por ser um talude que se encontra neste momento em fase de construção, o que possibilita a observação in situ dos processos utilizados na sua estabilização.

## 6.2 Talude sobre a ribeira de Natal – Caniçal

### 6.2.1 Introdução

O presente capítulo está desenvolvido de uma solução de protecção do talude sobranceiro à promenade da praia da ribeira de Natal no Caniçal (Figura 74).

**Figura 74: Localização geográfica do talude da ribeira de Natal.**

Esta protecção tem por objectivo a criação de mecanismos de controlo da queda desgovernada, e ocasional, da grande maioria dos blocos e pedras de várias dimensões,

que possam desprender-se do talude, e contribuir para a protecção de vidas humanas e dos bens que venham a instalar-se nas proximidades da base do mesmo.

A solução de protecção proposta neste estudo divide-se em três zonas de intervenção que irão ser descritas nos capítulos seguintes e que se fundamentam essencialmente em função do risco para vidas humanas e bens materiais e correspondente nível de protecção.

A primeira, corresponde à projecção de betão sobre a zona de risco mais elevada, identificada a vermelho na Figura B3 em anexo. Para a zona 2 (marcada a verde) concebeu-se uma protecção por aplicação de redes de cabos pregadas em toda a superfície do talude, com o objectivo de conduzir o material de desprendimento à referida área de recepção. Para a zona 3 (roxo), propõe-se também uma protecção por aplicação de redes pregadas ao talude, mas agora com o objectivo de realizar uma retenção do material de desprendimento.

Da descrição do tipo de soluções propostas, facilmente se depreende que as mesmas obrigarão, ao longo do seu período de vida útil, à realização de trabalhos de manutenção e limpeza com eventual reparação de algumas zonas mais degradadas.

Da análise efectuada e após a comparação do estado global do talude com o verificado no ano 2006, houve a necessidade de proceder a alguns ajustes ao projecto inicial, de modo a fazer face ao estado evolutivo da morfologia e litologia do mesmo.

O talude em análise representa uma altura variável entre 15 a 45 metros numa extensão de cerca de 300 metros. Possui por isso uma área aproximada de 9000m$^2$.
Durante os últimos 3 anos (2008-2011), é notória a erosão acelerada do talude, em particular a existência de diversas zonas em consola ao longo do mesmo (Figura 75).

a)

b)

**Figura 75: Vista geral do talude: a) 2006, b) 2009 (Retirado da SRES).**

### 6.2.2 Enquadramento geológico

A área em estudo localiza-se entre a Ribeira de Natal e a Pedra da Eira. Geomorfologicamente o talude apresenta um desenvolvimento vertical máximo de cerca de 50 metros. Em planimetria caracteriza-se por uma forma côncava com orientação Este – Oeste. A sul é limitado pela promenade da praia da Ribeira de Natal. A Norte, na zona mais a Oeste, apresenta continuidade em declive relativamente acentuado, embora cortado pela estrada de acesso à Ribeira de Natal e na zona Este encontra-se delimitado por uma zona planáltica com declive mais suave com pendente para Este. Esta zona planáltica é utilizada para cultivo.

Do ponto de vista geológico a área em estudo, de acordo com a nova Carta Geológica da Ilha da Madeira, Folha B, na escala 1:50.000, situa-se sobre o Complexo Vulcânico Superior (CVS), mais precisamente na Unidade dos Lombos (CVS1), localmente representado por níveis de tufos, brechas e basaltos.

- Tufos – foram identificados com maior presença na zona Nordeste do talude, embora ocorram também em lentículas no seio dos níveis de brecha. Encontram-se subjacentes a depósitos de vertente e intercalados em níveis de basalto e brechas. Os tufos são essencialmente de natureza silto-arenosa, com tonalidades acastanhadas, avermelhadas e amareladas. Em talude apresentam um aspecto homogéneo. De forma geral apresentam-se muito compactos e rijos, contudo devido a sua propensão à erosão diferencial dão lugar à criação de zonas em consola (Figura 76).

**Figura 76: Aspecto dos níveis de tufos (Retirado da SRES)).**

- Brechas – são o tipo litológico mais presente no talude, encontrando-se em praticamente toda a área em estudo (Figura 77). Estes níveis encontram-se representados por brechas acastanhadas, constituídas por elementos de basalto de dimensão muito variável, e matriz silto-arenosa.

**Figura 77: Aspecto dos níveis de brecha (o tipo litológico mais presente em talude (Retirado da SRES)).**

- Basaltos – foram identificados apenas no terço Este do talude, intercalados nos níveis e tufos. Os basaltos de um modo geral, apresentam-se pouco a medianamente fracturados e pouco alterados (Figura 78).

**Figura 78: Aspecto do nível de basaltos (Retirado da SRES).**

### 6.2.3 Condicionamentos

***Condicionamentos relativos a condições de vizinhança***

O principal condicionalismo existente no local, e motivador da protecção do talude proposto, é a promenade na Ribeira de Natal existente na base do talude. Esta localização dá origem a que qualquer desprendimento do talude, de blocos ou pedras, possa adquirir consequências graves no que se refere à protecção de vidas humanas, e de bens que se disponham nas proximidades da base do talude.

***Condicionamentos relativos à constituição geológica do talude***

Atendendo a que os fenómenos erosivos apresentam velocidades diferentes para cada um dos constituintes geológico referido anteriormente, o talude apresenta uma orografia tendente à formação de consolas na zona da camada basáltica.

Este fenómeno, associado à erosão da própria camada basáltica, origina o desprendimento de blocos de basalto que podem atingir dimensões alarmantes sob o ponto de vista da segurança de pessoas e bens que circulam na promenade e praia.
A erosão das restantes camadas, nomeadamente das brechas, tem uma consequência menos importante devido ao facto do desprendimento ser agora de material fino. Neste caso, a vegetação existente poderá ter uma acção favorável, pelo que, no processo de desmatação e limpeza do talude, sempre que se encontre situação de vegetação favorável, esta deverá ser preservada. Contudo, dada a pendente acentuada do talude nas zonas de brechas e tufos brechoides perto da promenade deverá promover o impedimento da erosão destas camadas com uma protecção integral, através da aplicação de betão projectado nas zonas de risco elevado.

***Condicionamentos referentes à topografia da zona de intervenção***

Atendendo à sua constituição geológica e aos fenómenos erosivos a que esteve sujeito ao longo dos anos, o presente talude apresenta uma configuração topográfica bastante desfavorável no que se refere aos desprendimentos de blocos e pedras, já que as inclinações são bastante acentuadas na zona de maior constituição basáltica, e ligeiramente mais suave, na situação onde a percentagem de basalto é inferior.
No que se refere à inclinação do talude, e na zona a tratar, pode dizer-se que as inclinações são diversas quer em altura quer em desenvolvimento.

### 6.2.4 Ensaios de dureza de Schmidt

Na tentativa de complementar o melhor possível a ausência de ensaios de laboratório, de forma simples e rápida, procedeu-se à execução de ensaios *in situ* com esclerómetro mecânico ou martelo de Schmidt.
Os alvos dos ensaios foram, dado a rigidez dos materiais em talude, os níveis de tufos e a matriz dos níveis de brecha.
O ensaio com martelo de Schmidt consiste num método simples e rápido de avaliar a resistência à compressão, de forma aproximada, de um dado tipo de material com características rochosas, mediante uma correlação com um ábaco (Figura B5 Anexo B). Consiste num pequeno aparelho mecânico que dispõem de uma mola interior e uma ponteira retráctil.
Ao ser pressionado contra o material a ensaiar faz com que a mola dispare e registe um valor de Schmidt. O ensaio tem início com a limpeza da área a ensaiar, coloca-se uma tela com uma malha de negativos que distribuem os pontos de ensaio pela área, aponta-se o equipamento de forma perpendicular ao plano de ensaio e pressiona-se. Em função da dureza da rocha a mola sofre um ressalto que fica registado num apontador de escala.
Por ensaio realizam-se 10 leituras numa área de cerca de 20x20 cm. Os cinco valores mais baixos são descartados e o resultado do ensaio é a média dos restantes valores. Os valores obtidos são correlacionados num ábaco, com a resistência à compressão simples, em função da densidade da rocha e a inclinação do martelo e plano de ensaio.

No Quadro B1 (Anexo B), encontram-se os ensaios realizados (sendo que foram feitos 7 ensaios, compostos por 10 tiros, por cada local), materiais ensaiados, densidade considerada e resultados obtidos.

### 6.2.5 Solução proposta

De acordo com os condicionamentos descritos, e como foi já referido, concebeu-se uma solução a executar de cima para baixo, e em suspensão, onde o principal critério de concepção consistiu na adopção de uma solução que permitisse controlar a queda de blocos e pedras que se desprendam do talude.

Uma vez que a estabilidade global do talude encontra-se assegurada, verificada através da execução de uma campanha de prospecção geológica e geotécnica profunda sobre toda a extensão do talude, prevendo-se apenas a possibilidade de ocorrência de escorregamentos superfícies.
Assim sendo, o objectivo não é a estabilização do talude, mas sim a protecção de vidas humanas sobre a promenade existente de acesso à praia e zonas extremas do talude.
Desta forma o critério incidiu sobre níveis de segurança e risco sobre danos na promenade:

- Nível I – Risco baixo para danos sobre vidas humanas;
- Nível II – Risco médio para danos sobre vidas humanas;
- Nível III – Risco alto para danos sobre vidas humanas.

As medidas de intervenção propostas em função dos riscos descritos são as seguintes:

- Nível I: Desmonte de pequenos blocos salientes e colocação de redes e protecção;
- Nível II: Desmonte de pequenos blocos salientes, preenchimento com pedra arrumada nas zonas de declive negativo e colocação de rede de protecção com reforço de redes de cabos;
- Nível III: Protecção integral com betão projectado armado com malhasol e malha de pregagens.

As soluções têm apenas em vista a atenuação do risco de um eventual desprendimento de material uma vez que não foi possível, dentro de plataformas orçamentais aceitáveis, eliminá-lo completamente. Pelo mesmo motivo, as soluções propostas não impedem a erosão superficial do maciço, algo que só seria possível com o seu revestimento completo através de betão projectado.

Será por isso fundamental após a execução destes trabalhos a definição de um plano de inspecção com uma periodicidade mínima anual com o objectivo de avaliar novas situações de instabilidade emergentes do processo evolutivo da erosão efectuado as necessárias limpezas na base do talude.

### 6.2.6 Faseamento construtivo

O faseamento construtivo a seguir apresentado pretende apenas definir uma sequência de operações que sirva de orientação para a protecção e estabilização dos taludes. Esta sequência de operações aplicar-se-á a cada frente de trabalho e, deverá adaptar-se às reais condições de execução da obra:

a) Mobilização de meios de elevação e instalação de sistemas de segurança/fixação nas cristas dos taludes. O sistema de cabos é constituído por dois sistemas

paralelos e totalmente separados: um principal constituído por cabos de elevação/suspensão e cabos de suporte e um outro constituído por cabos de segurança e cabos de vida. Em ambos os casos utilizam-se bengalas como fixação dos cabos ao topo do talude/escarpa;

b) Limpeza de talude, desmatação e desmonte de pedras e pequenos blocos instáveis. Esta operação será efectuada de cima para baixo em bailéu suspenso em sistemas de fixação previamente montados;

c) Aplicação de rede galvanizada de dupla torção revestida em PVC ϕ2.7mm em malha 80x100mm (rolos de 4x50m) desde o topo até à base da área a revestir. Para suporte das tiras de rede serão executadas pregagens de fixação na crista do talude e será aplicado no topo um cabo de aço galvanizado ϕ20mm. Estas tiras de rede serão posteriormente "cosidas" entre si com arame galvanizado equivalente ou através de meios mecânicos de acordo com especificações de fabricante. Esta operação será efectuada de cima para baixo com os trabalhadores munidos de cintos de alpinistas suspensos em sistemas de fixação previamente montada;

d) Execução de pregagens adicionais: a furação das pregagens será executada com diâmetro mínimo 76mm com recurso a equipamentos de furação montados em bailéus. Após a furação, proceder-se-á à introdução do varão e selagem com calda de cimento com recurso a uma central de injecção;

e) Aplicação de painéis com 4x4m de rede de cabos de aço com ϕ10mm em malha 400x400mm. Nesta fase coloca-se sobre a rede de malha hexagonal e pregagens os painéis de cabo tipo HEA nas respectivas zonas referenciadas;

f) Betão projectado: nas zonas indicadas, deverá ser projectado betão por via húmida de forma a retardar os fenómenos de erosão acentuada do maciço rochoso.

### 6.2.7 Verificação de segurança

***Verificação da segurança da malha de dupla torção***

As redes de protecção têm como função primordial evitar a queda descontrolada de blocos que se possam desprender do talude, assim são colocadas sobre maciços rochosos com algum grau de fracturação. O objectivo da rede será a sustentação dos blocos de pequena dimensão que se destaquem do maciço rochoso, desta forma a tensão máxima a que a rede irá estar sujeita corresponde ao seu peso próprio e à massa de rocha que se destaque do maciço, que se considera, no caso mais desfavorável, um valor equivalente a 12 kN/m em condições de serviço. O valor referido corresponde a um volume de sensivelmente $0.50m^3/m$ a ser sustido pela rede de malha hexagonal de dupla torção para uma massa rochosa com um peso volúmico de $24\ kN/m^3$.

Assim, em estado limite último de tracção, obtemos os seguintes valores:

Tensão máxima actuante no sistema de redes: 9kN/m
Tensão máxima resistente da rede de malha de dupla torção: 51kN/m

Assim dado que $N_{Sd,max} = 1{,}5 \times 9 = 13{,}5kN/m \leq N_{Rd} = 51kN/m$, está verificada a resistência à tracção da rede de protecção pregada. Conforme indicações do fabricante a malha de dupla torção possui uma capacidade de carga de 51kN/m em rotura.

***Verificação da segurança dos cabos de repartição de cargas***

Os cabos de repartição de cargas do sistema de redes têm como função transmitir as acções actuantes das redes para as pregagens.
O modelo de cálculo para a determinação dos esforços dos cabos horizontais considera quo o mesmo irá estar sujeito a uma carga uniformemente distribuída, pelo que o seu comportamento será idêntico ao dos cabos parabólicos (Leonard 1998).
Assim, o valor de tracção máxima é dado pela expressão:

$$\mathrm{T_{Sd}} = \frac{\mathrm{p_{Sd}}}{8 \cdot \mathrm{s}} \cdot \sqrt{1 + \left[4 \cdot \mathrm{s} \cdot \left(1 - \frac{2\mathrm{x}}{\mathrm{L}}\right)\right]^2} = 58{,}6\mathrm{kN} \qquad (54)$$

Com
$\mathrm{p_{Sd}} = 23\,\mathrm{kN/m}$, $\mathrm{x} = 0$, $\mathrm{s} = \frac{0{,}20}{4} = 0{,}05$ (admitiu-se folgas da ordem dos 20cm)

Segundo o certificado do cabo de aço $\phi 10$ (6x19+WS), o valor de ruptura dá-se para 63.02kN, pelo que está verificada a capacidade de carga à tracção do cabo de suspensão.

***Verificação da segurança das pregagens nas brechas e tufos brechóides***

A tensão máxima por atrito lateral considerada para os diferentes cenários Geológico-Geotécnicos, é a seguinte:

- Brechas e tufos brechóides: 100kN/m$^2$

A capacidade de carga do terreno à tracção deverá ser definida pelo método proposto por Bustamante et Gianniselli (1982), onde a tracção é definida por:

$$T_L = \frac{\pi \cdot d \cdot \sum L_i \cdot \alpha_i \cdot \tau_i}{FS} \qquad (55)$$

As acções a considerar para o dimensionamento das pregagens obtem-se da seguinte forma:

- $12 \times 4 = 48kN$.

Pelo que a capacidade de carga do terreno para as acções consideradas é a seguinte:

$$T_L = \frac{\pi \times 0{,}076 \times 4 \times 1{,}1 \times 100}{2{,}0} = 52{,}5kN \geq 48kN$$

A verificação do estado limite úlltimo de resistência à traccão é efectuado para a seguinte expressão,

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (56)$$

$$N_{Rd} = A_s \cdot f_{syd} = 350kN \quad (57)$$

$$N_{Sd,máx} = 1{,}5 \times 36 = 54kN \quad (58)$$

pelo que está verificada a segurança à tracção da pregagem.

***Verificação da segurança das pregagens em basaltos***

A tensão máxima por atrito lateral considerada para os diferentes cenários Geológico-Geotécnicos, é a seguinte:

- Formações rochosas: 300kN/m$^2$

A capacidade de carga do terreno para as acções consideradas é a seguinte:

$$T_L = \frac{\pi \times 0{,}076 \times 2 \times 1{,}1 \times 300}{2{,}0} = 78{,}8kN \geq 48kN$$

## 6.3 Escarpa sobranceira à marina do Lugar de Baixo

### 6.3.1 Introdução

Situada na encosta Sul da Ilha da Madeira, entre a Ponta do Sol e o Lugar de Baixo (Figura 79), a Marina do Lugar de Baixo foi alvo de estabilização da parte superior, um projecto que deu sequência ao estudo prévio elaborado em Julho de 2006.

**Figura 79: Localização geográfica da escarpa do Lugar de Baixo.**

A Marina do Lugar de Baixo e o Complexo Balnear adjacente foram recentemente construídos, tendo, para o efeito, sido criada uma plataforma envolvente à marina, cerca da cota 3. Nessa plataforma, na zona mais próxima da escarpa, foram construídos vários edifícios de apoio, sendo um deles, com dois pisos, destinado a estacionamento.

Na altura da construção da marina foram executadas obras de protecção do talude na zona de influência do edifício de estacionamento que foram prolongadas até à zona envolvente do emboquilhamento do túnel da Estrada Regional.

Esta protecção do talude foi efectuada em três zonas de intervenção:

- A primeira aproveitando a "plataforma" existente cerca das cotas 85-90, para instalar uma barreira dinâmica com cerca de 300 m de comprimento, de forma a permitir a retenção do material desprendido da parte superior da encosta. Esta barreira acabou por ser colocada apenas em 130 m de extensão, entre a metade nascente do restaurante, cerca da cota 70 e o extremo nascente do edifício de estacionamento, cerca das cotas 85-90;

- Do lado poente, praticamente a partir do limite nascente do edifício de estacionamento, foi concebida a aplicação de redes pregadas com o objectivo de conduzir o material de desprendimento a uma área de recepção na base do talude (zona 2). A malha de pregagens é de 6 m na direcção horizontal e de 4 m na direcção vertical, e tem um desenvolvimento total de 31 x 6 = 186 m.

- Do lado nascente, com um desenvolvimento de 22 x 4 = 88 m, foi adoptada uma malha de pregagens de 4 m x 4 m, com o objectivo de reter o material desprendido (zona 3).

Algumas instabilizações da zona superior da escarpa, situada acima da "plataforma" das cotas 70-90, designadamente a queda de alguns blocos de tufos na zona poente do edifício de estacionamento, mostraram que as barreiras dinâmicas não eram suficientes para a retenção da queda simultânea de alguns blocos ou mesmo de algumas dezenas de blocos, envolvendo um volume significativo, o que pondo em risco o edifício de estacionamento, originando mesmo o seu encerramento, e vidas humanas.

Neste capítulo, referem-se as condições geológico-geotécnicas, com especial ênfase para a zona superior da escarpa situada acima da "plataforma" situada às cotas 70-90 e define-se a solução que se considera mais adequada para a estabilização da escarpa sobrejacente ao edifício de estacionamento e que consiste no desmonte de um volume significativo de maciço e na sua consolidação com um revestimento de betão projectado pregado.

Dado a futura ocupação com uma praia, que se prevê construir a poente do enraizamento do molhe da marina, inclui-se também a definição da solução de protecção do talude com um desenvolvimento de 150 m e altura variável entre 90 e 110 m, que consiste na aplicação de uma rede metálica pregada ao longo de toda a altura do talude.

### 6.3.2 Enquadramento geológico

A escarpa sobranceira à marina do Lugar de Baixo, é constituída, segundo a Carta Geológica da Ilha da Madeira, por formações pertencentes ao Complexo Vulcânico Superior, Unidade dos Lombos (CVS1β), de constituição muito heterogénea.

Na zona sobranceira ao edifício de estacionamento, a parte inferior desta escarpa, entre a cota 3 e a "plataforma" situada entre as cotas 70-90, que se encontra protegida com redes pregadas, conforme referido, é constituída essencialmente por uma sucessão de escoadas basálticas compactas e de elevada resistência. Para além destas escoadas, ocorrem ainda, embora com muito menor importância, alguns níveis lenticulares e com formas irregulares de materiais piroclásticos brechóides. A erosão de alguns destes níveis levou à formação de pequenas cavernas na superfície da escarpa.

A continuidade deste maciço basáltico é ainda interrompida por vários níveis de tufos vulcânicos de cor avermelhada, que apresentam maior expressão cerca da cota 60, no extremo nascente e da cota 70, no extremo poente do edifício de estacionamento, onde deram origem a pequenas "plataformas", (Figuras C1 à C4 – Anexo C).

A parte superior da escarpa, que corresponde à zona a estabilizar, é formada entre as cotas 90 e 100, no extremo poente e 80 e 120, no extremo nascente, por um espesso nível de tufos muito compactos e resistentes e acima das cotas 100 e 120 por uma sucessão de escoadas basálticas, também compactas e de elevada resistência. Admite-se que, em zonas localizadas, estas escoadas possam apresentar alguma fracturação sub-vertical e que, por outro lado, apresentam, por vezes, algumas finas intercalações de brechas e de tufos, embora com muito pouca representatividade (Figura C5 – Anexo C).

Os tufos, apesar de serem muito compactos e resistentes, são mais brandos e erodíveis que os basaltos, o que tem conduzido ao longo do tempo a uma erosão diferencial, deixando em consola basaltos que se encontram sobrejacentes (Figura C6 – Anexo C).

Esta formação, sob a acção dos agentes atmosféricos, principalmente das águas das chuvas, e também devido aos fenómenos de descompressão das vertentes, têm vindo a dar origem a "desplacamentos", alguns dos quais de grandes dimensões, a avaliar pelas dimensões dos blocos que se observava na superfície da escarpa com tendência para se destacarem. Com efeito, nesta superfície existem várias fendas abertas delimitando blocos de grandes dimensões, com 4 a 6 $m^3$, em risco de queda eminente (Figura C7 – Anexo C). Alguns destes blocos destacaram-se do maciço, tendo caído para a base da escarpa onde se encontrava o edifício destinado a estacionamento, encontrando--se outros depositados na plataforma situada cerca das cotas 70-90 (Figura C8 – Anexo C).

Na zona sobranceira à futura praia, a escarpa é, também, constituída, até cerca da cota 90 e entre as cotas 100 e 125, essencialmente, por escoadas basálticas compactas e muito resistentes, onde ocorrem intercalados níveis de brechas e de tufos avermelhados, que atingem, por vezes, cerca de 5 m de espessura. Com continuidade do trecho da escarpa situada a Este, entre cerca das cotas 90 a 100, observa-se o espesso nível de tufos compactos e resistentes.

### 6.3.3 Obras de estabilização

- **Escarpa sobranceira ao edifício de estacionamento**

***Descrição geral da solução***

Em face do exposto relativamente às condições geomorfológicas da zona superior da escarpa situada acima da "plataforma" às cotas 70-90 e dos volumes do maciço envolvidos em potenciais instabilizações, a solução de estabilização que se considera ser tecnicamente mais ajustada, mais económica e com custos de manutenção mínimos é a de reperfilamento da escarpa entre as cotas 100 e 110, a poente e entre as cotas 90 e 160, a nascente.

Uma possível solução alternativa, consistindo na utilização de redes metálicas pregadas, não tem aplicação nesta zona superior da escarpa, devido, quer à natureza dos tufos, que são desagregáveis e erodíveis sob a acção dos agentes atmosféricos, quer ao facto dos basaltos já apresentarem consolas de dimensão muito significativa. Por outro lado, a utilização de barreiras dinâmicas colocadas nas "plataformas" às cotas 70-90 e 55-60 não permite absorver a energia associada à queda de vários ou mesmo dezenas de blocos, o que é expectável, para além de que exigiria também a construção de uma via de acesso a estas "plataformas" para limpezas periódicas das barreiras.
Esta via seria idêntica à que é preconizada na solução de desmonte do maciço. Assim, considera-se que nem a solução de redes pregadas, nem a de barreiras dinâmicas, são técnica e economicamente adequadas.

A solução de estabilização adoptada, de reperfilamento da escarpa, terá um desenvolvimento de cerca de 200 m e uma altura máxima de 70 m.
O talude de escavação, na zona superior, interessará os basaltos, pelo que terá uma inclinação de 10V:1H. Poderá, eventualmente, ser necessário garantir a estabilidade superficial de alguns blocos através de pregagens e betão projectado em zonas localizadas.

A zona inferior do talude, que interessa os tufos, terá uma inclinação de 5V:1H e um revestimento sistemático de betão projectado pregado. Esta solução de revestimento pregado, para além de permitir um efeito de pele suficiente para confinar e evitar a progressiva desagregação dos tufos, garante as condições de estabilidade segundo potenciais cunhas sub-verticais e constitui um revestimento ligeiro, flexível e económico tirando partido da resistência do terreno.

A solução pressupõe que a escavação seja efectuada por fases sucessivas, de cima para baixo, com colocação imediata dos elementos de sustimento. Com este processo executivo pretende-se perturbar ao mínimo o terreno natural durante a execução, de modo a tirar o máximo partido das suas características mecânicas.

***Desmonte do maciço***

O desmonte do maciço foi efectuado de cima para baixo, a partir do acesso criado para o efeito, em bancadas horizontais com altura de 2 a 3 m, criando plataformas de trabalho longitudinais com a largura necessária para a circulação de trabalhadores e equipamentos, mas reservando uma zona de protecção no bordo exterior do talude.

A escavação desta zona exterior do talude, executada numa segunda fase, foi feita com movimentos do exterior para o interior, de forma muito cuidadosa, para evitar a queda de blocos e de massas de terreno (mesmo que se trate de solos), uma vez que quaisquer materiais que caiam desta zona provocariam danos muito significativos ao nível da plataforma da marina, designadamente no edifício de estacionamento.

***<u>Consolidação dos taludes de escavação</u>***

Os trabalhos de consolidação realizados no talude foram os seguintes:

- Pregagens pontuais em blocos de basalto que evidenciem potencial de instabilização e revestimento pontual com betão projectado em basaltos fracturados e níveis de brechas e tufos intercalados, em taludes a 10V:1H;

- Revestimento sistemático com betão projectado associado a pregagens em tufos compactos, em taludes a 5V:1H.

As pregagens (Figura 80), são constituídas por varões de aço A400 NR com 25 mm de diâmetro, seladas com calda de cimento em furos com diâmetro de 3" (0,076 m), inclinados a 20° com a horizontal e executadas, em princípio, com martelos de rotopercussão.

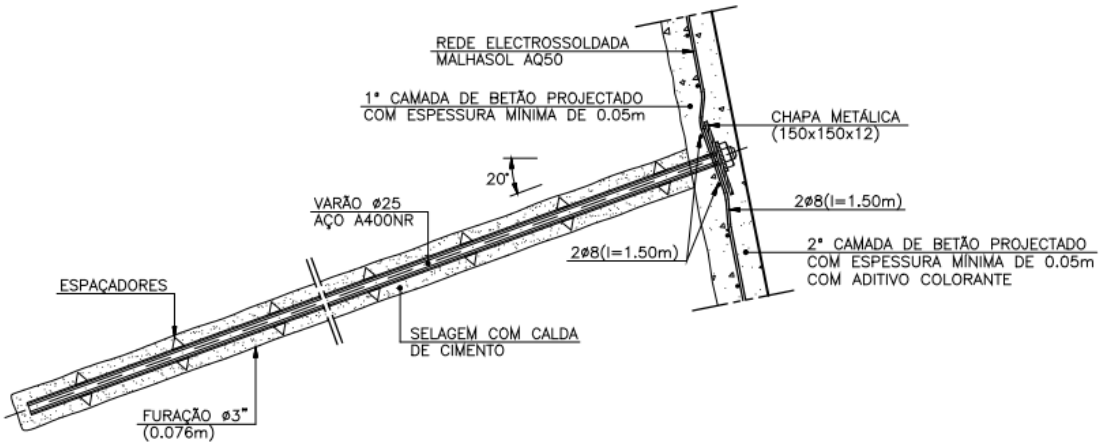



**Figura 80: Pormenor das pregagens executadas.**

A malha de pregagens e o seu comprimento, no revestimento sistemático a realizar nos taludes inclinados a 5V:1H, foram definidos de acordo com as características geológico-geotécnicas ocorrentes, bem como as características geométricas dos taludes, nomeadamente da sua altura.

Tratando-se de taludes de grande altura adoptaram-se pregagens mais compridas na parte superior, de forma a reduzir os deslocamentos nessa zona e garantir condições mais eficazes de reforço do terreno. As pregagens terão comprimentos variáveis de 12 m, na zona superior, até 8 m, na zona inferior. Estas foram executadas com um

afastamento de 2 m x 2 m, em quicôncio, resultando, desta forma, uma área de influência de 4 $m^2$ por pregagem. Contudo, admitiu-se que a malha de pregagens pode ser aligeirada, isto é, com menor comprimento e maior afastamento, caso se verifique, à medida da execução da obra, através dos resultados dos ensaios de arranque e do reconhecimento do terreno efectuado pelas escavações e pelos furos para instalação das pregagens, que as características dos terrenos o permitem.

De forma a proteger eficazmente o revestimento de betão projectado contra as águas de percolação, que podem promover impulsos significativos e uma degradação rápida de resistência das armaduras e do betão projectado, foi prevista a execução de um sistema de drenagem sub-superficial constituído por bueiros em tubos de PVC Ø80 mm associados Figura 79, onde ocorra ou seja provável ocorrer afluências de água ao talude, a tiras de dreno geocompósito do tipo Amerdrain 500, com 0,20 m de largura.

O afastamento horizontal dos bueiros é o dobro do definido para as pregagens, sendo o afastamento vertical igual ao das pregagens; nos casos em que não existam pregagens, o afastamento dos bueiros é de 3 m x 3 m. A malha de bueiros deverá ser sempre disposta em quincôncio. Este sistema poderá ter sido reforçado nas zonas em que, durante o avanço das escavações, se verificar o aparecimento de água, o que poderá acontecer nas zonas de maior permeabilidade correspondentes às brechas desagregáveis intercaladas com as camadas basálticas.

Foram ainda instalados, na zona de transição dos basaltos para os tufos, drenos sub-horizontais com Ø65 mm, canelado e perfurado, envolvido em geotêxtil e revestimento da zona exterior com tubo PVC Ø70 mm. Deverão ser colocados num único nível, inclinados de 10º com a horizontal, com afastamento horizontal de 4 m e com comprimento de 12 m (Figura 81).

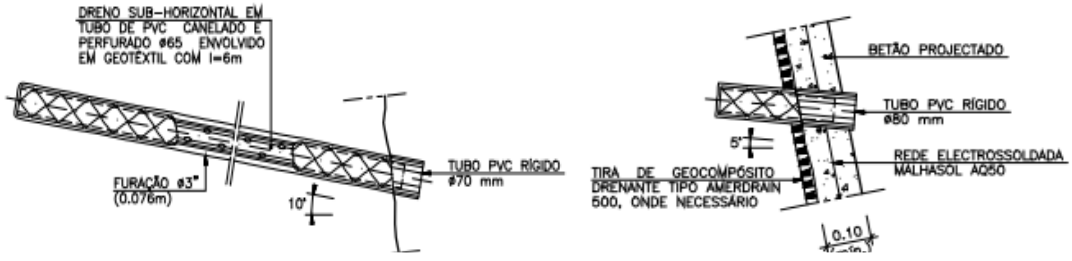
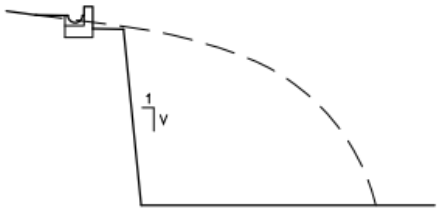
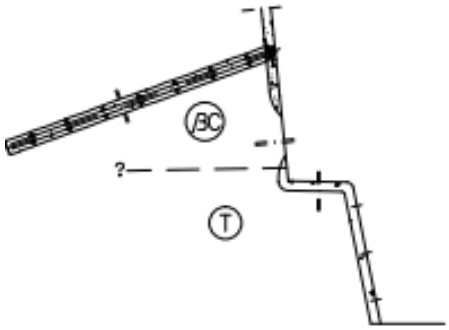
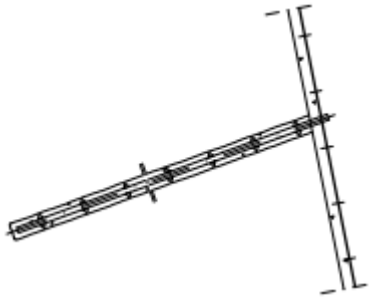
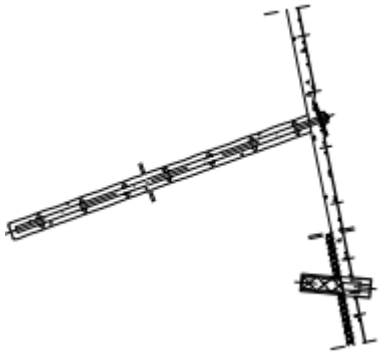
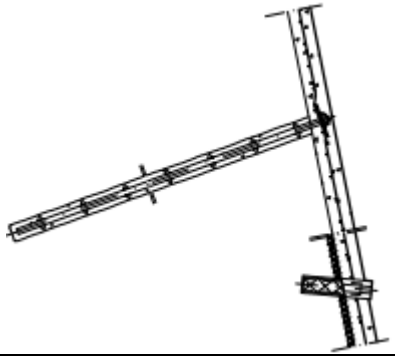
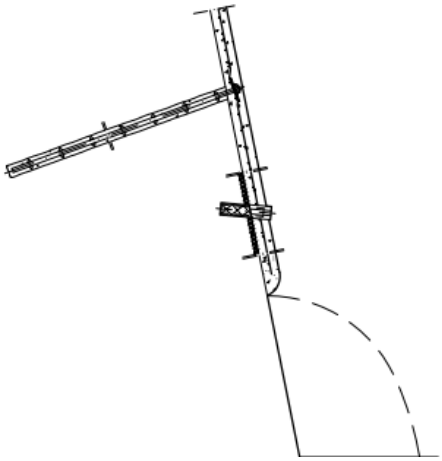
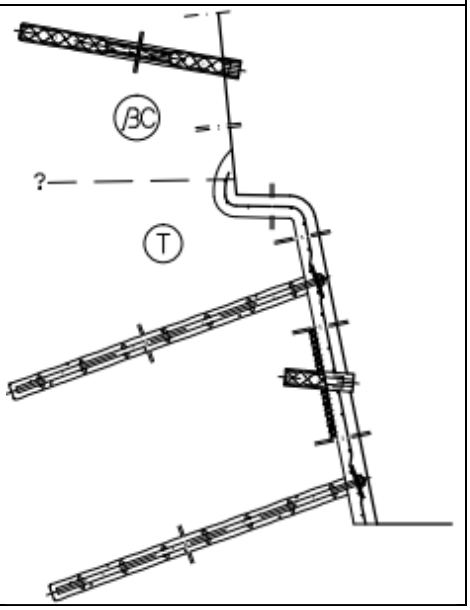



**Figura 81: Pormenores da drenagem.**

No Quadro 14 é definido o faseamento de execução.

**Quadro 16: Fases de execução do talude.**

| | | |
|---|---|---|
| 1 | Após a execução do muro no topo do talude, início da escavação com adoçamento da crista do talude a partir do topo. Escavação com inclinação de 10V:1H nos basaltos e 5V:1H nos tufos em faixas com altura de cerca de 3.0m e regularização do talude. |   |
| 2 | Colocação pontual das pregagens nos basaltos. Colocação pontual das tiras de geocompósito drenante, onde necessário. Aplicação pontual de betão projectado nos basaltos, com 0.05m de espessura incorporando fibras metálicas e camada de betão projectado nos tufos com espessura mínima de 0.05m, ao nível da 1ª fiada de pregagens. Colocação de varões para posterior fixação da malha electrossoldada antes da presa do betão projectado ocorrer. |   |
| 3 | Execução de pregagens nos tufos:<br>-furação;<br>-limpeza do furo;<br>-colocação do varão Ø32 e dos espaçadores;<br>-selagem com calda de cimento. |  |
| 4 | Execução dos bueiros nos basaltos e nos tufos. Colocação nos tufos da malha electrossoldada e de 4 varões Ø8, da chapa metálica (150x150x12) e aperto da porca das pregagens. |  |
| 5 | Aplicação da 2ª camada de betão projectado nos tufos, com espessura mínima de 0.05m, incluindo aditivo colorante (espessura total mínima de betão projectado nos tufos de 0.10m). |  |

| | |
|---|---|
| 6 Escavação e regularização do talude ao nível das faixas seguintes com alturas de cerca de 3.0m, com inclinação de 10V:1H nos basaltos de 5V:1H nos tufos. |  |
| 7 Repetição das fases 2 a 5 para as sucessivas faixas.<br>Execução de drenos sub-horizontais na transição dos basaltos para os tufos. |  |

- **Escarpa sobranceira à futura praia**

***<u>Descrição geral da solução</u>***

Atendendo à grande altura do trecho de escarpa sobranceiro à futura praia, entre 90 e 110 m, às condições geológicas e aos fenómenos instabilizadores que o afectam, considerou-se em projecto que a sua protecção através de um sistema de revestimento com uma rede metálica reforçada com cabos de aço e pregada ao maciço, seria a solução técnica e economicamente mais ajustada.

Este sistema é constituído por uma rede metálica de alta resistência, delimitada por cabos de aço de remate devidamente fixados no terreno e reforçada com cabos de aço instalados em fiadas horizontais que são solidarizados ao maciço mediante a aplicação de pregagens Ø32 mm, com malha de cerca de 2,5 m x 5 m (v x h), em quincôncio. Estima-se que o comprimento das pregagens seja de 4 m nos basaltos e 6 m nos tufos e nas brechas.

***Aplicação do sistema***

Previamente à aplicação do sistema de protecção que procedeu-se à limpeza da superfície do talude, nomeadamente à remoção da vegetação e de blocos soltos ou que apresentem sinais de instabilidade iminente.

Caso sejam identificados blocos instáveis, cujo saneamento não seja possível, deverá ser efectuada a sua estabilização mediante a aplicação de pregagens com distribuição e comprimento a definir em função de sua volumetria.

Após esta preparação da superfície da escarpa, que deverá ser o mais meticulosa e cuidadosa possível, a aplicação do sistema seguiu os seguintes procedimentos:

- Marcação e execução das fixações de topo da rede;
- Marcação e execução das pregagens;
- Fixação da rede no coroamento da escarpa;
- Colocação da rede em altura, com as ligações necessárias entre os sucessivos painéis;
- Colocação dos cabos de aço;
- Fixação da rede e dos cabos de aço às pregagens.

## 6.4 Talude na estrada da Maiata – Porto da Cruz

### 6.4.1 Introdução

Localizada na costa norte da ilha, na freguesia do Porto da Cruz (Machico) (Figura 82), este talude foi alvo de um processo de estabilização iniciado em 2010, encontrando-se ainda em execução.

**Figura 82: Localização geográfica da escarpa do Porto da Cruz.**

As obras a realizar têm como objectivo a estabilização de um talude sobranceiro à estrada de ligação à praia da Maiata, no Porto da Cruz, (Figura 83).

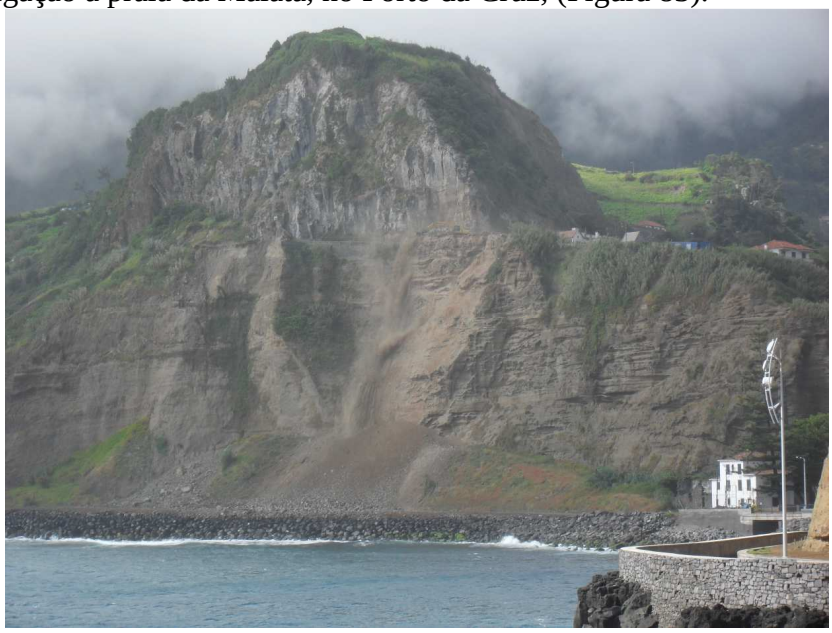


**Figura 83: Talude na estrada da Maiata – Porto da Cruz (Foto do autor 30-01-2011).**

A instabilidade que agora se verifica, além de cortar o acesso directo da população, entre o Sitio da Maiata e a Vila do Porto da Cruz, põe em causa a integridade de quem circula na respectiva estrada e também de quem frequenta a praia existente na base da escarpa.

Serão executados os seguintes trabalhos:

- Desmonte de cima para baixo, por bancadas, com taludes intermédios de inclinações mais suaves;
- Revestimento em betão projectado constituído por duas camadas de 0.04m de espessura, incorporando uma malha de aço electrossoldada;
- Pregagens constituídas por varões de aço Ø32mm, em furos de Ø3";
- Sistema de drenagem sub-superficial e semi-profunda. Drenagem superficial com valetas em meia-cana na crista e base do talude e nas banquetas;
- Monitorização dos deslocamentos através da colocação de alvos topográficos bem como inclinómetros;
- Reparação do pavimento da estrada existente.

### 6.4.2 Enquadramento

De forma a garantir o alargamento da Estrada da Maiata foi previsto o reperfilamento do talude sobranceiro através de uma sequência de a 4 a 5 taludes com 10 a 15 metros de altura dispostos numa inclinação 3V:1H intercalados por banquetas com 3 metros de largura (Figura 84).

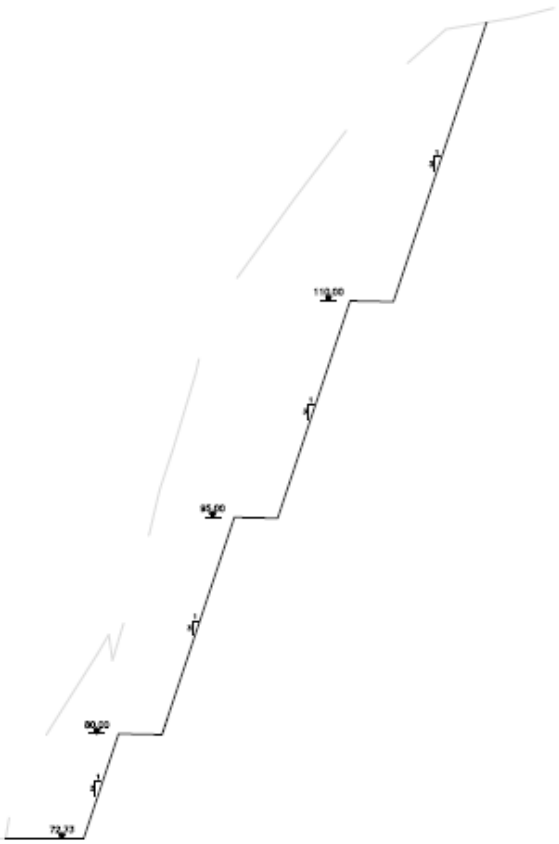


**Figura 84: Geometria final prevista.**

No total a escavação prevista compreende um desnível entre a cota 133 na crista do talude e a cota 70 na estrada, correspondendo por isso a uma altura máxima de 43 metros.
Os terrenos detectados na vizinhança desse talude alvo de uma escavação anterior, (Figura 85 e Figura 86), indiciavam condições de resistência compatíveis com a geometria prevista para estes novos taludes. Era expectável por isso que em todo o talude fosse interceptado material rochoso com boas características geomecânicas.

**Figura 85: Vista de alçado.**

**Figura 86: Vista aérea.**

Os terrenos detectados correspondem a formações brechoides e tufos argilosos que se apresentam inicialmente descomprimidos e que de uma maneira geral denotam elevada tendência para erosão superficial e escorregamentos laminares resultantes de desprendimento de materiais presentes na sua superfície.

### 6.4.3 Solução proposta

Tendo presente o descrito anteriormente, individualizou-se duas zonas distintas que deverão ser confirmadas em fase de execução:

- Talude 1 e 2 entre cotas 133 e 110 – Foi admitida a presença de materiais brechoides e tufos argilosos essencialmente sujeitos à acção de agentes erosivos que originam a sua erosão superficial nomeadamente a escorrência de finos e a presença de água, que favorece o aparecimento e desenvolvimento de mecanismos de instabilidade, resultantes da geração de impulsos hidrostáticos no interior do maciço e de fenómenos de erosão interna derivados da infiltração e escorrência de água e consequente lavagem de materiais finos.
  Deverá então ser aplicado betão projectado com 8 cm de espessura armado com malhasol solidarizado ao maciço por meio de pregagens com 4.0 metros de comprimento numa malha de 4.0x4.0m e devidamente drenado através de geodrenos internos com 3.0 metros de comprimento também numa malha de 4x4 metros;

- Taludes 3 a 5 entre cotas 110 e 70 – É admitida a presença de formações rochosas de natureza basáltica com índices de fracturação a justificarem o seu tratamento e controlo de desprendimento de blocos (terrenos idênticos aos do talude vizinho já escavado).
  Neste caso será feita a aplicação de redes de protecção pregadas compostas por redes de dupla torção Ø3.0mm em malha 8x10mm complementadas por pregagens com 4.0 metros de comprimento numa malha de 4.0x4.0m ligadas entre si por cabos de aço Ø12mm.

Sendo a presença e acumulação de água um factor potenciador de instabilidade, além dos geodrenos nos taludes 1 e 2, prevê-se um sistema de recolha e encaminhamento de águas através da colocação de caleiras meia cana Ø300mm em todas as cristas e base de taludes a conectar na base ao sistema de drenagem da estrada da Maiata.
Por outro lado, preconiza-se também a impermeabilização das banquetas intermédias através do seu revestimento.

## 6.5 Soluções verificadas e recomendadas

Ao longo de toda a ilha da Madeira são várias escarpas que sofreram trabalhos de estabilização, no Quadro 17 é referido alguns desses trabalhos, que foram desenvolvidos nos últimos anos, bem como algumas que ainda estão em fase de execução (escarpa do Arco de São Jorge e escarpa Norte da Vila da Ponta do Sol) ou outras que poderão/deverão ser alvo do processo de estabilização (escarpa da Vila da Cahleta).

**Quadro 17: Obras de estabilidade de vertentes e soluções adoptadas.**

| **Localização / Estratigrafia/ Ano de conclusão** | **Solução adoptada** | **Fotografia** |
|---|---|---|
| Talude Ribeira de Natal – Caniçal/ CVS2 (depósitos sedimentares conglomeráticos, brechoídes e areníticos / 2010 | • Redes de protecção<br>• Betão projectado, armado com malhasol e malha de pregagens | |
| Escarpa sobranceira à marina do Lugar de Baixo – Ponta do Sol/ CVS1/ 2009 | • Execução de banquetas<br>• Betão projectado associado a pregagens<br>• Rede metálica reforçada com cabos de aço | |
| Talude na estrada da Maiata – Porto da Cruz/ CVS2/ (em execução) | • Execução de banquetas<br>• Betão projectado, armado com malhasol<br>• Redes de protecção pregadas | |
| Contenção periférica do complexo da Peugeot – Funchal/ CVS2 e dv/ 2008 | • Execução de banquetas<br>• Betão projectado associado a pregagens | |

| | | |
|---|---|---|
| Consolidação da escarpa rochosa da Pena – Funchal/ CVS2/ 2010 | • Execução de pregagens<br>• Aplicação de Betão projectado<br>• Redes de protecção pregadas | |
| Estabilização da escarpa do Arco de São Jorge – Santana/ Depósitos de movimentos de massa/ (em execução) | • Execução de banquetas<br>• Betão projectado associado a pregagens | |
| Consolidação de Escarpa Norte da Vila da Ponta do Sol – Ponta do Sol/ CVS1/ 2011 | • Execução de pregagens<br>• Redes de protecção pregadas | |
| Estabilização da escarpa da Vila da Cahleta – Calheta/ CVS1/ (em execução) | • Execução de banquetas<br>• Betão projectado associado a pregagens<br>• Rede metálica reforçada com cabos de aço | |

# 7 Conclusões e recomendações

A ilha da Madeira, de origem vulcânica, de idade Mio-Holocénica, é composta por três complexos vulcânicos, cada um com diferentes unidades estratigráficas. Devido às condições particulares que a ilha apresenta, quer a nível do relevo quer a nível do clima, períodos de elevada precipitação, com maior ou menor período de retorno irão sempre acontecer, verificando-se que a precipitação é o factor que mais influencia a estabilidades das vertentes.

Através da visualização dos acontecimentos que têm ocorrido ao longo do tempo, em especial nos últimos anos é possível concluir que os desmoronamentos e desabamentos de rochas são os movimentos mais frequentes e que mais danos provocam, ainda que estes movimentos nunca ocorram de forma isolada, estando associados também à ocorrência de deslizamentos de terras e fluxos de detritos, este último em casos de pluviosidade extrema.
Verifica-se, ainda, que a grande maioria dos casos mostrados no quadro 15, referentes a estabilização de taludes devido a queda de rocha e/ou desabamentos, ocorrem no Complexo Vulcânico Superior (CVS), o que vem confirmar a conclusão feita por Prada *et al* (2002) acerca da relação entre os movimentos de vertente e os complexos vulcânicos da Madeira referido no Capítulo 3.

Assim sendo é necessário recorrer à estabilização das vertentes. Apesar de não existir uma única fórmula que indique qual o melhor sistema de contenção de taludes, da análise efectuada às obras de contenção executadas na ilha conclui-se que a estabilidade global não é posta em causa, tendo como principal preocupação a contenção dos materiais soltos e que possam provocar estragos com a sua queda.

Verifica-se que o grande factor desencadeante da instabilidade das vertentes é a água. A solução mais adequada, para ultrapassar este problema é, sem dúvida, a drenagem. Esta pode ser feita através da drenagem superficial e da drenagem profunda com a inclusão de drenos sub-horizontais.
Em alguns dos casos observados verificou-se a necessidade de alterar a geometria do terreno, dado à sua inclinação muito elevada.
Em muitos casos, contudo, não existe espaço físico nem acesso suficiente de terreno para que ele possa ser tratado na sua geometria, verificando-se nestes casos a aplicação de pregagens associadas muitas vezes a redes metálicas.
Como não há uma única solução para cada caso, é necessário fazer um estudo mais aprofundado da geologia e ter criatividade. Por vezes, torna-se necessário combinar algumas dessas soluções, em função do tipo de formação geológica. Sugerem-se as seguintes soluções para as formações mais abundantes na Madeira:

- Basaltos – Desmonte de blocos salientes e colocação de redes de protecção associada a pregagens;

- Tufos brechoides, conglomerados e brechas – Desmonte de blocos salientes e colocação de redes de protecção com reforço de rede de cabos associada a pregagens;

- Tufos e depósitos de vertente – Protecção integral com betão projectado armado com malhasol e malha de pregagens.

Devido aos factores já mencionados os danos que ocorrem nunca poderão ser totalmente eliminados, mas poderão ser adoptadas medidas para minimizar os mesmos entre as quais:

- Continuar o bom trabalho que tem sido feito a nível da reflorestação, que sofreu rude golpe no verão de 2010, com os incêndios que ocorreram nas florestas da Madeira, de forma a reduzir a erosão das encostas diminuindo assim a quantidade de deslizamentos superficiais;

- Elaborações de cartas de riscos que são importantes para a análise de determinados processos e também para a instalação de infra-estruturas, nelas deverão ser identificadas zonas de risco extremo onde deverá interdita a construção ou então reposicionar algumas infra-estruturas para locais mais seguros;

- Diminuição da inclinação dos taludes, principalmente os terrosos, sendo para isso importante também a recuperação dos poios agrícolas que devido ao abandono se encontram muito vulneráveis a ocorrência de deslizamentos;

- Deverá haver mais cuidado com a manutenção e limpeza das redes metálicas evitando que uma excessiva acumulação de detritos possa vir a traccionar excessivamente a rede.

Espero com este estudo ter contribuído para a compreensão da importância que a contenção das vertentes na ilha da Madeira tem no planeamento de infra-estruturas, ainda que se na Madeira houvesse a decisão de se ocupar apenas zonas de baixo risco ou nulo, grande parte da população teria que ser retirada ficando assim a ilha reduzida a um quinto ou a um sexto da área ocupada actualmente. Mesmo assim, aquando da construção de grandes infra-estruturas que envolvam a presença de um elevado número de pessoas, e de forma a minimizar a existência danos materiais e humanos, sugere-se que este seja precedido de um estudo adequado à realidade.
Conclui-se, então, que as cartas de riscos, para além de serem um instrumento de trabalho na ponderação de determinadas decisões, têm também que o ser nos planos de prevenção.

# Referência bibliográficas


BISHOP, A. W. (1955) – The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes.

BISHOP, A. W. and MORGENSTERN, N. (1960) – Stability Coefficients for Earth Slopes.

BUSTAMANTE, M., AND GIANESELLI, L. (1982) – Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT.

BRUM da SILVEIRA, A., MADEIRA, J., RAMALHO, R., FONSECA, P.E., RODRIGUES, C.F., PRADA, S. (2008) – A new geological map of Madeira Island, Portugal. Em: IAVCEI Assembly, 2008. Iceland.

CABRAL, João (1998) – Elementos de Geomorfologia. Edição da Associação dos Estudantes da Faculdade de Ciências de Lisboa.

CARVALHO, A. M. Galopim (1979) – Ciências Naturais A. P. Geologia, Lisboa.

CARVALHO, M. R., Salgado, Francisco M. (2004) – Análise Comportamental Estática e Dinâmica de Estruturas Ancoradas, Relatório nº 3 do progresso de trabalhos até Novembro de 2004", Relatório 372/04-NFTOS/DG, LNEC, Lisboa.

CLOUTERRE (1991) – Recommandation Clouterre, Projet National Clouterre, Presses de I 'ENPC, Paris.

CLOWES, A. & COMFORT, P. (1987) – Process and landform: an outline of contemporary geomorphology. 2ª edição, Oliver and Boyd, Londres.

COELHO S. (1996) – Tecnologia de Fundações. 1ª Edição. Ediçoes E.P.G.E. Lisboa

EN1537 (1999) – Execution of special geotechnical work – Ground anchors. European Standard, European committee for Standardization.

EN1997-1 (2010) – Eurocode 7 Part 1, Geotechnical design. General rules.

FELLENIUS, W. (1936) – Calculation of the Stability of Earth Dams.

FHWA0-IF-03-01 (2003) – Geotechnical Engineering Circular no. 7, Soil Nail Walls

FIP (1996b) – Design and construction of prestressed ground anchorages. Recommendations. Federation International de la Precontraint.. April.

GELDMACHER, J.; BOGAARD, P.; HOERNLE, K.; SCHMINCKE, H. (2000) – Ar Age Dating Of The Madeira Archipelago and Hotspot Track (Eastern North Atlantic). Geomar Wischhofstrasse 1: 109–122.

HOEK, E. and BRAY, J. W. (1981) – Rock Slope Engineering," The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.

JANBU, N. (1973) – Slope Stability Computations.

LEONARD, J.W. (1998) – Tension Structures: behavior and analisys of cable structures.

NP EN446/2000 (2000) – Caldas de injecção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos de injecção. Norma Portuguesa.

NP EN447/2000 (2000) – Caldas de injecção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes. Norma Portuguesa.

PRADA, S. L.R.N. (2000) – Geologia e Recursos Hídricos Subterrâneos da Ilha da Madeira. Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para obtenção do Grau de Doutor em Geologia, Universidade da Madeira. Lisboa.

PRADA, S., RODRIGUES, C., FONSECA, P., MADEIRA, J., SERRALHEIRO, A. (2002) - Relation between volcanostratigraphic units and slope stability in Madeira Island: preliminary studies. In: Dinis da Gama, C., Ribeiro e Sousa, L. (Eds): EUROCK2002 - *ISRM International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions. Publicações da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2002: 205-212.*

RIBEIRO, Orlando (1985) – A Ilha da Madeira até Meados do Século XX. Instituto de cultura e língua portuguesa (Lisboa).

RODRIGUES, D. (2005) – Análise de Risco de Movimentos de Vertente e Ordenamento do Território na Madeira. Aplicação ao caso de Machico. Tese de Doutoramento em Geologia, Universidade da Madeira, Funchal.

SANTA, Vítor (2010) – Controlo de Qualidade de Ancoragens Passivas e Activas, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

SARAIVA, A. L. ALMEIDA (1994) – Estabilidade em taludes naturais e de escavação. Coimbra

SILVA, Padre Fernando Augusto da; MENEZES, Carlos A. (1945) – Elucidário Madeirense, III Vol., Funchal.

SPENCER, E. (1967) – A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces.

TAYLOR, D. W. (1948) – Fundamentals of Soil Mechanics.

TERZAGHI, K. (1950) – "*Mechanism of Landslides"*. Geological Society of América. Engineering geology. Berkeley.

TERZAGHI, K. AND PECK, R. B. (1967) – Soil Mechanics in Engineering Practice.

VARNES, D. J. (1978) – Slope Movement and Types and Processes. In landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington.

ZÊZERE, J. L. (1997) – Movimentos de Vertente e Perigosidade Geomorfológica na Região a Norte de Lisboa. Lisboa: Dissertação de doutoramento em Geografia Física apresentada à Faculdade de Letras da Universidade de Lisboa.

# Anexos

# Anexo A – Métodos de estabilização (ábacos)

- **Ábacos de Hoek e Bray**

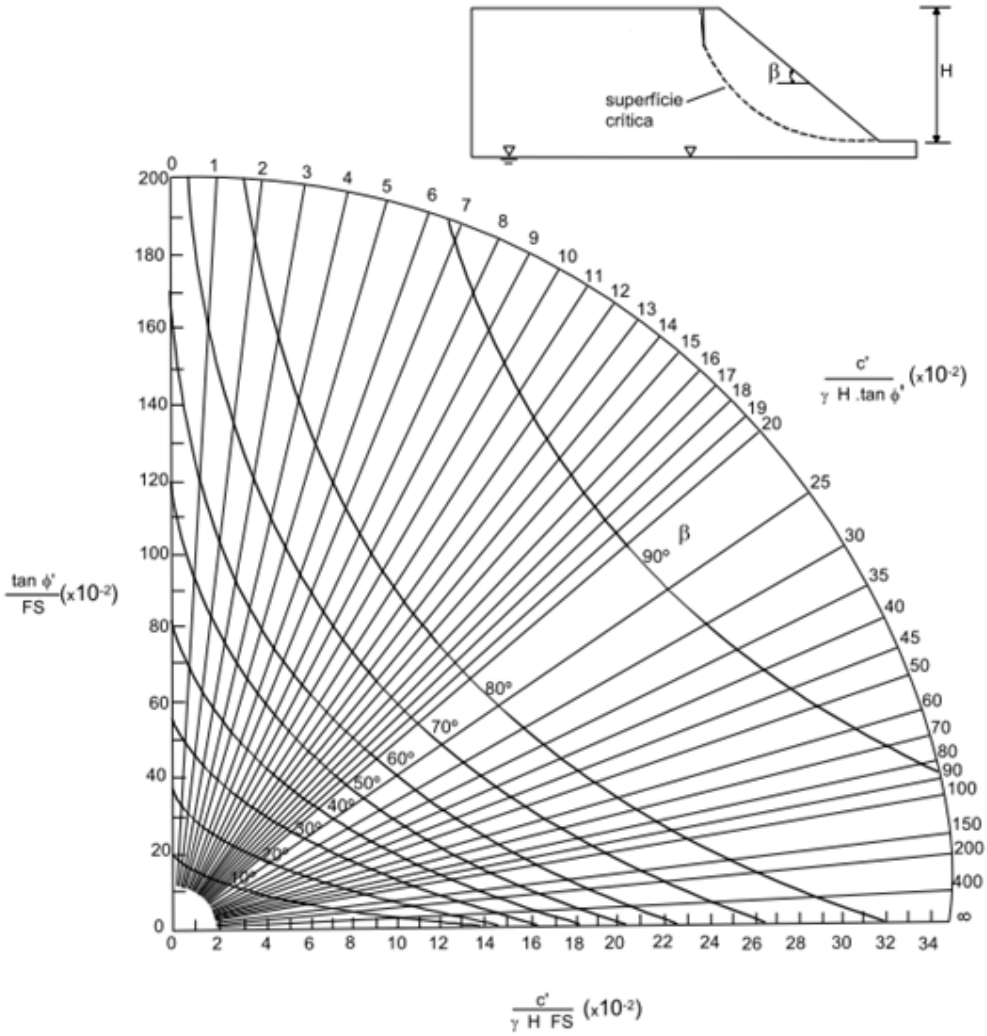



Figura A 1: Ábaco de estabilidade de Hoek and Bray (1981): linha freática profunda

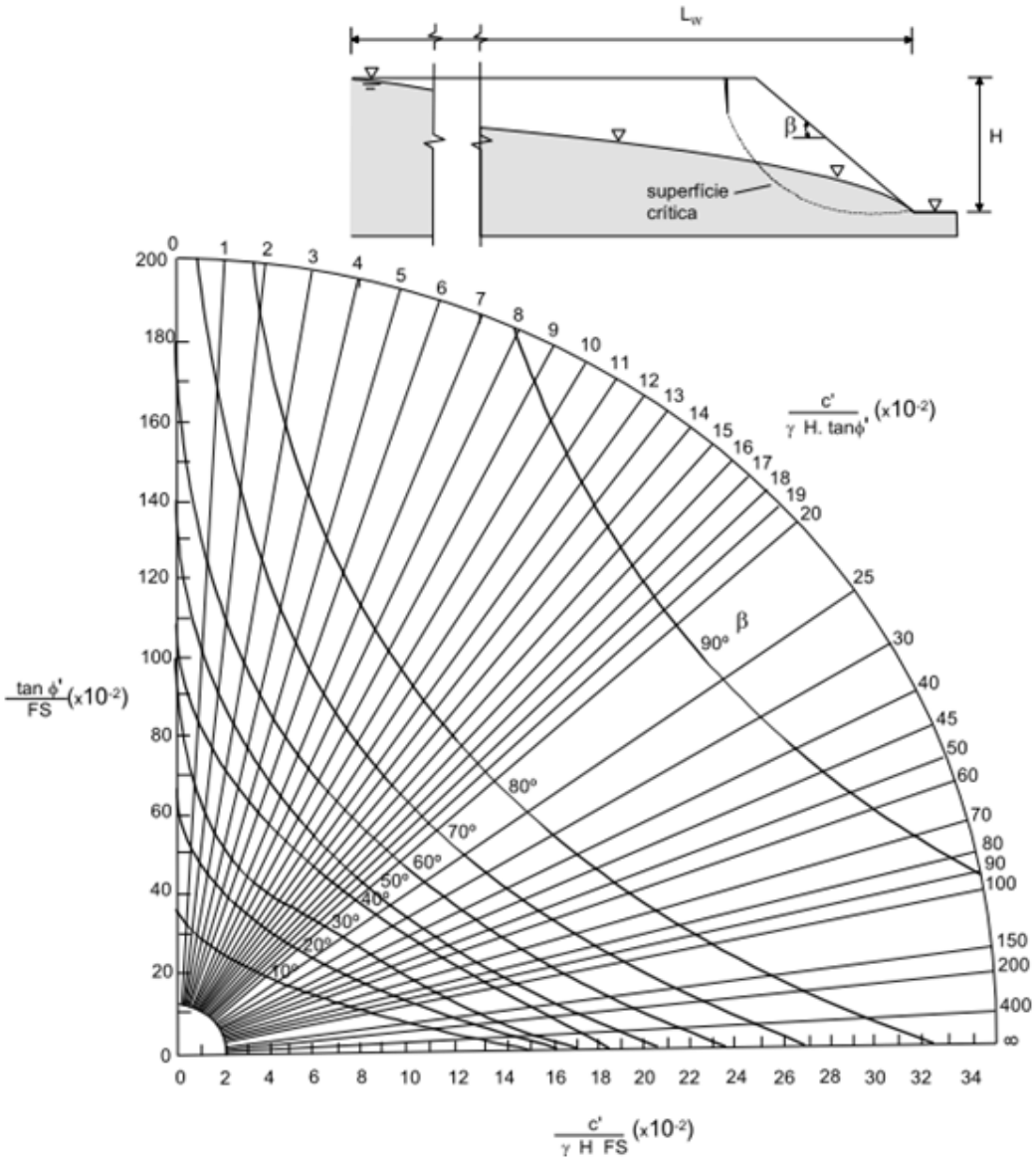



Figura A 2: Ábaco de estabilidade de Hoek and Bray (1981): linha freática com $L_w$ = 8 H

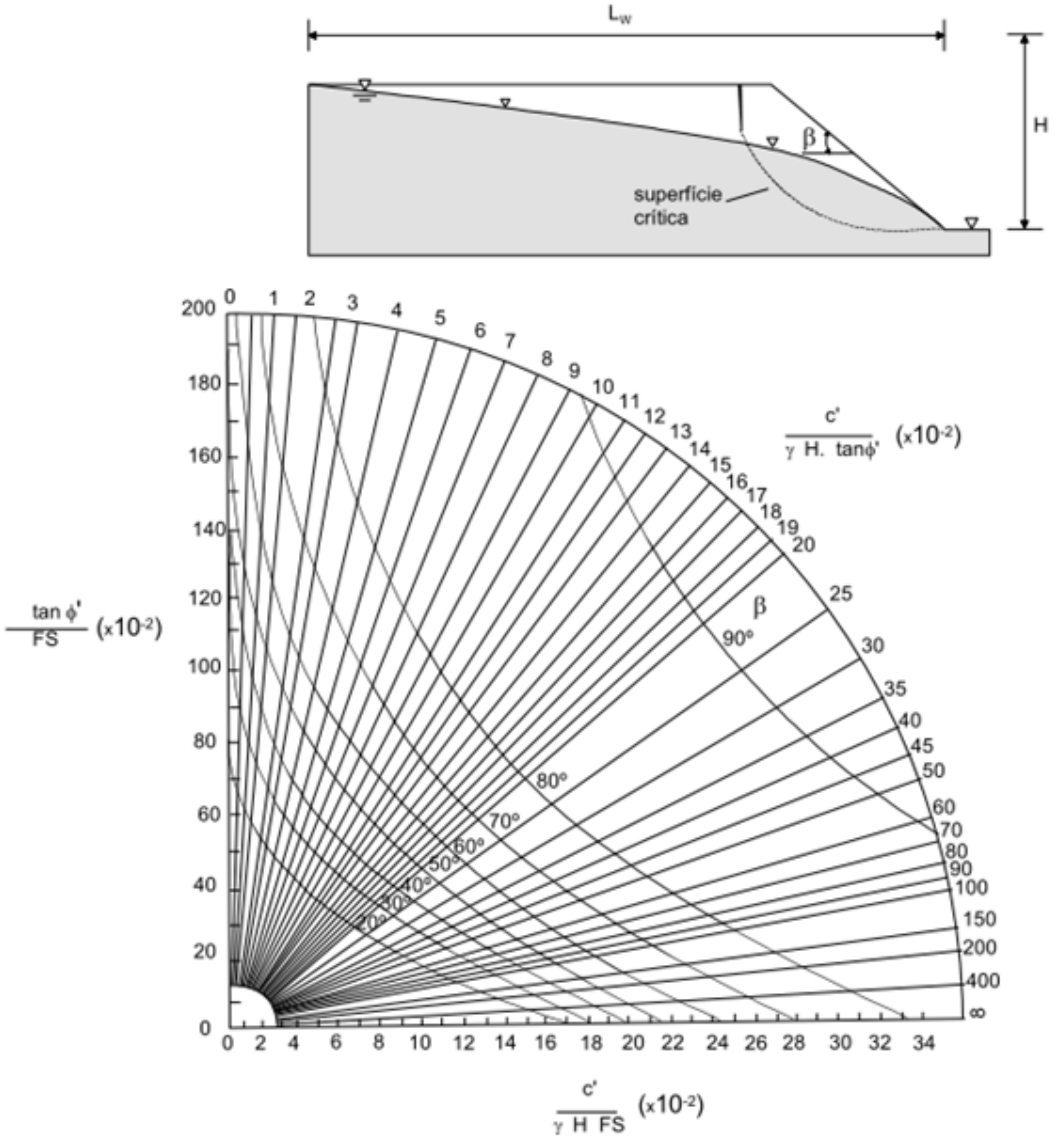



Figura A 3: Ábaco de estabilidade de Hoek and Bray (1981): linha freática com $L_w = 4\ H$

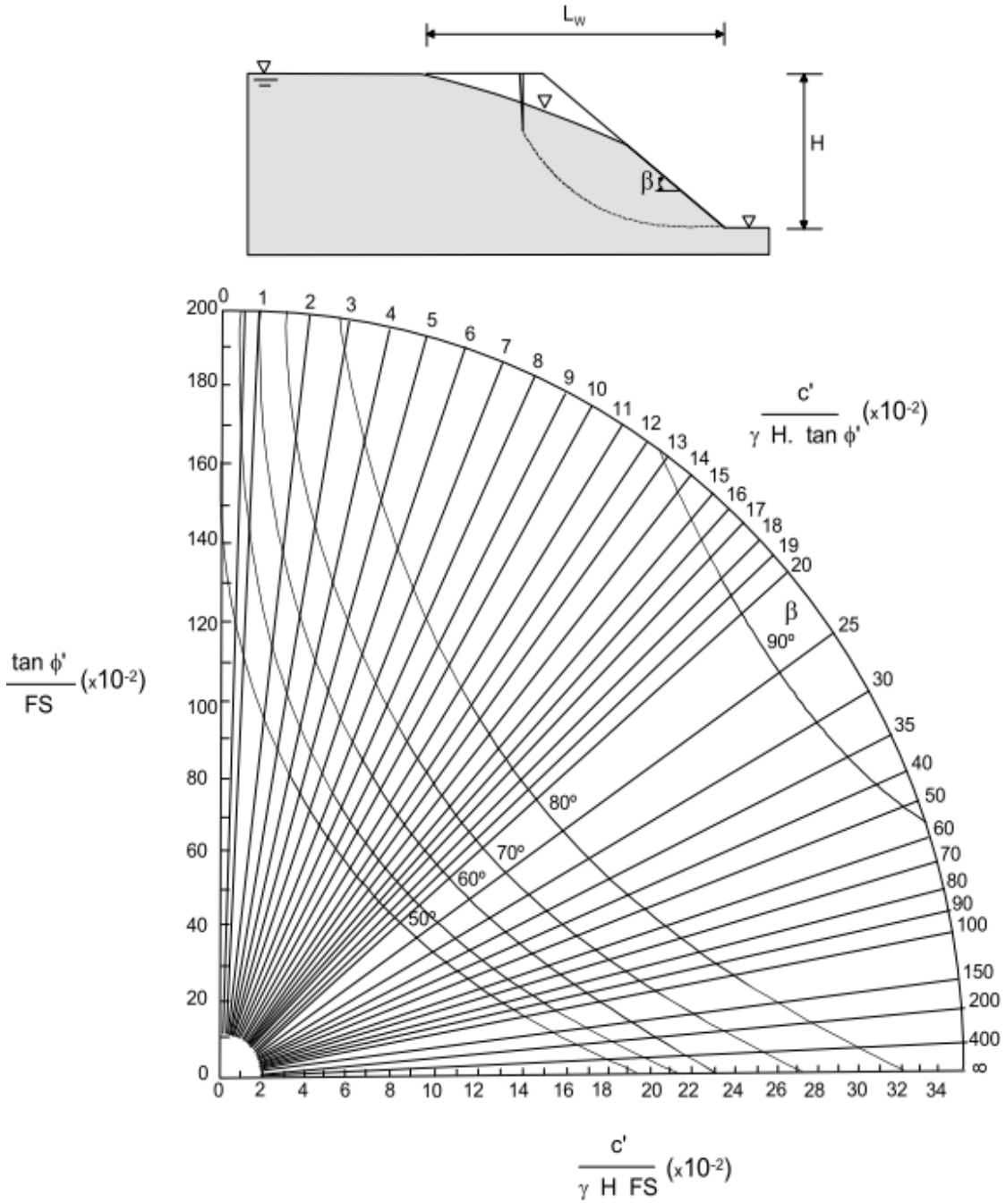



Figura A 4: Ábaco de estabilidade de Hoek and Bray (1981): linha freática com $L_w = 2\ H$

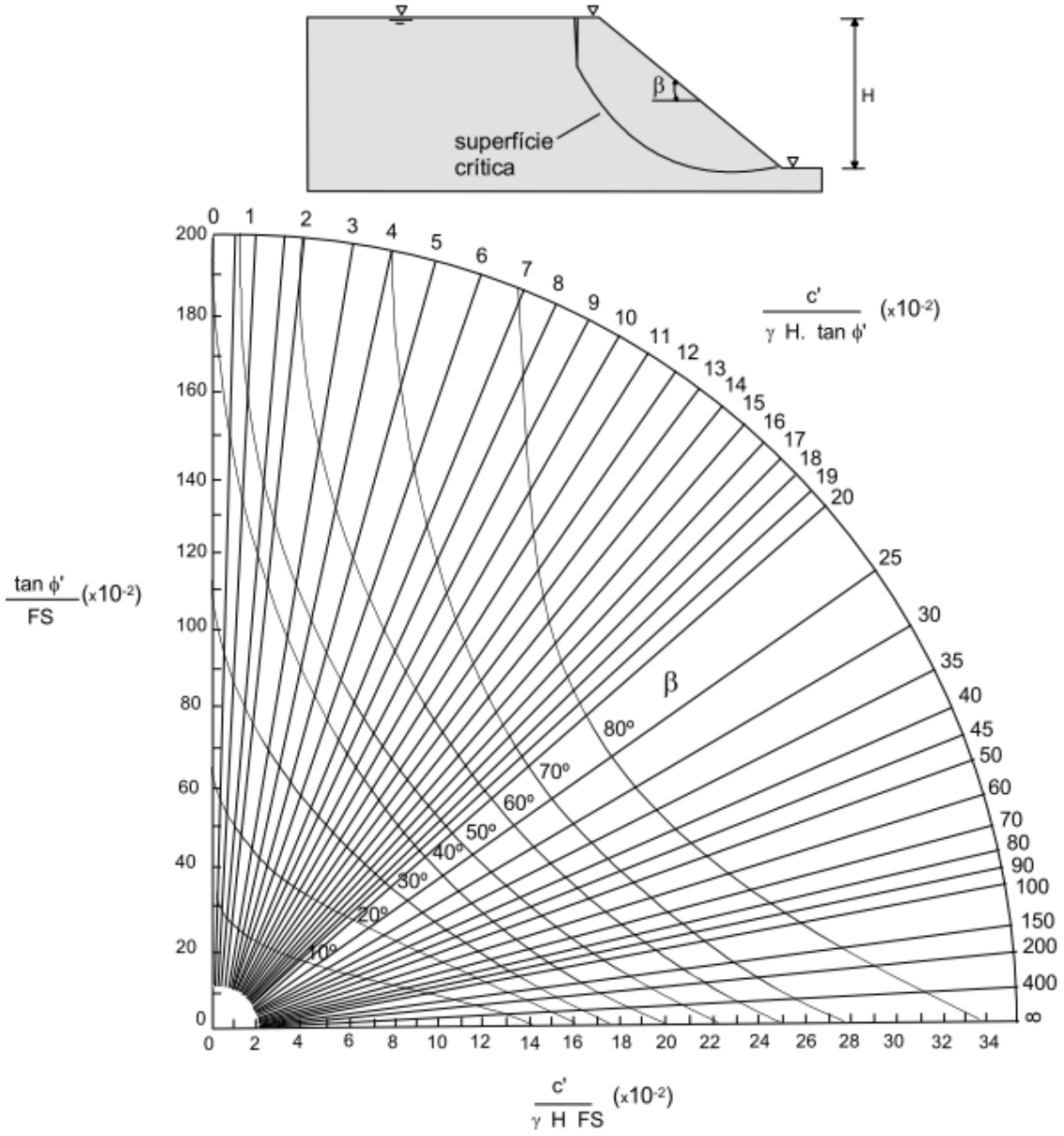



Figura A 5: Ábaco de estabilidade de Hoek and Bray (1981): solo saturado

- **Ábacos de Bishop e Morgenstern**

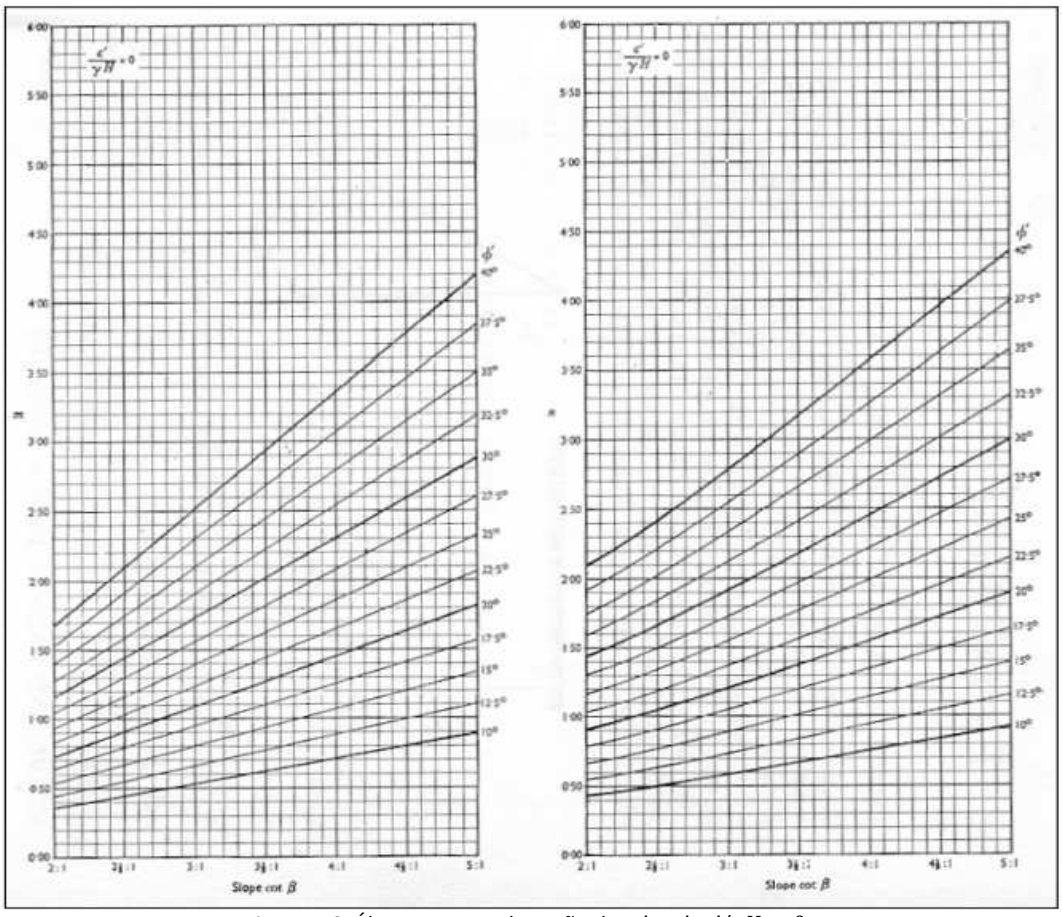



Figura A 6: Ábacos para a obtenção de m' e n': $c'/\gamma H = 0$

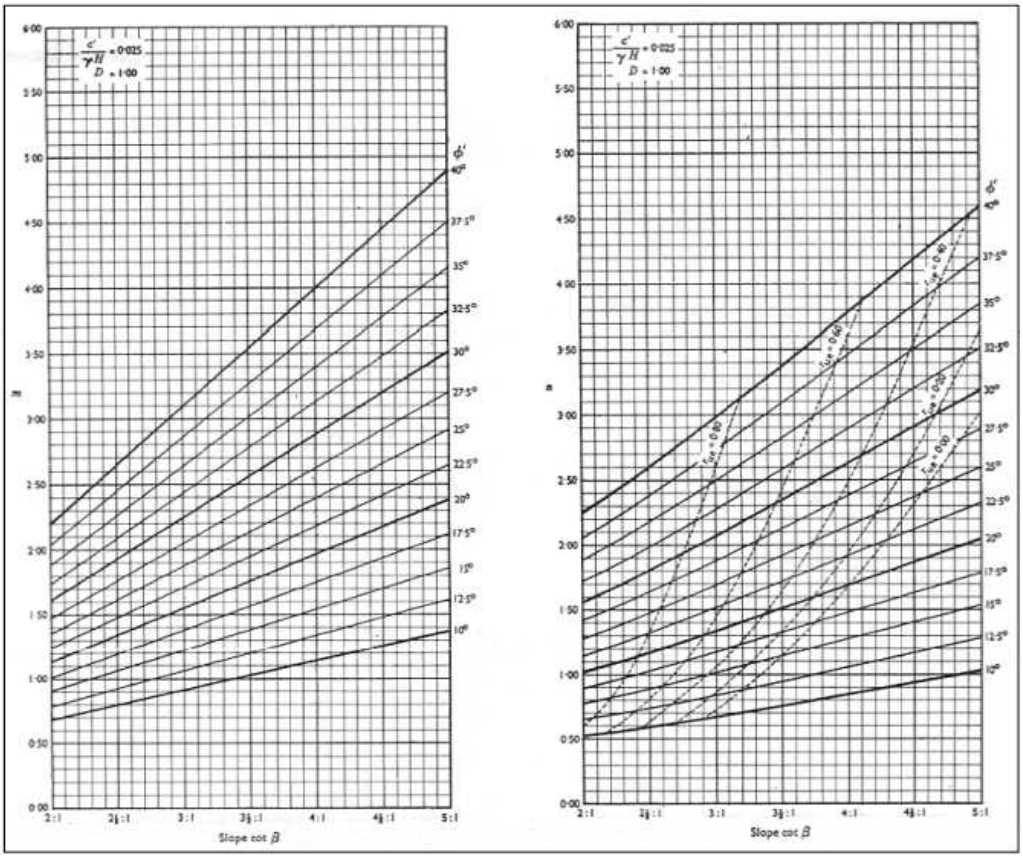



Figura A 7: Ábacos para a obtenção de m' e n': $c'/\gamma H = 0{,}025;\ D = 1{,}00$

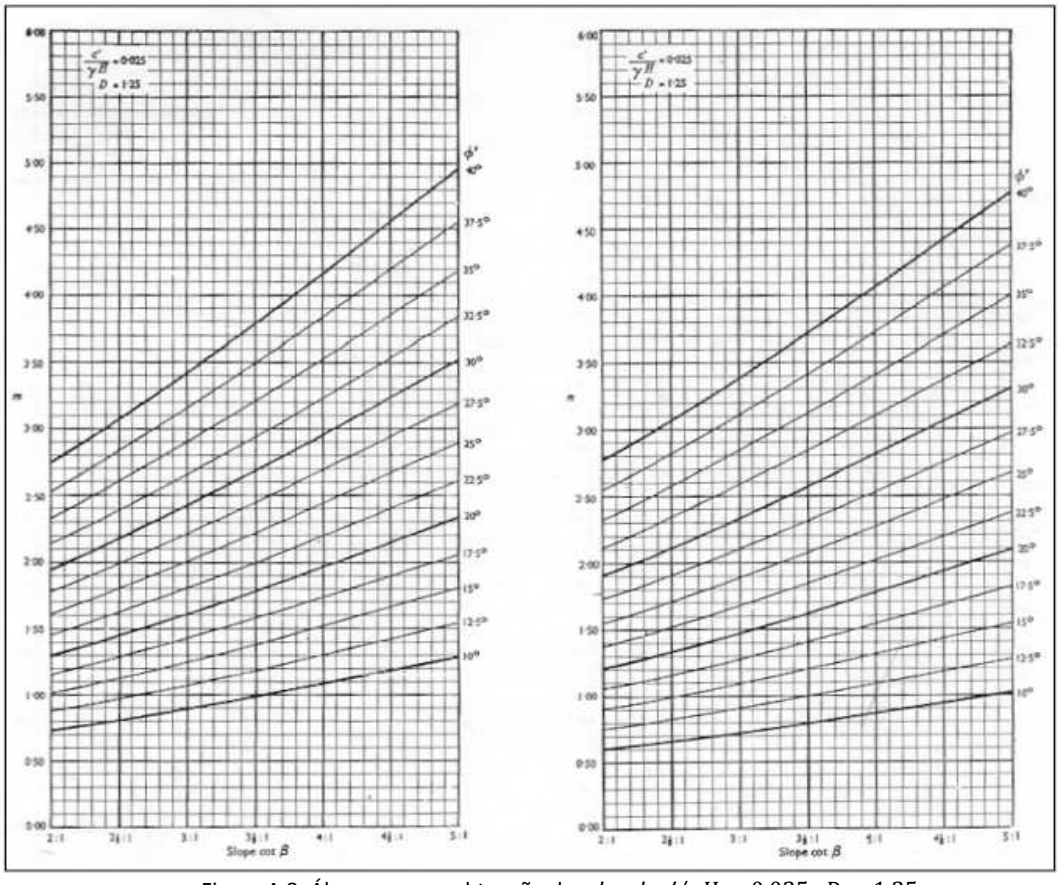



Figura A 8: Ábacos para a obtenção de m' e n': $c'/\gamma H = 0{,}025;\ D = 1{,}25$

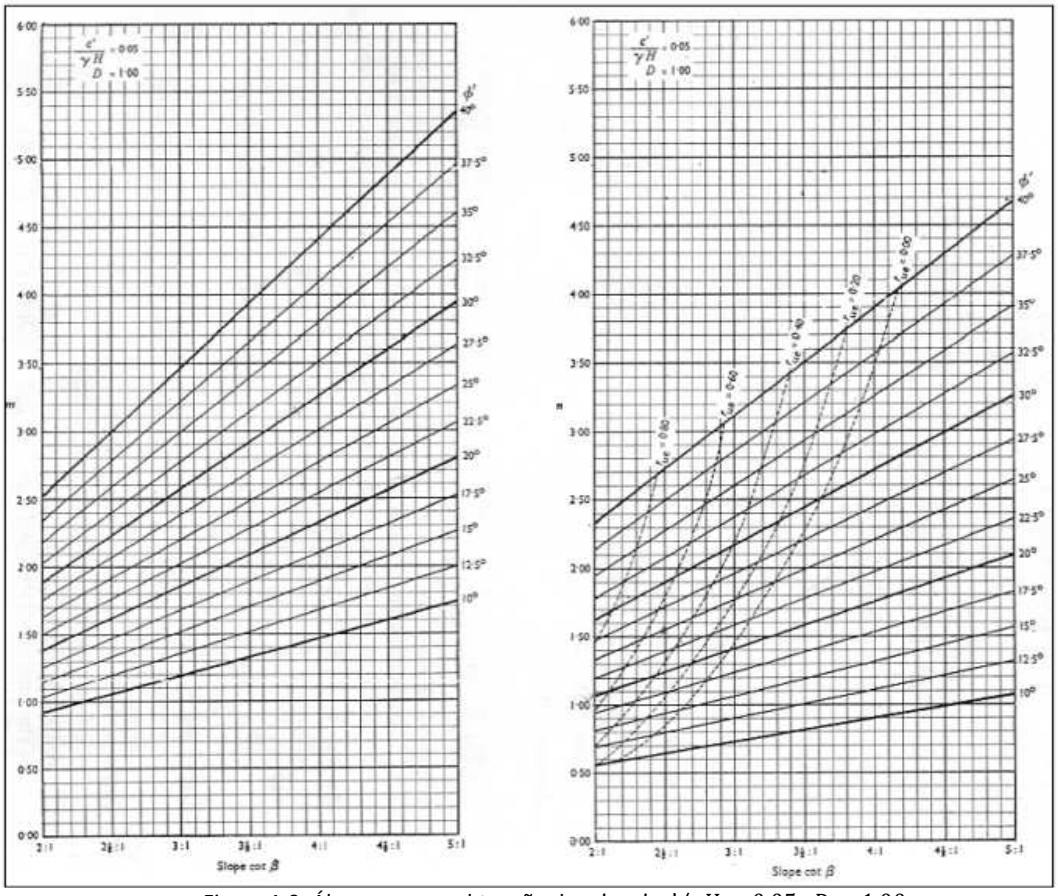



Figura A 9: Ábacos para a obtenção de m' e n': $c'/\gamma H = 0{,}05;\ D = 1{,}00$

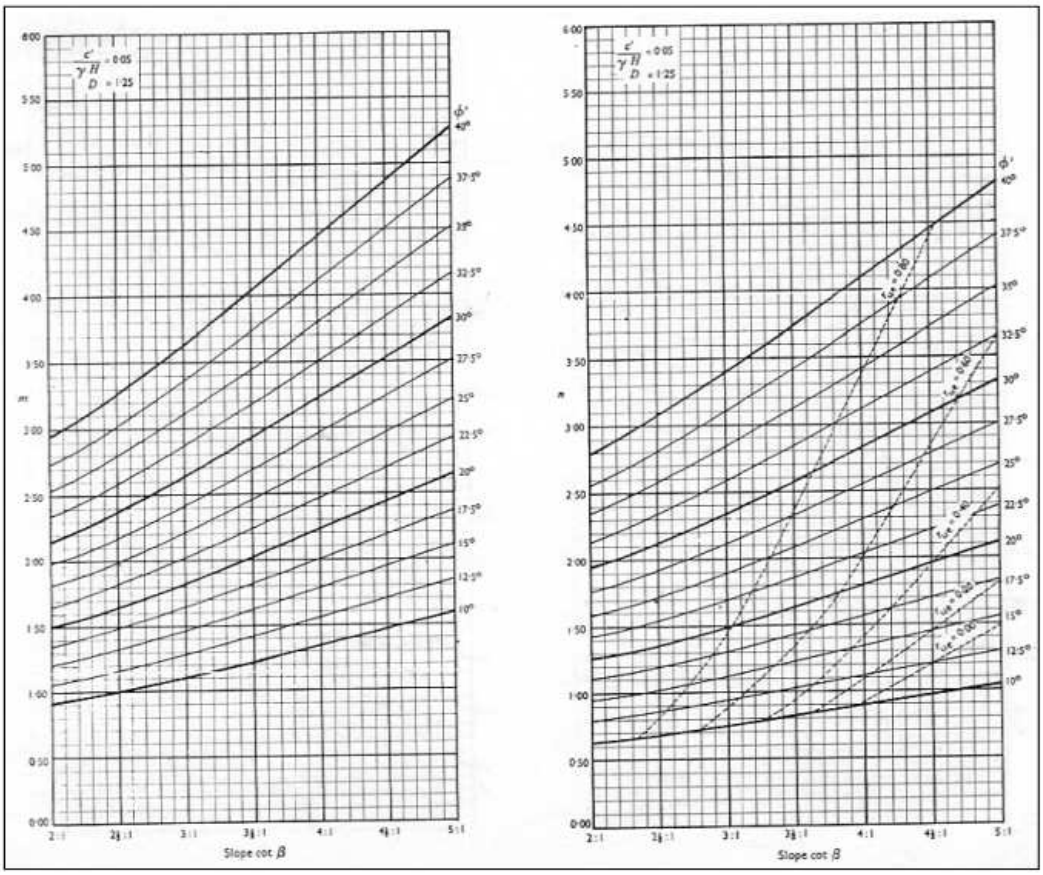



Figura A 10: Ábacos para a obtenção de m' e n': $c'/\gamma H = 0{,}05;\ D = 1{,}25$

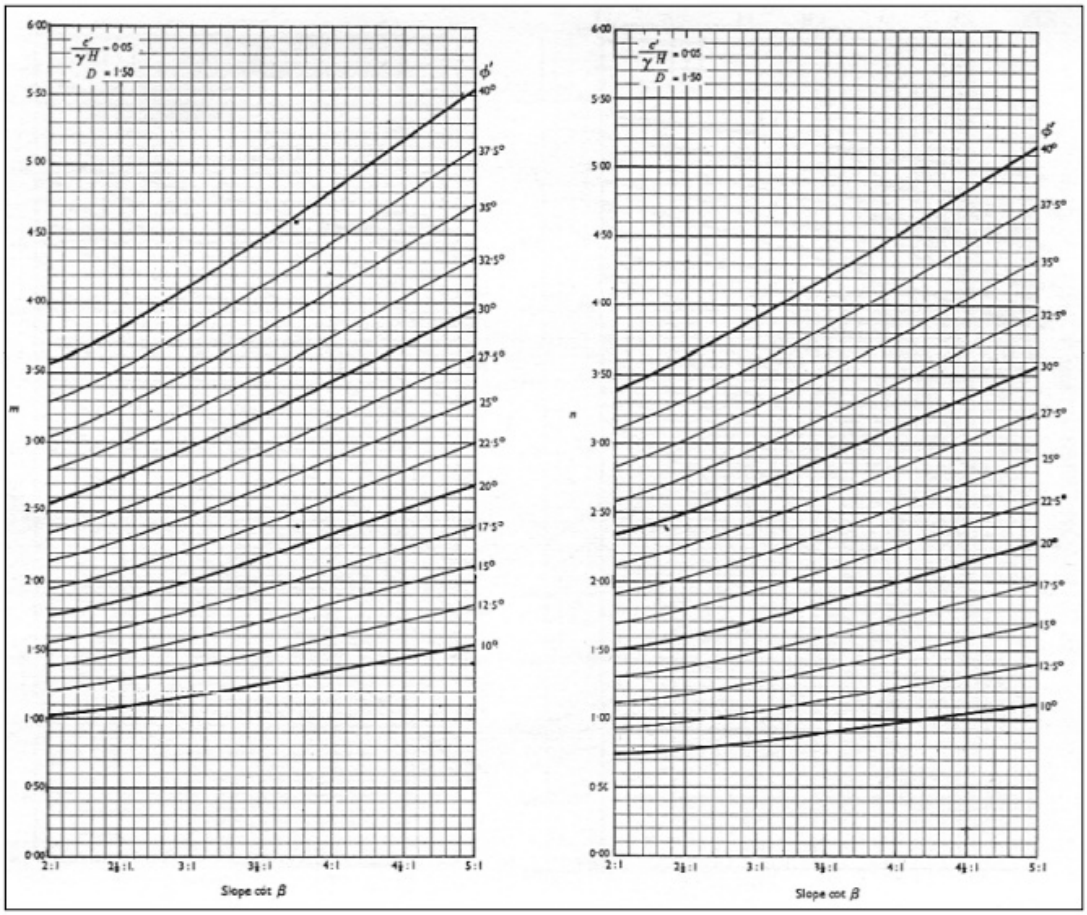



Figura A 11: Ábacos para a obtenção de m' e n': $c'/\gamma H = 0{,}05;\ D = 1{,}50$

- **Ábacos de Janbu**

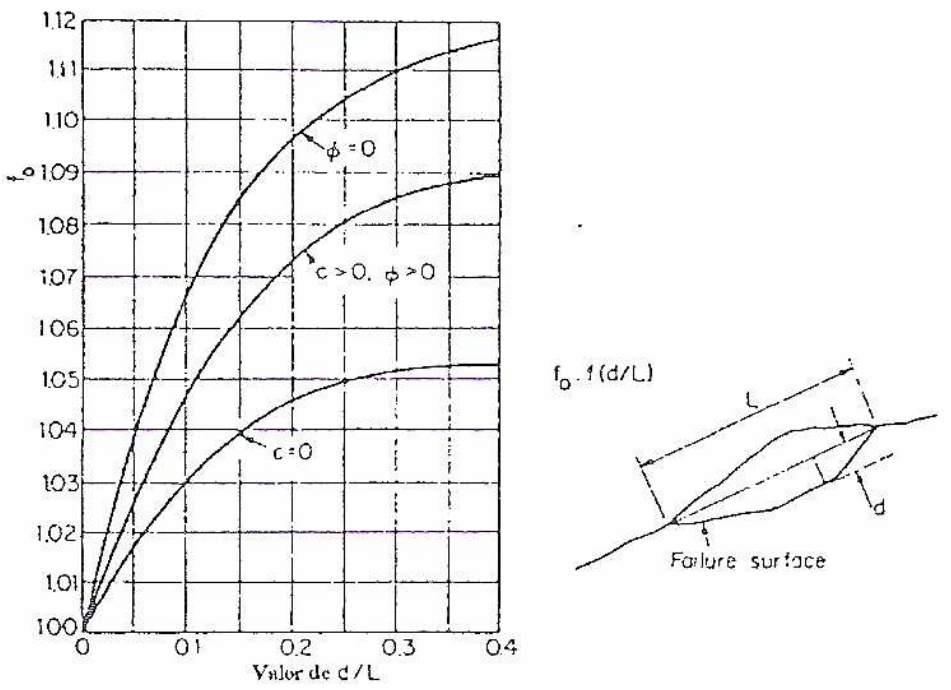



Figura A 12: Método de Janbu Simplificado - factor $f_o$

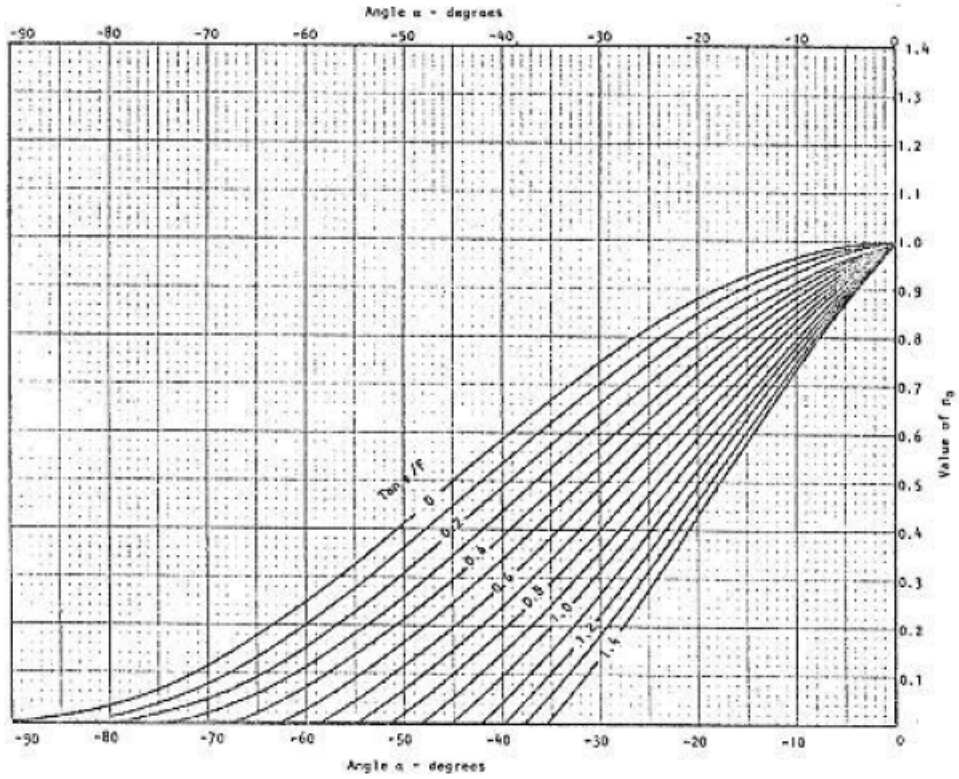



Figura A 13: Método de Janbu Simplificado - factor $M_\theta$ para θ negativo

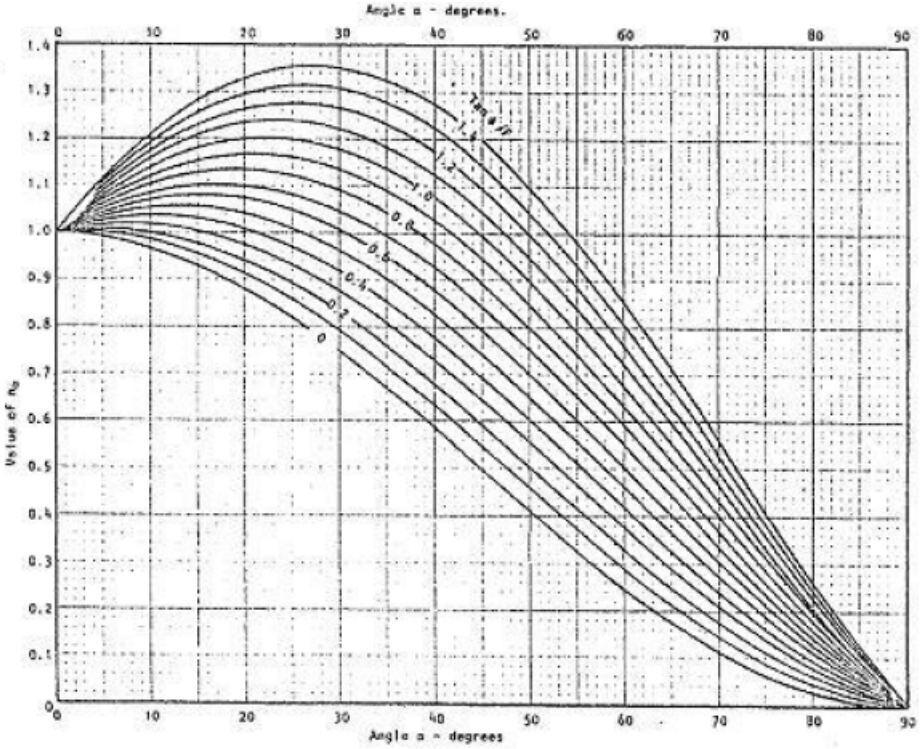



Figura A 14: Método de Janbu Simplificado - factor $M_\theta$ para θ positivo

# Anexo B - Talude sobre a ribeira de Natal – Caniçal

- **Planta e cartografia geológica de talude**

Figura B 1: Registo fotográfico e limites geológicos (Retirado da SRES, sem escala associada)

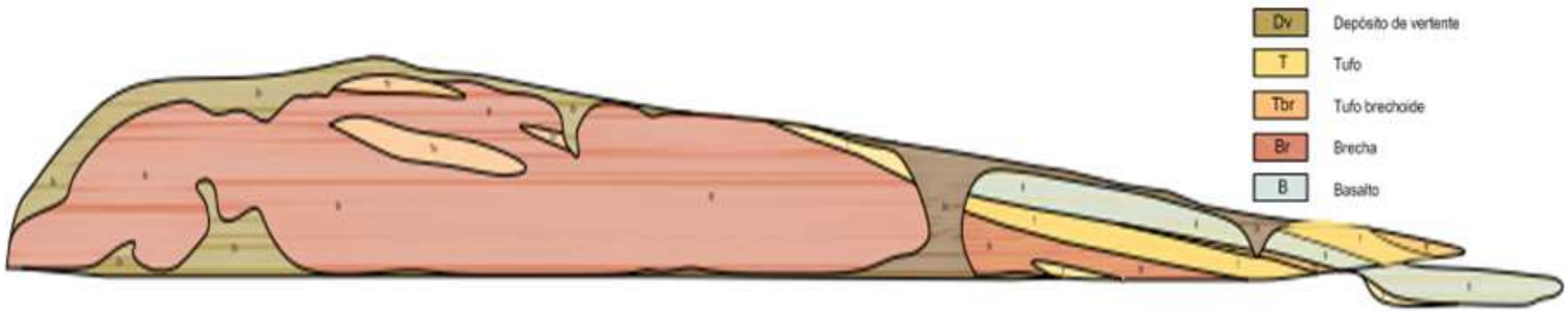



Figura B 2: Carta de litologias aflorantes em talude (Retirado da SRES, sem escala associada)

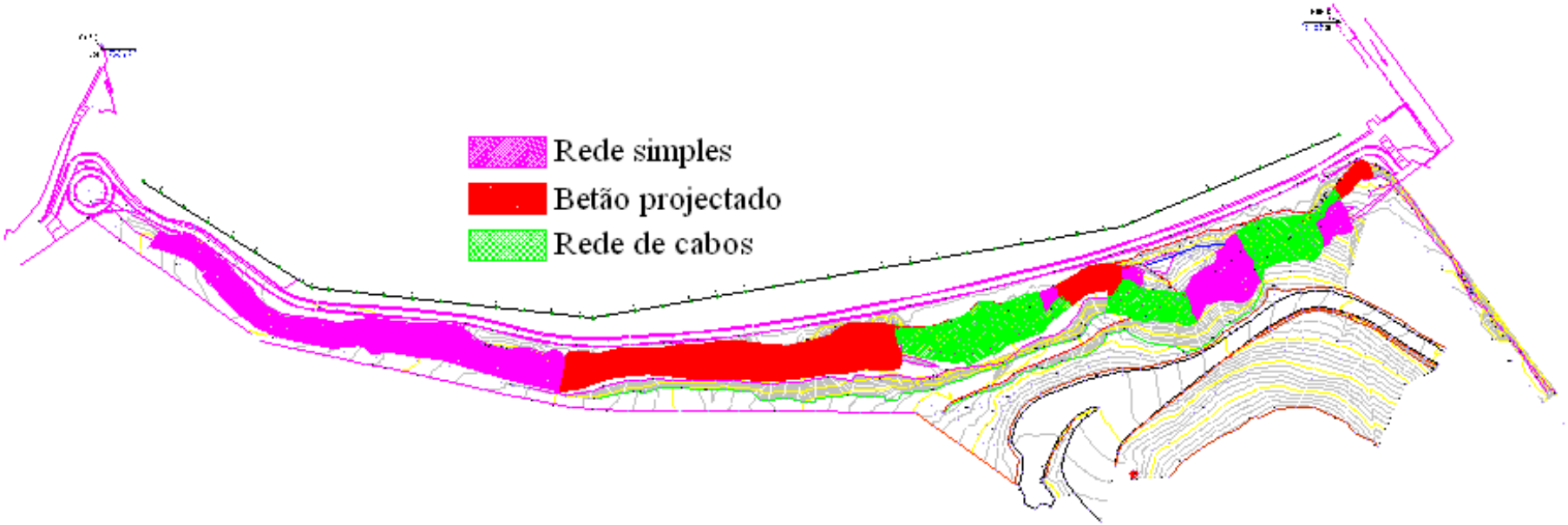



Figura B 3: Implantação com os métodos de contenção adoptados (Retirado da SRES, sem escala associada)

Figura B 4: Localização dos ensaios de dureza de Schmidt (Retirado da SRES)

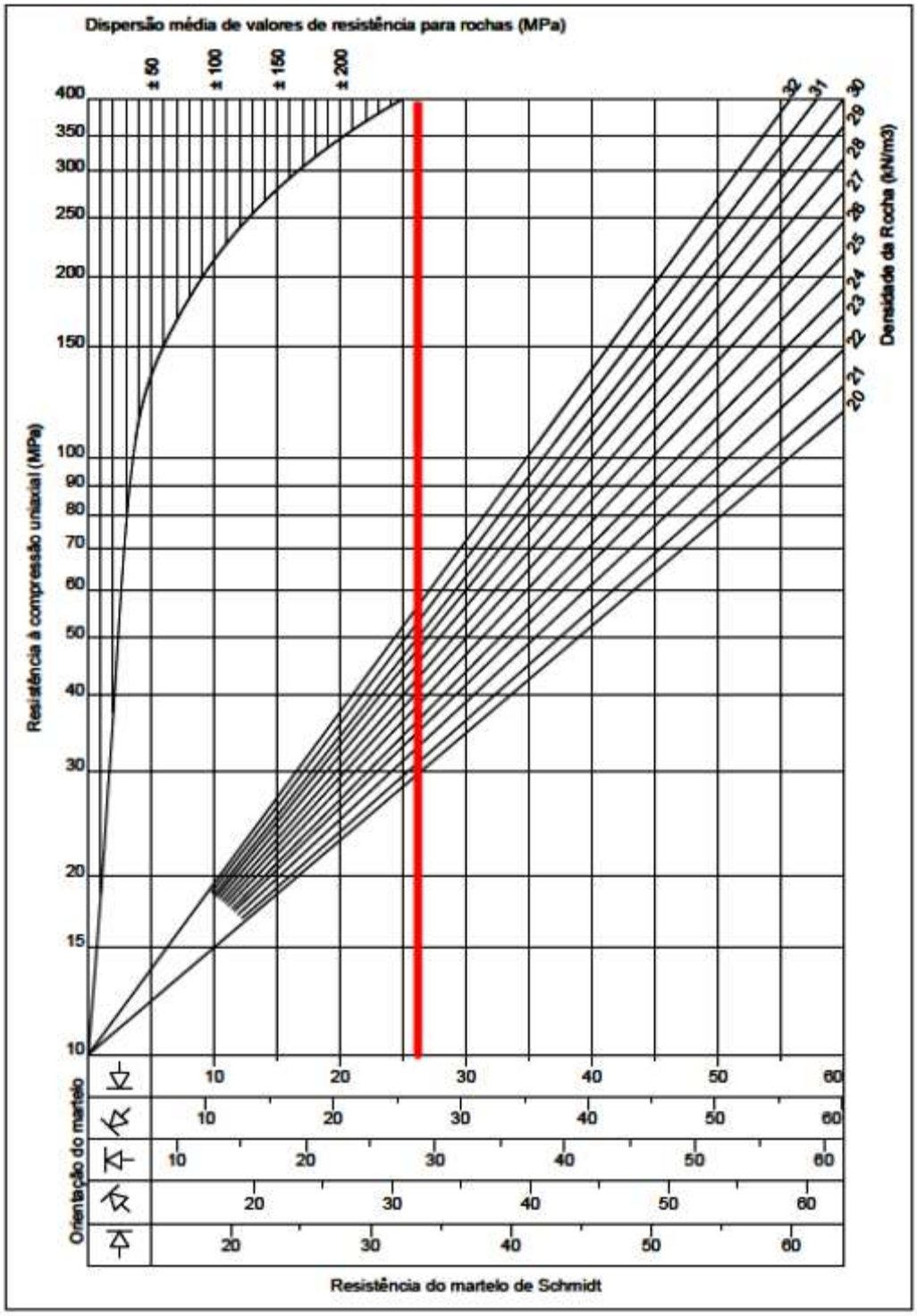



Figura B 5: Ábaco utilizado nos ensaios de dureza de Schmidt

Quadro B 1: Valores dos ensaios realizados.

| Localização do ensaio | Designação do ensaio | Material ensaiado | Área de ensaio ($cm^2$) | Valor de Schmidt | Densidade ($kN/m^3$) | Orientação (°) | Resistência à C.Uniaxial (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | A1 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | A2 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | A3 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | A4 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | A5 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | A6 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | A7 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| B | B1 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | B2 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | B3 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | B4 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | B5 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | B6 | Brecha | 20 | 14 | 20-21 | 0 | 17-18 |
| | B7 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| C | C1 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | C2 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| | C3 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | C4 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | C5 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | C6 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | C7 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| D | D1 | Brecha | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| | D2 | Brecha | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | D3 | Brecha | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| | D4 | Brecha | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | D5 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | D6 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | D7 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| E | E1 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | E2 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | E3 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | E4 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | E5 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| | E6 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | E7 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |

Quadro B 1 (continuação): Valores dos ensaios realizados.

| Localização do ensaio | Designação do ensaio | Material ensaiado | Área de ensaio ($cm^2$) | Valor de Schmidt | Densidade ($kN/m^3$) | Orientação (°) | Resistência à C.Uniaxial (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| F | F1 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | F2 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | F3 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | F4 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | F5 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | F6 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | F7 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| G | G1 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | G2 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | G3 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | G4 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | G5 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | G6 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | G7 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| H | H1 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | H2 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | H3 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | H4 | Brecha | 20 | 13 | 20-21 | 0 | 16-17 |
| | H5 | Brecha | 20 | 16 | 20-21 | 0 | 19-20 |
| | H6 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | H7 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| I | I1 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | I2 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | I3 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | I4 | Brecha | 20 | 14 | 20-21 | 0 | 17-18 |
| | I5 | Brecha | 20 | 16 | 20-21 | 0 | 19-20 |
| | I6 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | I7 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| J | J1 | Tufo | 20 | 12 | 20-21 | 0 | 16-17 |
| | J2 | Tufo | 20 | 12 | 20-21 | 0 | 16-17 |
| | J3 | Tufo | 20 | 11 | 20-21 | 0 | 15-16 |
| | J4 | Tufo | 20 | 11 | 20-21 | 0 | 15-16 |
| | J5 | Tufo | 20 | 12 | 20-21 | 0 | 16-17 |
| | J6 | Tufo | 20 | 12 | 20-21 | 0 | 16-17 |
| | J7 | Tufo | 20 | 11 | 20-21 | 0 | 15-16 |

Quadro B 1 (continuação): Valores dos ensaios realizados.

| Localização do ensaio | Designação do ensaio | Material ensaiado | Área de ensaio ($cm^2$) | Valor de Schmidt | Densidade ($kN/m^3$) | Orientação (°) | Resistência à C.Uniaxial (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| K | K1 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | K2 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | K3 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | K4 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| | K5 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | K6 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | K7 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| L | L1 | Brecha | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | L2 | Brecha | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | L3 | Brecha | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | L4 | Brecha | 20 | 28 | 20-21 | 0 | 32-33 |
| | L5 | Brecha | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| | L6 | Brecha | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | L7 | Brecha | 20 | 30 | 20-21 | 0 | 36-37 |
| M | M1 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | M2 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | M3 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | M4 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | M5 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | M6 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | M7 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| N | N1 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | N2 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | N3 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | N4 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | N5 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | N6 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | N7 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| O | O1 | Brecha | 20 | 16 | 20-21 | 0 | 19-20 |
| | O2 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | O3 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | O4 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | O5 | Brecha | 20 | 15 | 20-21 | 0 | 18-19 |
| | O6 | Brecha | 20 | 14 | 20-21 | 0 | 17-18 |
| | O7 | Brecha | 20 | 13 | 20-21 | 0 | 16-17 |

Quadro B 1 (continuação): Valores dos ensaios realizados.

| Localização do ensaio | Designação do ensaio | Material ensaiado | Área de ensaio ($cm^2$) | Valor de Schmidt | Densidade ($kN/m^3$) | Orientação (°) | Resistência à C.Uniaxial (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P | P1 | Brecha | 20 | 23 | 20-21 | 0 | 26-27 |
| | P2 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | P3 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | P4 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | P5 | Brecha | 20 | 22 | 20-21 | 0 | 25-26 |
| | P6 | Brecha | 20 | 21 | 20-21 | 0 | 24-25 |
| | P7 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| Q | Q1 | Brecha | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | Q2 | Brecha | 20 | 30 | 20-21 | 0 | 36-37 |
| | Q3 | Brecha | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | Q4 | Brecha | 20 | 28 | 20-21 | 0 | 32-33 |
| | Q5 | Brecha | 20 | 28 | 20-21 | 0 | 32-33 |
| | Q6 | Brecha | 20 | 28 | 20-21 | 0 | 32-33 |
| | Q7 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| R | R1 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | R2 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | R3 | Brecha | 20 | 19 | 20-21 | 0 | 22-23 |
| | R4 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | R5 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | R6 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | R7 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| S | S1 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | S2 | Brecha | 20 | 20 | 20-21 | 0 | 23-24 |
| | S3 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | S4 | Brecha | 20 | 18 | 20-21 | 0 | 21-22 |
| | S5 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | S6 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| | S7 | Brecha | 20 | 17 | 20-21 | 0 | 20-21 |
| T | T1 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| | T2 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| | T3 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | T4 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |
| | T5 | Brecha | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | T6 | Brecha | 20 | 25 | 20-21 | 0 | 28-29 |
| | T7 | Brecha | 20 | 24 | 20-21 | 0 | 27-28 |

Quadro B 1 (continuação): Valores dos ensaios realizados.

| Localização do ensaio | Designação do ensaio | Material ensaiado | Área de ensaio ($cm^2$) | Valor de Schmidt | Densidade ($kN/m^3$) | Orientação (°) | Resistência à C.Uniaxial (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U | U1 | Tufo | 20 | 30 | 20-21 | 0 | 36-37 |
| | U2 | Tufo | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | U3 | Tufo | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | U4 | Tufo | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | U5 | Tufo | 20 | 29 | 20-21 | 0 | 34-35 |
| | U6 | Tufo | 20 | 30 | 20-21 | 0 | 36-37 |
| | U7 | Tufo | 20 | 30 | 20-21 | 0 | 36-37 |
| V | V1 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | V2 | Tufo | 20 | 28 | 20-21 | 0 | 32-33 |
| | V3 | Tufo | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 31-31 |
| | V4 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | V5 | Tufo | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| | V6 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | V7 | Tufo | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| X | X1 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | X2 | Tufo | 20 | 28 | 20-21 | 0 | 32-33 |
| | X3 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | X4 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | X5 | Tufo | 20 | 26 | 20-21 | 0 | 29-30 |
| | X6 | Tufo | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |
| | X7 | Tufo | 20 | 27 | 20-21 | 0 | 30-31 |

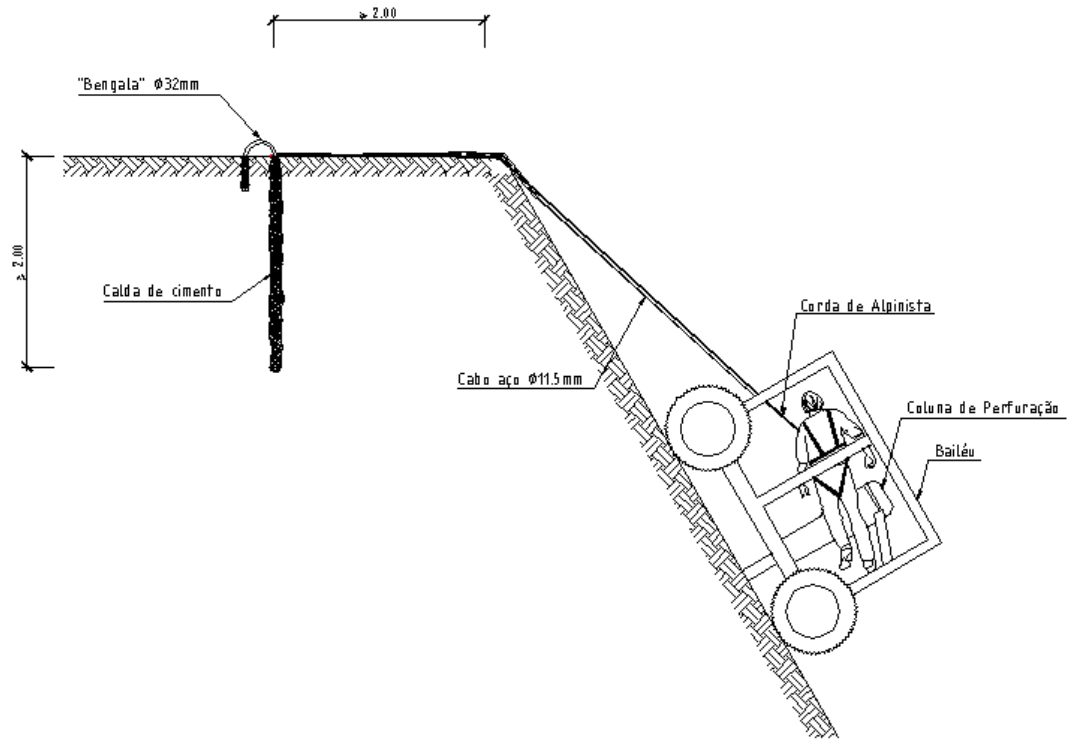



Figura B 5: Esquema tipo de utilização de Bailéu em taludes

Figura B 6: Bailéu suspenso em utilização (Foto do autor).

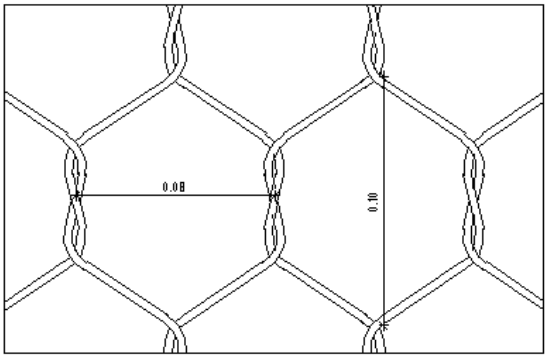
- **Cronologia dos trabalhos no talude sobre a ribeira de Natal**

Quadro B 2: Cronologia dos trabalhos no talude sobre a ribeira de Natal

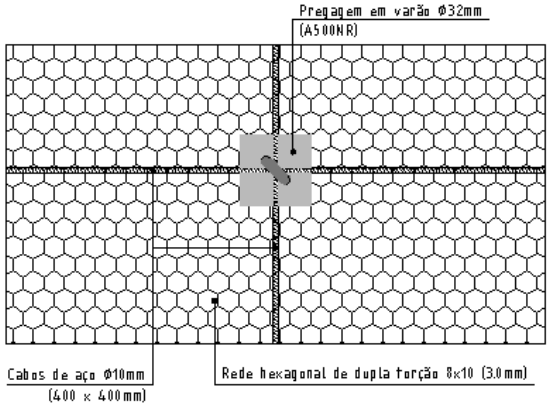
| Data | Descrição | Figura |
|---|---|---|
| 08-04-2010 | Mobilização de meios de elevação e instalação de sistemas de segurança/fixação nas cristas dos taludes. | |
| 15-04-2010 | Limpeza de talude, desmatação e desmonte de pedras e pequenos blocos instáveis. | |
| 06-05-2010 | Aplicação de rede galvanizada de dupla torção | |

Quadro B 2 (continuação): Cronologia dos trabalhos no talude sobre a ribeira de Natal

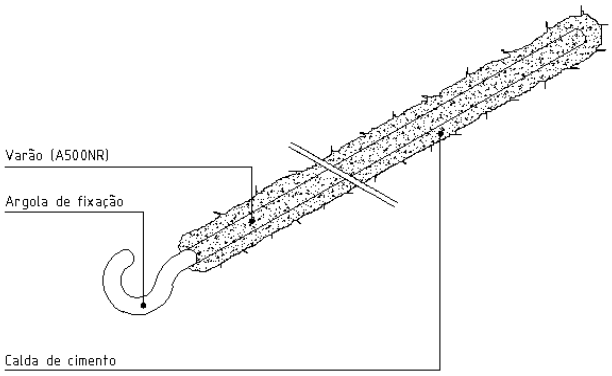
| Data | Descrição | Figura |
|---|---|---|
| 17-05-2010 | Execução de pregagens. | |
| 09-06-210 | Aplicação de rede de cabos de aço. | |
| 18-06-2010 | Aplicação de betão projectado. | |
| 22-06-2010 | Aplicação da rede de retenção. | |



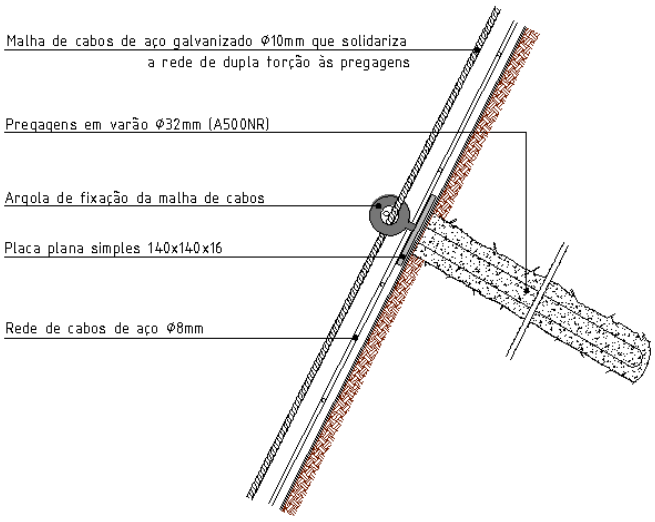

Rede de dupla torção Ø3.0mm
(Malha 8.0x10.0mm)
s/escala



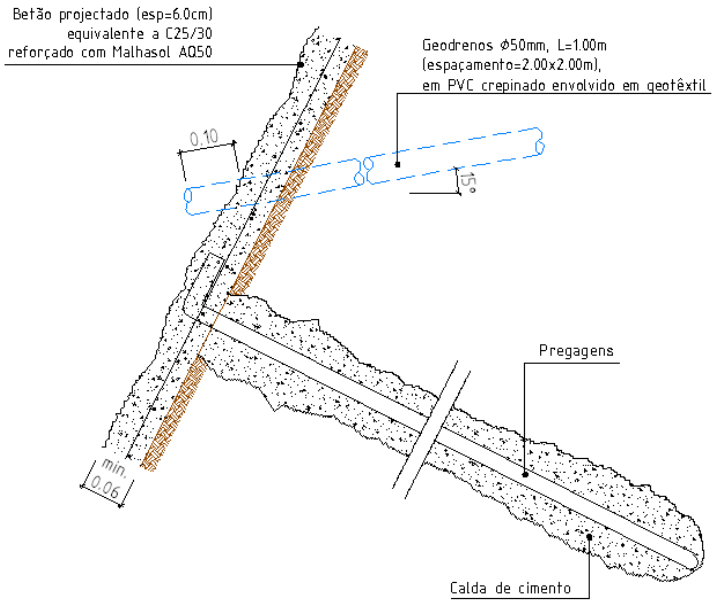

Rede de dupla torção Ø3.0mm (Malha 8.0x10.0mm)
Rede de cabos Ø10.0mm (Malha 400x400mm)
s/escala




Pormenor tipo de pregagem
s/escala




Ligação das pregagens às redes de cabos
s/escala




Pormenor do revestimento do talude com betão projectado
s/escala

# Anexo C - Escarpa sobranceira à marina do Lugar de Baixo

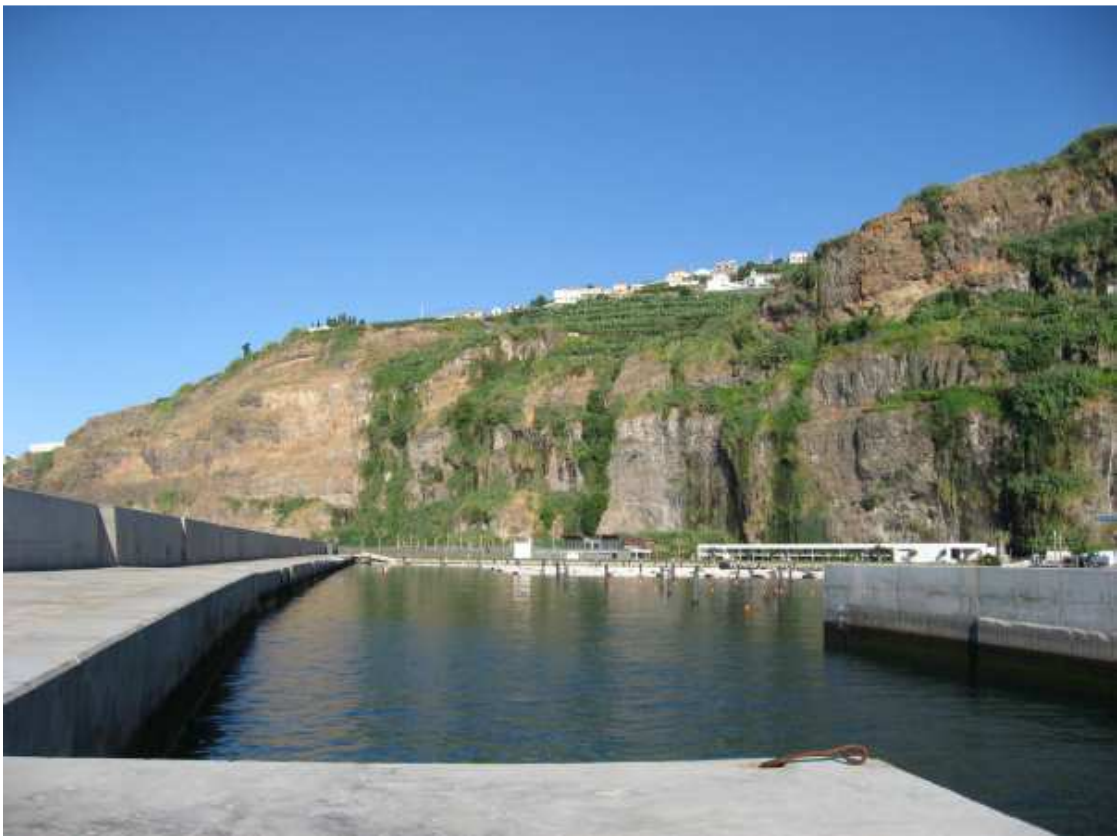


Figura C 1: Vista geral da escarpa sobranceira à marina e à futura praia

2006.06.27

Observa-se o edifício de estacionamento e os edifícios de apoio ao complexo balnear, nomeadamente o restaurante.

Na parte superior da escarpa situada acima do edifício de estacionamento observa-se uma importante escoada basáltica sobrejacente a uma espessa camada de tufos, ambas em risco de instabilização e que serão objecto de reperfilamento e de obras de consolidação.

Para poente, para além dos edifícios de apoio, até ao enraizamento do molhe, a escarpa que se observa com coberto vegetal mais exuberante fica sobranceira à futura praia e será objecto de protecção com redes metálicas pregadas.

Figura C 2: Vista frontal da escarpa sobranceira à marina na zona do edifício de estacionamento.

2006.07.26

Observa-se o edifício de estacionamento com dois pisos desenvolvendo-se paralelamente à escarpa, muito próximo desta, e, do lado esquerdo, os edifícios de apoio do complexo balnear, mais afastados da escarpa.

Observa-se ainda a protecção do talude com redes metálicas pregadas, desde a base do talude até à "plataforma" situada cerca das cotas 70-90 e com duas barreiras dinâmicas, uma situada nessa "plataforma" e outra situada mais a nascente, numa "plataforma" cerca das cotas 55-60.

É ainda visível um pequeno trecho em rede metálica não pregada, na zona superior da escarpa, junto à linha de água, colocada com a função de conduzir o material que se desprende dessa zona para a "plataforma" onde está construída a barreira dinâmica superior.

Figura C 3: Vista da escarpa sobranceira à marina desde o túnel da Estrada Regional até ao edifício do restaurante

2006.07.21

Observa-se a proximidade à escarpa do edifício de estacionamento. Observam-se também as "plataformas" cerca das cotas 55-60 e 70-90, onde existem barreiras dinâmicas, e as redes metálicas pregadas de protecção dos taludes abaixo dessas "plataformas".

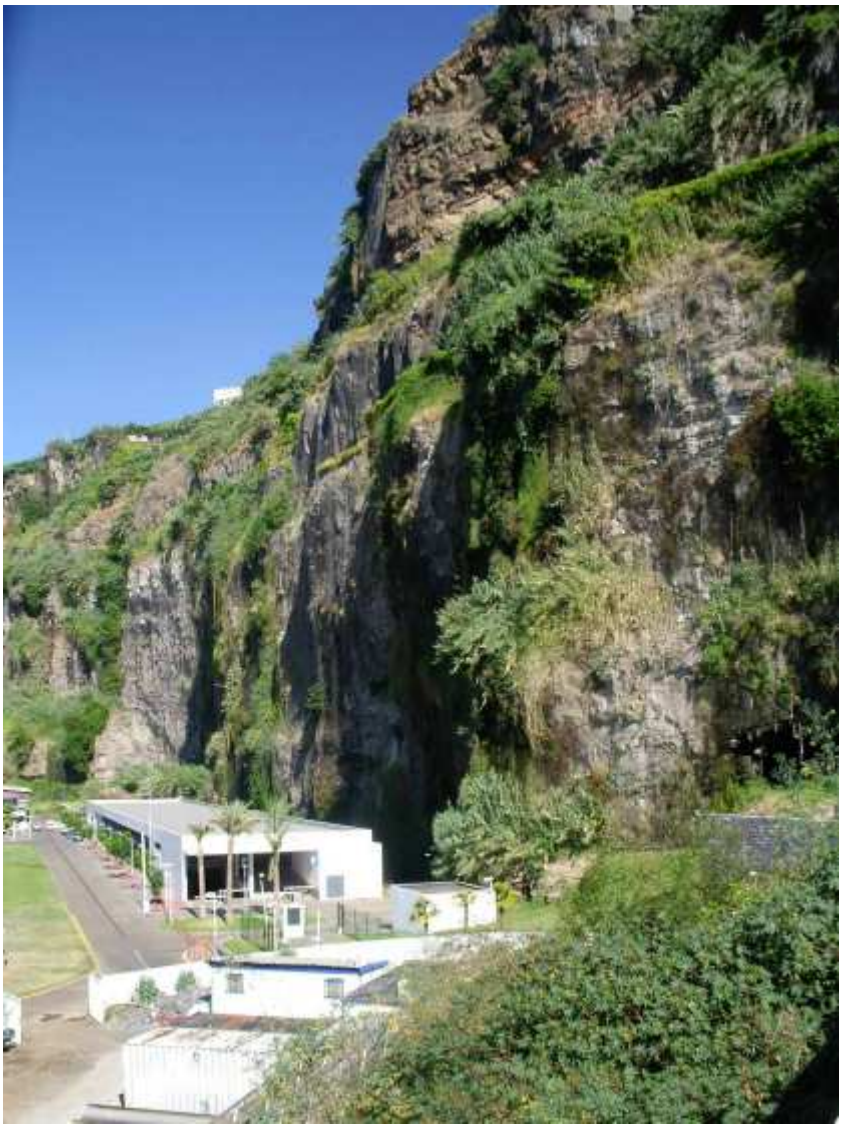


Figura C 4: Vista do edifício de estacionamento e da escarpa adjacente

2006.07.21

Pode observar-se que o edifício de estacionamento está muito próximo da escarpa enquanto o edifício do restaurante está relativamente mais afastado.

Na zona superior, acima da "plataforma" às cotas 70-90, onde se vê parte da barreira dinâmica aí instalada, observam-se, no topo da escarpa, as formações basálticas parcialmente em consola sobre os tufos.

Figura C 5: Vista frontal da parte superior da escarpa sobranceira ao edifício de estacionamento

2006.07.26

Observa-se a sucessão de escoadas basálticas que constitui a escarpa acima da cota 120 e o espesso nível de tufos que ocorre abaixo desta cota e cuja base se situa na "plataforma" cerca das cotas 70-90; observa-se ainda a erosão diferencial entre estas duas formações, apresentando-se, em certas zonas, os basaltos em consola.

Figura C 6: Aspecto da superfície da escarpa superior na zona de contacto entre os basaltos e os tufos

2006.06.27

Observa-se a erosão mais acentuada nos tufos, que vão deixando em consola os basaltos sobrejacentes; algumas destas consolas apresentam já vãos de 2 a 3 m.

Figura C 7: Aspecto do "desplacamento" dos tufos na superfície da escarpa superior sobranceira ao edifício de estacionamento

2006.06.27

Observam-se nesta superfície várias fendas verticais abertas ao longo de praticamente toda a altura da camada de tufos, que delimitam blocos em risco de queda eminente, alguns dos quais com 4 a 6 $m^3$.

Observa-se, também, a levada existente escavada nos tufos ao longo de parte da "plataforma" às cotas 70-90.

Figura C 8: Bloco de tufos com cerca de 6 $m^3$ retido na "plataforma" às cotas 70-90

2006.06.27

Nesta "plataforma" encontram-se retidos vários blocos de tufos de várias dimensões, resultantes do "desplacamento" que vem ocorrendo na superfície da escarpa.

Figura C 9: Vista da escarpa sobranceira à futura praia

2006.06.27

A zona que se observa com vegetação mais exuberante situa-se em frente ao enraizamento do molhe e à futura praia e será objecto de protecção com redes metálicas pregadas.