



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Faculdade de Engenharia

# FUNDAÇÕES DE BARRAGENS EM MACIÇOS ROCHOSOS VULCÂNICOS: O CASO DA BARRAGEM DE BANCA FURADA NA ILHA DE S.NICOLAU EM CABO VERDE

**Nuno Miguel Rodrigues Paulo**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
**Engenharia Civil**  
(Ciclo de Estudos Integrado)

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes

**Covilhã, Setembro 2015**

In memoriam de Manuel da Silva Paulo, meu Pai.  
À minha mulher Clara, meus filhos Maria e Francisco  
e minha mãe Fátima.

## Ficha Técnica

Nome	Nuno Miguel Rodrigues Paulo
Endereço eletrónico	nmiguelrp@sapo.pt
Título da Dissertação	Fundações de barragens em maciços rochosos vulcânicos: o caso da barragem de Banca Furada na Ilha de S.Nicolau em Cabo Verde
Orientadores	Prof. Luís Manuel Ferreira Gomes
Ano da Conclusão	2015
Ramo de conhecimento de Mestrado	Eng <sup>a</sup> Civil - Geotecnia e Ambiente
Objetivo do presente trabalho:	Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para a obtenção de Grau de Mestre em Engenharia Civil Ramo de Geotecnia e Ambiente

---

Nuno Rodrigues Paulo

## Agradecimentos

Gostaria de expressar o sentimento profundo de agradecimento às instituições e pessoas que contribuíram para a realização deste trabalho, com apoio bibliográfico e logístico.

Começo por agradecer à minha tia Eng<sup>a</sup> Maria de Lurdes Liberato que me motivou desde cedo a seguir a carreira de Engenharia Civil.

Agradeço à Universidade da Beira Interior pela possibilidade de realização do Mestrado.

Ao Professor Luis Manuel Ferreira Gomes, orientador deste trabalho e docente em diversas cadeiras do meu percurso académico, pela elevada disponibilidade e preciosa transmissão de conhecimentos técnicos.

Agradeço à empresa Mota-Engil, que desde 1998 me acolheu como seu representante na área de Engenharia Civil e que me permitiu crescer de uma forma consolidada enquanto profissional tanto a nível técnico como pessoal.

A toda a minha família e amigos que me apoiaram com palavras de incentivo e encorajamento.

## Resumo

O reduzido numero em todo o mundo de barragens assentes neste tipo de maciços e a elevada heterogeneidade dos mesmos leva a que o conhecimento esteja aquém das necessidades atuais, especialmente em Cabo Verde, país este que se encontra em fase de crescimento nesta área.

A extrapolação de metodologias utilizadas noutros maciços rochosos mais comuns na Engenharia de Barragens e o conhecimento sua eficácia revelam-se de extrema importância na fase de implementação de novas barragens em território insular, especialmente Cabo Verde.

Assim, o presente trabalho organiza-se em quatro capítulos. No 1º Capítulo, efetua-se o enquadramento e justificação do tema, os objetivos e a estrutura da dissertação. No 2º Capítulo, apresentam-se elementos principais sobre aspetos geotécnicos em fundações de barragens, tipos de barragens, elementos de projeto de barragens, metodologias de tratamento de fundações em maciços heterogeos cársicos, como usos de preenchimento de vazios e cortinas de reforço e de impermeabilização. No 3º Capítulo, apresenta-se o caso de estudo da Barragem de Banca Furada, desenvolvendo-se aspetos sobre a geomorfologia e geologia do território insular e do local de implantação da mesma, elementos climatológicos e hidrogeológicos, geotecnia dos terrenos de fundação, conceção da Barragem, escavações e contenções, tratamento de fundação, cortina de impermeabilização, e corpo da barragem com aspectos construtivos. Por fim, no 4º Capítulo elaboram-se as conclusões do presente trabalho e apresentam-se algumas perspetivas futuras sobre o assunto em estudo.

## Abstract

The limited number of dams around the world founded on this type of rock mass and its high heterogeneity leads to a lack of knowledge that is beyond the current needs, especially in Cape Verde, country that is currently implementing this type of structures.

The extrapolation of more common methodologies in the treatment of Dam Foundations and its efficacy in Volcanic Rock Masses proves to be of utmost important in the future constructions in Cape Verde.

Thus, this paper is organized into four chapters. Chapter 1, makes up the framework and subject of justification, the objectives and the structure of the dissertation. In the 2nd Chapter, are presented the main elements on geotechnical aspects in dam foundations, types of dams, dam design elements, foundations treatment methodologies heterogenous karst massifs, as for example void filling uses and reinforcement curtains and waterproofing . In the 3rd Chapter, presents the Dam case study of Banca Furada, developing aspects of geomorphology and geology of the island territory and the location thereof, climatological and hydrological elements, geotechnical the foundation of land, design of dam, excavation and retaining walls, foundation treatment, sealing curtain and the dam body with constructive aspects. Finally, in the 4th Chapter draw up the conclusions of this paper and presents some future perspectives on the subject under study.

# Índice

1	Introdução .....	1
1.1	Enquadramento e Justificação do Tema.....	1
1.2	Objetivos Gerais .....	3
1.3	Objetivos Específicos .....	3
1.4	Metodologia e Estrutura da Dissertação .....	4
2	Aspectos geotécnicos em barragens.....	5
2.1	Aspectos Gerais .....	5
2.1.1	Tipos de barragens.....	5
2.1.1.1	Barragens naturais .....	5
2.1.1.2	Barragens artificiais.....	7
2.1.2	Projetos de barragens .....	9
2.1.3	Fundações de Barragens .....	9
2.1.4	Esforços atuantes em barragens .....	12
2.2	Estudos Geotécnicos .....	16
2.2.1	Estudos geofísicos.....	16
2.2.2	Ensaio mecânicos .....	16
2.2.2.1	Ensaio de carga em placa .....	17
2.2.2.2	Ensaio de carga com macacos planos retangulares .....	17
2.2.2.3	Ensaio de carga com macaco em escatel .....	18
2.2.2.4	Ensaio de compressão triaxial de larga escala .....	19
2.2.3	Ensaio de Permeabilidade .....	20
2.2.3.1	Ensaio de permeabilidade - Lugeon .....	23
2.2.3.2	Ensaio Lugeon em maciços rochosos não saturados.....	31
2.3	Barragens em Maciços Rochosos Cársicos e Vulcânicos.....	32
2.3.1	Casos históricos .....	32
2.3.2	Metodologias de tratamento de fundações em maciços Cársicos.....	37
2.3.2.1	Preenchimento de vazios com solos .....	37
2.3.2.2	Cortina de Injeções de caldas (cutt off grouting curtain).....	39
2.3.2.3	Cortina de betão (cutt off concrete curtain).....	40
2.3.2.4	Cortina de estacas drenantes (cut off composite curtain).....	41
2.3.2.5	Cortina de soilcrete (cutt off composite curtain) .....	41
2.3.2.6	Cortina de betão compostas (cutt off composite curtain) .....	43
3	A Barragem de Banca Furada - Cabo Verde.....	44
3.1	Enquadramento Geográfico.....	44
3.2	Elementos Climáticos.....	45
3.3	Elementos Hidrológicos.....	46
3.3.1	Situação de recursos hídricos em Cabo Verde .....	46

3.3.2	Situação de recursos hídricos na Bacia hidrográfica em estudo .....	47
3.3.3	Balanço Hidrológico.....	49
3.3.3.1	Cálculo do balanço hidrológico na bacia da Ribeira Grande .....	51
3.4	Enquadramento Geomorfológico e Geológico.....	55
3.4.1	Aspetos Globais.....	55
3.4.2	Aspetos geomorfológicos.....	56
3.4.2.1	Geoformas vulcânicas.....	56
3.4.2.2	Tipos de geoformas vulcânicas em Cabo Verde.....	59
3.4.3	Geologia e geomorfologia da Bacia Hidrográfica da Barragem .....	61
3.4.4	Prospecção Geológica e Geotécnica da zona da Barragem .....	63
3.4.4.1	Elementos Litológicos.....	63
3.4.4.2	Prospecção Geofísica.....	64
3.4.4.3	Prospecção Mecânica.....	69
3.4.4.4	Ensaio in-situ.....	73
3.4.4.5	Ensaio Laboratoriais.....	76
3.4.4.6	Zonamento Interpretativo Geológico-Geotécnico interpretativo .....	78
3.4.4.7	Considerações Técnicas .....	83
3.5	Projeto de execução .....	86
3.5.1	Considerações Gerais do projeto .....	86
3.5.2	Conceção da Barragem.....	88
3.5.2.1	Escavações e contenções.....	88
3.5.2.2	Corpo da Barragem.....	89
3.5.2.3	Tratamento de fundação .....	93
3.5.3	Fase de obra - Tratamento de fundações .....	98
3.5.3.1	Cortina de impermeabilização.....	98
3.5.3.2	Aspectos construtivos - Acompanhamento da fase construtiva da obra .....	100
4	Conclusões e perspetivas futuras.....	102
	ANEXOS .....	108
	ANEXO I Planta Topográfica e implantação da barragem de Banca Furada (Cabo Verde-Ilha de S.Nicolau) .....	109
	ANEXO II Planta Topográfica e implantação dos trabalhos de prospecção geotécnica da barragem de Banca Furada (Cabo Verde-Ilha de S.Nicolau) .....	111
	ANEXO III Resultados globais da prospecção geofísica para implantação da barragem de Banca Furada (Cabo Verde- Ilha de S.Nicolau) .....	113
	ANEXO IV Imagens dos carotes obtidos a partir das sondagens à rotação .....	116
	ANEXO V Principais resultados a partir dos carotes obtidos nas várias sondagens à rotação .....	129
	ANEXO VI Imagens sobre o acompanhamento de obra .....	134



# Lista de figuras

## Capítulo 1

Figura 1-1 Localização Geográfica da área de estudo - Ilha de S.Nicolau, Cabo Verde (Google Earth, 2015).....	1
Figura 1-2 Bacia Hidrográfica da Barragem de Banca Furada no Vale da Ribeira Grande em S.Nicolau (Norvia,2012). ....	2
Figura 2-1 - Barragem natural originada pelo efeito de animais (Cadol, 2015).....	6
Figura 2-2 - Exemplos de barragens naturais (schettini, 2014).....	6
Figura 2-3 Barragem em arco de betão (Tahany, 2013). ....	7
Figura 2-4 - Barragem de alvenaria de pedra. ....	7
Figura 2-5 Barragem em aterro de solos (Soilvision, 2013). ....	8
Figura 2-6 Barragem em arco (Safety, 2013).....	8
Figura 2-7- Barragem reticulada (FEMA, 2013). ....	8
Figura 2-8 Perfil típico de barragens de pequena dimensão assentes maciços argilosos ou arenosos (Mullholland, 1977). ....	10
Figura 2-9 - Critério de projeto para solos de grão fino relativamente secos (Mullholland, 1977). ..	11
Figura 2-10 - Aproximação modelar continua e descontinua para a representação menos complicada embora anisotrópica de uma massa rochosa num túnel (Barton, 2013). ....	12
Figura 2-11 representação esquemática dos esforços actantes numa barragem (Ghosh, 2010). ....	13
Figura 2-12 - Blocos de reação e blocos de teste (Ghosh, 2010).....	14
Figura 2-13 - Vista do ensaio (Ghosh, 2010).....	14
Figura 2-14 - Blocos de teste após ensaio (Ghosh, 2010).....	15
Figura 2-15 - representação gráfica do esquema de aplicação de forças (Ghosh, 2010). ....	15
Figura 2-16 - Representação esquemática do ensaio de carga em placa (Xuecheng, 1987). ....	17
Figura 2-17 - Ensaio de carga com macacos planos retangulares (Xuecheng, 1987). ....	18
Figura 2-18 Disposição do teste triaxial de grandes dimensões (Xuecheng, 1987). ....	19
Figura 2-19 Permeâmetro para execução de ensaio de Darcy (Schneebell, 1978). ....	20
Figura 2-20 - Parâmetros texturais e permeabilidade (Link,1982). ....	22
Figura 2-21 configuração de ensaio de Lugeon (Quinones-Rozo, 2010) . ....	24
Figura 2-22 - Equipamento eletrónico de monitorização de dados de Lugeon e Grouting (Quinones-Rozo, 2010). ....	27
Figura 2-23 Interpretação de resultados de Teste de Lugeon em perda de pressão vs volume do espaço (Quinones-Rozo, 2010). ....	28
Figura 2-24 - Gráficos comparativos de metodologia de ensaios WPT (Yamaguchi, Satoh, & Araie, 2003).....	31
Figura 2-25 Exemplo de colapso de barragem construída sobre terrenos cársicos sem tratamento de fundação (Associates, 2013). ....	32
Figura 2-26 - Exemplo Caverna cársica (Schaefer, 2009). ....	33

Figura 2-27 Exemplo de chaminé em aterro de barragem com fundação em terrenos cársicos (Schaefer, 2009). .....	34
Figura 2-28 - Gênese de terrenos cársicos (Schaefer, 2009).....	34
Figura 2-29 canais de percolação em fundações de barragens (Schaefer, 2009). .....	35
Figura 2-30 - Galeria de ligação à albufeira da Barragem (Schaefer, 2009). .....	35
Figura 2-31 - Mecanismo de rutura da barragem Canal Swift2 em Washington (Schaefer, 2009). ....	36
Figura 2-32 Imagem do início da rutura do talude e esvaziamento da albufeira de Canal Swift2 em Washignton (Schaefer, 2009).....	36
Figura 2-33 - Localização do ponto de escoamento na albufeira Canal Swift2 em Washington (Schaefer, 2009). .....	37
Figura 2-34 Galeria com exposição contínua do solo (Schaefer, 2009). .....	37
Figura 2-35 Galerias presentes na fundação da barragem de East Fork em Kentuky nos EUA (Schaefer, 2009). .....	37
Figura 2-36 Wolf creek Dam (Schaefer, 2009). .....	38
Figura 2-37 Remediação na Barragem de Wolf Creek (Schaefer, 2009).....	38
Figura 2-38 Exemplo de preenchimento de vazios superficiais (Schaefer, 2009).....	39
Figura 2-39 - Esquema de cálculo para preenchimento de Fraturas superficiais (Schaefer, 2009). ...	39
Figura 2-40 Esquema de tratamento de fundação com Grout curtain e drainage holes, (Bruce, 1998). .....	40
Figura 2-41 Exemplo de aplicação de Cut off Wall de Betão (Bruce,1998).....	41
Figura 2-42 Imagens de construção de Estacas Drenantes (Bruce,1998).....	41
Figura 2-43 Equipamentos utilizados no sistema DMM (Bruce,1998). .....	42
Figura 2-44 - Equipamento utilizado em CSM e amostra do resultado (Bruce, 1998). .....	42
Figura 2-45 Equipamento de execução de TRD (Bruce, 1998) .....	42
Figura 2-46 Imagens de aplicação do método de Backhoe walls em várias fases (Bruce, 1998).....	43
Figura 2-47 - imagem de cortinas compostas (Bruce, 1998). .....	43
Figura 3-1 Arquipélago de Cabo Verde, sua localização regional e constituição (Plesner, 2002). ....	44
Figura 3-2 Altimetrias do Arquipélago de Cabo Verde (Bebiano, 1932). .....	45
Figura 3-3 Bacia Hidrográfica da Barragem - Extraído do projeto de Execução (Norvia, 2012). .....	48
Figura 3-4 Hidrograma de cheias afluentes à albufeira da Barragem. ....	49
Figura 3-5 -Tempos aproximados de permanência de recursos hídricos naturais (Serrão, 2003). ....	51
Figura 3-6 Balanço hidrológico para a bacia da Ribeira Grande onde se constrói a barragem de Banca Furada .....	54
Figura 3-7 Fases evolutivas na formação de uma ilha vulcânica, desenho a partir de <i>Mata</i> , 1996 in (Ribeiro & Ramalho, 2007). .....	57
Figura 3-8 Corte esquemático num aparelho vulcânico com identificação das diferentes estruturas, tipos de materiais expelidos e rochas associadas. (Ribeiro & Ramalho, 2007).....	58
Figura 3-9 imagens sobre aspetos geológicos: a)Filão basáltico na Ilha de S.Nicolau. fortemente fraturado e apresentando ligeira alteração com materiais argilosos de cores variadas; Disjunção prismática altamente fracturada, Tarrafal S.Nicolau. ....	58

Figura 3-10	Imagens de geofomas das ilhas de Cabo Verde:.....	60
Figura 3-11	- Carta Geológica da Ilha de S.Nicolau. (MEECFG, 2012). .....	61
Figura 3-12	- Extrato detalhado da carta geológica da ilha de S.Nicolau na zona do Vale da Fajã. (Norvia, 2012). .....	62
Figura 3-13	a) Vale de Fajã, nascente da Ribeira Grande no Monte Gordo; b) Zona da albufeira da	62
Figura 3-14	Aspecto geral (a) e pormenorizado (b) do Maciço Basáltico. (MEECFG, 2012). .....	63
Figura 3-15	Aspecto geral dos depósitos recentes na base da ribeira, a montante (a) e a jusante (b) (MEECFG, 2012). .....	63
Figura 3-16	Aspecto dos depósitos conglomeráticos 15m a montante (a) e 15m a jusante (b) da implantação da barragem (MEECFG, 2012). .....	64
Figura 3-17	Esquízo sobre a geometria da aquisição usada em cada bloco no âmbito da prospeção da barragem de Banca Furada (MEECFG, 2012). .....	65
Figura 3-18	Aspecto da fonte de injeção VIP 10 000 (esquerda) e Elrec Pro (direita) (MEECFG, 2012). .....	66
Figura 3-19	Aspecto da tomada de dados com Elrec Pro, numa das 2 estações (MEECFG, 2012). ....	67
Figura 3-20	- Ensaio geofísico -Corte a 26m.....	68
Figura 3-21	- Ensaio geofísico - modelação 3D.....	69
Figura 3-22	Aspecto Geral do Equipamento de perfuração (MEECFG, 2012). .....	71
Figura 3-23	Aspecto geral aquando da execução do ensaio de Lugeon. ....	74
Figura 3-24	Exemplo típico de um ensaio de Lugeon realizado no maciço da barragem de Banca Furada (MEECFG,2012). .....	74
Figura 3-25	Zonamento hidrogeológico da zona de implantação da barragem (Norvia, 2012). .....	76
Figura 3-26	- Gráfico de comparação de resultados obtidos nos ensaios efectuados às carotes recolhidas. ....	78
Figura 3-27	Perfil Geológico-Geotécnico da zona de implantação da barragem (a partir de Norvia, 2012). .....	80
Figura 3-28	Bloco de resistividade A margem esquerda (MEECFG, 2012). .....	84
Figura 3-29	Bloco de Resistividade B - Margem Direita (MEECFG, 2012). .....	85
Figura 3-30	Bloco de Resistividade A (resistividade > 500 $\Omega$ m) (MEECFG, 2012). .....	85
Figura 3-31	Perfil típico de deposição de sedimentos em delta na extremidade de montante de uma albufeira (in Norvia, 2012). .....	88
Figura 3-32	Planta da Barragem e limites hidráulicos (in Norvia, 2012). .....	90
Figura 3-33	- Perfil transversal da barragem com indicação de elementos principais (in Norvia, 2012). .....	91
Figura 3-34	- Perfil longitudinal da barragem com indicação do sistema de drenagem (in Norvia, 2012). .....	92
Figura 3-35	Perfil longitudinal da barragem com indicação do sistema de injeções de colagem (in Norvia, 2012). .....	94
Figura 3-36	Perfil longitudinal da barragem com indicação da cortina de estanqueidade (in Norvia, 2012). .....	96

Figura 3-37 Perfil transversal com indicação de localização de cortina de estanqueidade (in Norvia, 2012).....	97
Figura 3-38 - representação gráfica de consumos de calda e resultados de lugeon por troços de 5m em cada furo. (afastamento de furos de 1,5m - tratamento quaternário). ....	99
Figura 3-39 - Esquema proposto de tratamento de impermeabilização seguinte fase. ....	100

## Lista de Tabelas

Tabela 2-1 Inclinações recomendadas para aterros saturados estabilizados fundados em Solos Silto-argilosos (Mullholland, 1977).....	10
Tabela 2-2 Módulo de deformabilidade e coeficiente Poisson de algumas massas rochosas a partir do ensaio triaxial de grandes dimensões (Xuecheng, 1987).....	19
Tabela 2-3 - Patamares de pressão usadas em cada fase (Quinones-Rozo, 2010). ....	24
Tabela 2-4 - condições de descontinuidades de maciços rochosos associados a diferentes valores de Lugeon (Quinones-Rozo, 2010).....	25
Tabela 2-5 - Sumário de interpretação de resultados de Lugeon (Quinones-Rozo, 2010). ....	26
Tabela 2-6 Procedimento de interpretação proposta usando a perda de pressão vs volume do espaço (Quinones-Rozo, 2010). ....	29
Tabela 3-1 - Quantificação de água disponível (em hm <sup>3</sup> ) em Cabo Verde (DGA,2004). ....	47
Tabela 3-2 Características da bacia hidrográfica dominada pela barragem de Banca Furada. ....	49
Tabela 3-3 - Características dos hidrogramas de cheia. Períodos de retorno5, 10, 20, 100, 1000 anos. ....	49
Tabela 3-4 - Registo de temperaturas médias diárias na zona da Bacia hidrográfica da Ribeira Grande . ....	53
Tabela 3-5 - Registo de precipitação mensal na zona da Bacia Hidrográfica da Ribeira Grande. ....	53
Tabela 3-6 - Cálculo da evapotranspiração potencial (ETP) para a zona da bacia Hidrográfica da Bacia hidrográfica da Ribeira Grande.....	54
Tabela 3-7 - Balanço hidrológico para a zona da bacia hidrográfica da Ribeira Grande. ....	54
Tabela 3-8 - Tipos de Geofomas Vulcânicas para as ilhas de Cabo Verde (Pereira, 2010). ....	59
Tabela 3-9 - Coordenadas das sondagens e suas características principais. ....	70
Tabela 3-10 Grau de alteração do Maciço Rochoso (cf. I.S.R.M).....	72
Tabela 3-11 - Grau de Fracturação (espaçamento entre Fraturas - cf. I.S.R.M).....	72
Tabela 3-12 Resultados principais dos ensaios Lugeon em termos de regime e de permeabilidade (a partir de MEECFG, 2012).....	75
Tabela 3-13 - Resumo dos resultados dos ensaios Laboratoriais (MEECFG,2012). ....	77
Tabela 3-14 Características das zonas geotécnicas. ....	83
Tabela 3-15 Curva de volumes após escavação da albufeira da Barragem. ....	87

# Capítulo 1

---

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento e Justificação do Tema

A evolução e desenvolvimento de metodologias de mobilização dos recursos hídricos disponíveis na litosfera tem vindo a acompanhar a Civilização desde os seus primórdios.

A maioria das interações com o meio ambiente, nomeadamente do foro hídrico, têm por génese a melhoria das condições de vida aos habitantes dessa determinada região, quer seja na mobilização de energia direta ou indireta, obtenção e reserva de água, proteção contra erosão, proteção contra inundações, entre outras.

Dentro destas interações encontra-se um tipo de estruturas que conglobera muitos destes fatores, as barragens hidráulicas. Estas estruturas que podem ser naturais ou artificiais são um motor de desenvolvimento Civilizacional importante sendo que o estudo estrutural do corpo da barragem e sua interação com as fundações torna-se indispensável para uma construção eficaz e segura.

Com a necessidade de construção de estruturas de barragens nas mais diversas localizações geomorfológicas, os desafios colocados à comunidade de Engenharia Civil e Militar mundial são exponencialmente aumentados, consequentemente a obrigatoriedade de estudos e desenvolvimento de tecnologias igualmente aumenta.

Neste sentido o presente trabalho penderá em incidir sobre a implantação de barragens em maciços rochosos vulcânicos, mais especialmente insulares, onde a necessidade de armazenamento de água potável é uma condição capital à sobrevivência das populações.

Elaborar-se-á mais pormenorizadamente sobre o caso de estudo da Barragem de Banca Furada em S.Nicolau no Arquipélago de Cabo Verde. (Figura 1-1, Figura 1-2)



Figura 1-1 Localização Geográfica da área de estudo - Ilha de S.Nicolau, Cabo Verde (Google Earth, 2015).



**Figura 1-2** Bacia Hidrográfica da Barragem de Banca Furada no Vale da Ribeira Grande em S.Nicolau (Norvia,2012).

Em Cabo Verde os recursos hídricos são cada vez mais escassos e sujeitos a muitas pressões, impondo-se a necessidade de adotar padrões de gestão e planeamento cada vez mais exigentes para suprir os problemas de disponibilidade e de degradação da qualidade da água que se têm vindo a registar no país.

As características climáticas e geomorfológicas das ilhas que integram o arquipélago determinam a existência de vales profundos e abruptos percorridos por cursos de água de regime temporário e torrencial durante a estação das chuvas, através dos quais 70 a 90% da precipitação se escoia sob forma torrencial, em poucos dias, causando uma grande erosão dos solos e transportando uma grande massa de água para o mar, misturada com pedras e terrenos desabados, num quadro acentuado pelas mudanças e variabilidades climáticas que representam uma ameaça ao processo de desenvolvimento do país, afetando em particular a população mais pobre e vulnerável. Exceção deve ser feita à Ilha de Santo Antão, onde os cursos de água, alimentados pelas nascentes, podem manter um caudal apreciável durante todo o ano.

Perante a escassez de massas de água superficiais permanentes, são os recursos hídricos subterrâneos (através de nascentes, furos de grande profundidade, galerias drenantes e poços escavados em aluviões) que fornecem a maior parte da água para consumo humano, irrigação de áreas agrícolas, abastecimento industrial e outros fins. Contudo, estes recursos são limitados e suscetíveis à contaminação, não sendo suficientes para garantir o abastecimento necessário ao desenvolvimento contínuo da agricultura, especialmente durante os períodos de seca.

A resolução dos problemas de escassez de água em Cabo Verde passará necessariamente pelo aproveitamento dos recursos hídricos superficiais através da construção de barragens que permitam armazenar a água proveniente das chuvas, evitando o seu desperdício para o mar e os riscos de cheias e inundações associados ao regime torrencial das linhas de água.

No que concerne à Ilha de São Nicolau e em concreto à Bacia Hidrográfica da Ribeira Grande (também designada por Ribeira da Fajã), foi recentemente realizado um estudo pelo US Geological Survey (Heilweil, 2006/2009) que avaliou as condições de base dos recursos hídricos subterrâneos nesta bacia hidrográfica, para fornecer uma base científica para o desenvolvimento sustentável destes recursos hídricos, com vista à minimização dos consumos de água subterrânea e à prevenção da degradação da sua qualidade devido a contaminação. Os resultados do estudo demonstraram que os recursos subterrâneos nesta bacia são limitados em comparação com outras bacias hidrográficas em Cabo Verde que possuem maiores níveis de precipitação, não obstante, a qualidade das águas é geralmente muito boa. A relativa escassez dos recursos subterrâneos presentes implica uma monitorização constante dos volumes de água captados e a transferência de parte significativa dos consumos na irrigação agrícola para outras origens, como sejam barragens.

O Esquema Regional de Ordenamento Territorial (EROT) da Ilha de São Nicolau (Andrade, 2010) propõe a construção de barragem para armazenamento da água proveniente das chuvas como uma das soluções para a redução dos grandes *deficits* de água que a ilha tem, em especial para a agricultura, permitindo, simultaneamente, a redução dos riscos associados a cheias e inundações.

## 1.2 Objetivos Gerais

O presente trabalho pretende incrementar o conhecimento científico do tema de Fundações, suas interações com as superestruturas e metodologias de tratamentos de fundações quer sejam maciços rochosos ou solos de fundação.

Ao incidir sobre uma área específica do estudo de fundações, implantadas em maciços rochosos vulcânicos, o trabalho auxiliará a tomada de decisão sobre a localização de barragens em terrenos desta natureza, prevenindo simultaneamente o insucesso do projeto e a redução de custos dos mesmos.

A elevada heterogeneidade geológica dos maciços vulcânicos apresenta-se como o maior desafio neste tipo de projetos, conjugando com a diminuta experiência mundial em projetos de barragens em maciços vulcânicos, perfaz com que o tema do presente trabalho se revista de um carácter relevante e perentório para o futuro desenvolvimento de projetos em territórios insulares.

## 1.3 Objetivos Específicos

Para além da descrição geral sobre o tema de fundações de barragens e tipologias de tratamento das mesmas, a matéria em estudo incidirá mais precisamente sobre maciços heterogéneos, com intercalações de materiais altamente competentes com materiais de características geotécnicas consideradas muito fracas.

Será apresentado o caso concreto da barragem de Banca Furada na ilha de S. Nicolau em Cabo Verde, desde os seus aspetos geotécnicos, elementos de concepção da mesma e em particular aspetos detalhados do melhoramento dos terrenos de fundação e garantia da sua estanqueidade.

## **1.4 Metodologia e Estrutura da Dissertação**

O presente trabalho encontra-se estruturado da seguinte forma:

No 1º Capítulo, além do enquadramento e justificação do tema, apresentam-se os objetivos gerais e específicos e a estrutura da dissertação.

No 2º Capítulo, descreve-se o estado da arte ao nível de superestruturas e fundações de barragens, resumindo-se as diversas tipologias de barragens e suas interações com a tipologia de fundações.

No 3º Capítulo, apresenta-se o caso de estudo da barragem de banca furada, desenvolvem-se aspetos sobre a geomorfologia e geologia de territórios insulares. Seguidamente é descrito o processo de estudo, projeto e execução da barragem em estudo.

Por fim no 4º Capítulo elaboram-se as conclusões do presente trabalho.

## 2 ASPETOS GEOTÉCNICOS EM BARRAGENS

### 2.1 Aspectos Gerais

As barragens são estruturas construídas ou naturais, transversais aos vales e cursos de água. Normalmente são estruturas cuja principal função é a acumulação de água para diversas finalidades:

- a) Abastecimento de água
- b) Geração de energia elétrica
- c) Irrigação
- d) Controle de cheias
- e) Perenização de rios
- f) Criação de animais
- g) Melhoria de condições ambientais (humidificação)
- h) Contenção de sedimentos e controle de erosão
- i) Retenção de rejeitos industriais e outras

As barragens construídas para armazenar e controlar especificamente água destinam-se geralmente ao abastecimento doméstico e industrial, à irrigação, à navegação, ao lazer, ao controle de sedimentação, ao controle de cheias e à produção de energia elétrica. Algumas barragens têm apenas uma função e são assim conhecidas como "barragens de função única". Atualmente, as barragens são construídas para servir a diversas funções e são, por isso, conhecidas como "barragens de usos múltiplos".

O Registo Mundial de Barragens, da Comissão Internacional de Grandes Barragens (Flogl, 2010), considera uma grande barragem a barragem que possua altura de 15 metros (independentemente do volume de água armazenável em seu reservatório) ou também a que possua altura entre 10 e 15 metros desde que tenha capacidade de armazenar mais de três milhões de metros cúbicos de água na sua albufeira. De acordo com este critério, a altura de uma barragem é determinada pela diferença de cota entre o ponto mais alto do paredão até o ponto mais baixo da sua fundação.

Historicamente, as barragens tem servido como fonte confiável de água para a vida das pessoas ao longo dos últimos 5 mil anos, de acordo com registros arqueológicos que se baseiam em investigações de ruínas e na observação de estruturas ainda em funcionamento. As barragens permitem que as populações colem e armazenem água quando abundante e depois a usem nas épocas de seca. Elas têm sido então fundamentais na formação de armazenamentos de água, indispensáveis ao estabelecimento e ao sustento de cidades e de fazendas, para a irrigação e para a produção de alimentos.

#### 2.1.1 Tipos de barragens

##### 2.1.1.1 Barragens naturais

Barragens naturais (Figura 2-1 e 2-2) são estruturas que originam de efeitos naturais ou involuntários do ser humano. Este tipo de estrutura representam normalmente um risco acrescido para o meio ambiente, precisamente por serem desconhecidos os tipos de fundação, de material constituinte, pontos fracos, sendo crucial o seu estudo pormenorizado. Muitas vezes quando o risco é elevado é feito o desmantelamento da barreira e esvaziamento gradual e controlado da albufeira.



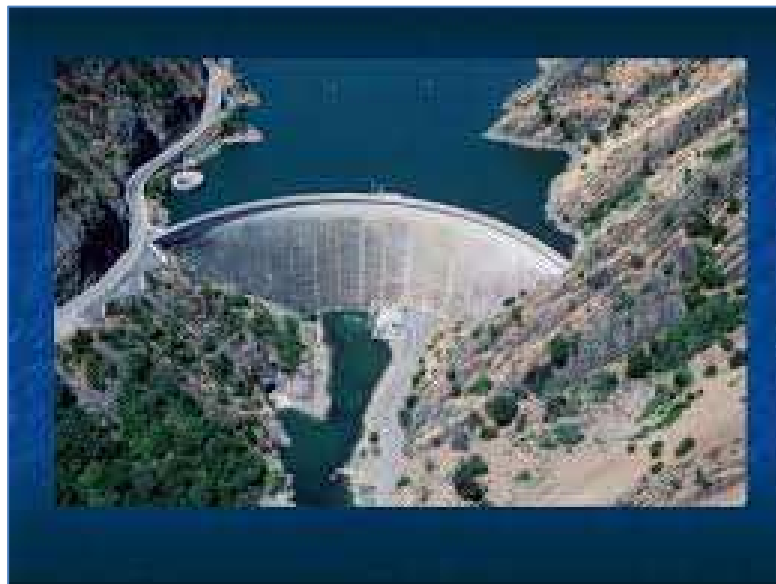
Figura 2-1 - Barragem natural originada pelo efeito de animais (Cadol, 2015).



Figura 2-2 - Exemplos de barragens naturais (schettini, 2014).

### **2.1.1.2 Barragens artificiais**

As barragens artificiais dividem-se em duas categorias, gravíticas e reticuladas. Nas gravíticas (Figura 2-3, 2-4 e 2-5) o peso permanente do material constituinte é utilizado como suporte das cargas hidrostáticas e nas reticuladas (Figura 2-7) essas ações são suportadas por estruturas de betão armado.



**Figura 2-3 Barragem em arco de betão (Tahany, 2013).**



**Figura 2-4 - Barragem de alvenaria de pedra.**



Figura 2-5 Barragem em aterro de solos (Soilvision, 2013).



Figura 2-6 Barragem em arco (Safety, 2013).



Figura 2-7- Barragem reticulada (FEMA, 2013).

### 2.1.2 Projetos de barragens

Na elaboração de um projeto de barragem, existem várias fases, sendo subdivididas em 3 fases básicas:

- i. Estudos básicos
  - a. Pesquisa bibliográfica
  - b. Aerofotograma da bacia
  - c. Geologia regional
  - d. Seleção do local de paramento da barragem
  - e. Jazidas de materiais de construção
- ii. Estudos específicos e Projeto de Execução
  - a. Alternativas de locais de eixo da barragem
  - b. Tipos de barragens
  - c. Estudos Geológicos e geotécnicos
  - d. Análise de viabilidade económica
  - e. Projeto de Execução
- iii. Construção e exploração

### 2.1.3 Fundações de Barragens

Os requerimentos essenciais da fundação de uma barragem são a de providenciar suporte estável ao conjunto “Corpo da Barragem/Coluna de água”, ao nível dos esforços normais de corte e torção. Igualmente a fundação da barragem deve ser estanque o suficiente para impedir fugas de água.

Essas fugas de água serão prejudiciais a vários níveis, desde a perda de capacidade de armazenamento até rutura da superestrutura por assentamentos diferenciais originados por lavagem de materiais finos e conseqüente originando vazios na fundação.

As fundações de Barragens podem ser de vários tipos:

- Fundação em Solos
- Fundação em Rocha
- Fundação em Maciços Mistos Rocha/solos

A construção de pequenas barragens em solos de grão fino pode requerer a estabilização de solos nos aterros conforme Figura 2-8 (Mullholland, 1977).

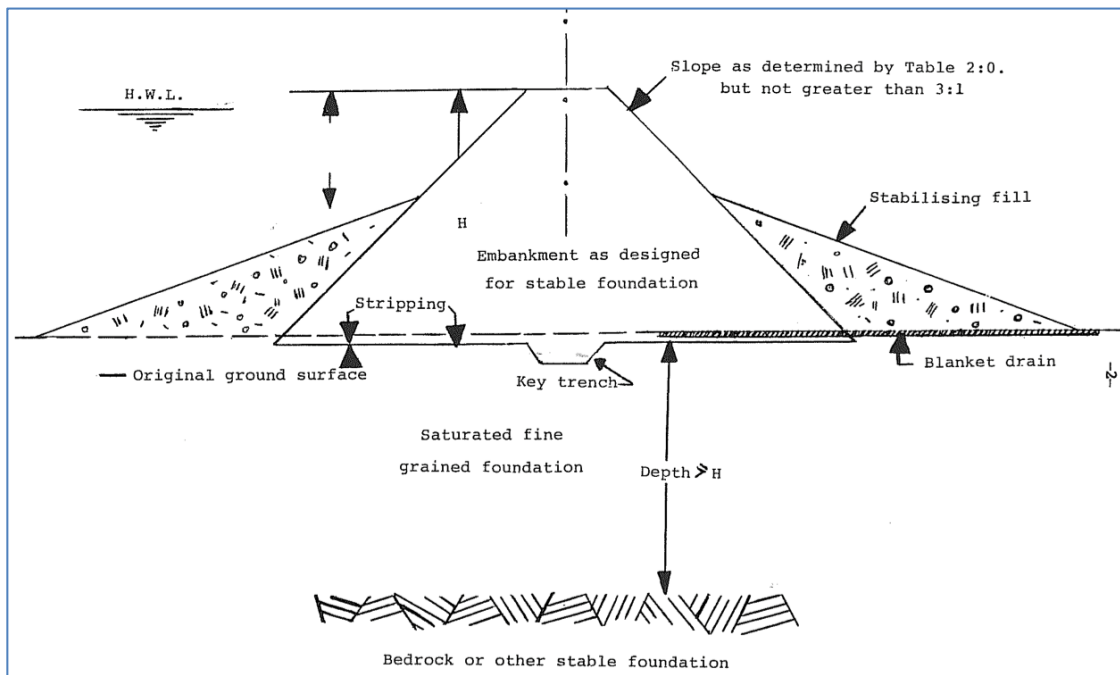


Figura 2-8 Perfil típico de barragens de pequena dimensão assentes maciços argilosos ou arenosos (Mullholland, 1977).

Tabela 2-1 Inclinações recomendadas para aterros saturados estabilizados fundados em solos Silto-argilosos (Mullholland, 1977).

CONSISTENCY OF SOIL	STANDARD PENETRATION TEST "N" VALUE	FOUNDATION SOIL CLASSIFICATION (1)	SLOPE OF STABILISING FILL FOR VARIOUS DAM HEIGHTS				
			15 m	12 m	9 m	6 m	3 m
Soft	Less than 4	Special soil tests and analyses required					
Medium	4 to 10	SM	4.1:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	6.5:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	5.5:1	4.1:1	3.5:1	3:1
		CH	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Stiff	11 to 20	SM	4:1	3.5:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5.5:1	4.5:1	3.5:1	3:1	3:1
		ML	5.5:1	4.5:1	3.5:1	3:1	3:1
		CL	6:1	4.5:1	3.5:1	3:1	3:1
		MH	6.5:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Hard	More than 20	SM	3.5:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML	5:1	4:1	3.5:1	3:1	3:1
		CL	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	5.5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	5.5:1	3:1	3:1

(1) United Soil Classification System

NOTE: Stabilising soils are not needed when embankment slopes listed in Table 2 are less than those listed above.

Geralmente solos impermeáveis não saturados são satisfatórios para pequenas barragens, no entanto existe um grupo de solos que ao ter baixas densidades, podem estar sujeitas a colapso quando a albufeira ficar cheia.

O projeto deste tipo de barragens deve ter em atenção a possibilidade de assentamentos da fundação por saturação dos solos.

Para determinar se os solos são suscetíveis de assentamento excessivo, requer o conhecimento da diferença entre o teor de água natural e o teor de água ótimo, a percentagem do peso volúmico seco do Proctor Pesado em relação ao solo natural.

Uma relação empírica entre D (peso volúmico seco dividido pelo peso volúmico seco máximo do proctor pesado) e o  $W_0 - W$  (teor de água ótimo menos o teor de água natural) é mostrado na Figura 2-9.

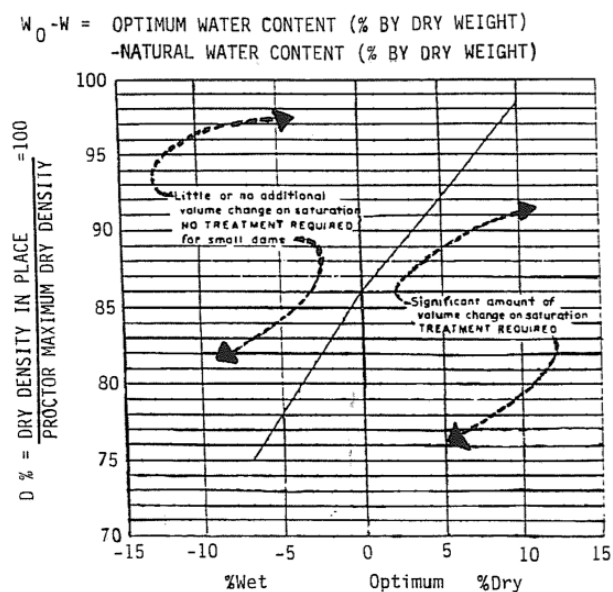


Figura 2-9 - Critério de projeto para solos de grão fino relativamente secos (Mullholland, 1977).

Maçãos rochosos e rochas são os materiais mais complexos na Engenharia utilizados em construção. São utilizados para estradas, caminhos-de-ferro, túneis, reservatórios de água, gás, nuclear e barragens entre outros.

A complexidade pode advir das múltiplas fraturas, falhas, juntas, descontinuidades preenchidas com argila, propriedades anisotrópicas, permeabilidade e tensões de rutura difíceis de prever.

Dois maneiras contrastantes de aproximação a este problema podem ser verificadas na Figura 2-10.

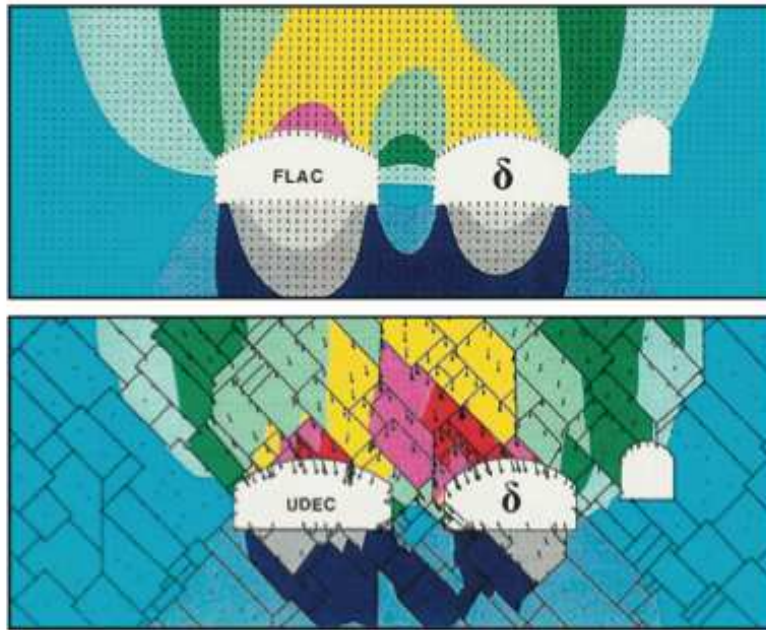


Figura 2-10 - Aproximação modelar contínua e descontínua para a representação menos complicada embora anisotrópica de uma massa rochosa num túnel (Barton, 2013).

Numa modelação 2D de um maciço rochoso, fica claro que o módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson, tensões de corte e peso volúmico vão figurar com valores mínimos em ambos os casos.

O valor de tensões de corte num modelo com descontinuidades irá ser condicionado pela “resistência” dessas juntas.

Valores de esforços de corte equivalentes contínuos serão utilizados na representação contínua.

Atualmente existem vários estudos a decorrer no sentido de melhorar as representações esquemáticas das tensões instaladas em maciços rochosos, corrigindo principalmente o método linear Mohr-Coulomb. Tem vindo a ser desenvolvido o método de modelação linear de maciços rochosos, no entanto o presente trabalho não pretende elaborar de uma forma muito aprofundada estes temas, focando no aspeto mais macroscópico das fundações em maciços rochosos.

#### 2.1.4 Esforços atuantes em barragens

Para barragens de gravidade em fundações rochosas, para além da carga normal do peso próprio da estrutura, outras cargas na barragem são horizontais ou têm componentes horizontais. Estas são resistidas por força de atrito ou de corte ao longo de planos horizontais ou quase horizontais no corpo da barragem, na fundação ou em planos quase horizontais na fundação. Assim, para uma avaliação realista da estabilidade do deslizamento contra o deslizamento, a estimativa da resistência ao esforço de corte do maciço rochoso, ao longo de qualquer plano desejado de corte, ao longo da descontinuidade mais fraca, é essencial. Como os testes de laboratório em pequenas amostras não refletem o impacto das fraturas, clivagens e alterações locais de comportamento da rocha *in-situ*, ensaios *in-situ* de corte em larga escala são realizados a níveis de esforço que se antecipam.

Uma das exigências primárias do projeto em caso de barragem de betão ou alvenaria construída sobre fundação rochosa é garantir fator de segurança adequado para corte e deslizamento na interface barragem-fundação. A resistência ao deslizamento é uma função da coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito interno ( $\varphi$ ) do material na superfície de deslizamento. Na

Figura 2-11 apresenta-se uma representação esquemática dos esforços atuantes numa barragem. Na sua forma mais simples, o critério do coeficiente de atrito utilizado para avaliar o fator de segurança contra o deslizamento (FS) é como se segue:

$$FS = \frac{\sum(N-U)\tan\varphi + cl}{\sum H} \quad \text{Equação 2-1}$$

onde

$N$  = força vertical descendente,

$U$  = força de elevação, (pressão neutra)

$H$  = Altura da barragem,

$\varphi$  = Ângulo de atrito para o plano  $XX'$ ,

$c$  = coesão no plano  $XX'$ ,

$L$  = base da barragem.

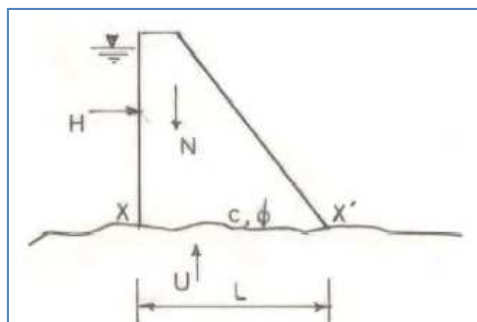


Figura 2-11 representação esquemática dos esforços actantes numa barragem (Ghosh, 2010).

Ensaio de corte *in-situ* diretos são realizados para determinar os valores de  $c$  e  $\varphi$  a partir de tensões de pico e residuais. O fator de segurança é, em seguida, determinado e comparado com os valores especificados na IS 6512 (1984) para diferentes condições de carga e os resultados são incorporados para assegurar a estabilidade de barragem contra o deslizamento.

O teste é realizado para medir as tensões de pico e residuais para diferentes tensões normais ao plano a ser testado que pode ser a interface entre betão e fundação rochosa. Um exemplo de Ensaio - barragem de Upper Tunga (Índia) apresenta-se em seguida.

O maciço rochoso em estudo é de granito em boas condições gerais com zonas de clivagens ocasionais. A qualidade do maciço (RQD) a partir da recuperação de carotes é considerada boa, a maior parte acima de 80% para níveis abaixo dos 2 a 3m sendo que nos primeiros 2 a 3 m são entre

43 a 60%. Na zona do descarregador, encontram-se rochas típicas de hornblenda xistosa, tal como ocorrem ao nível do leito do rio.

Para o ensaio de corte foram executados um total de 6 blocos de betão de 700 milímetros × 600 milímetros assentes numa superfície escavada no leito rochoso. Para bloco de reação (Figura 2-12) foi utilizada ou a própria estrutura da barragem ou então construídos blocos de 1m<sup>3</sup> em betão.



Figura 2-12 - Blocos de reação e blocos de teste (Ghosh, 2010).

Para cada localização de teste, foi necessário configurar ancoragens especialmente para facilitar a aplicação de cargas normais. Na Figura 2-13 observa-se uma vista com a disposição dos elementos de teste.



Figura 2-13 - Vista do ensaio (Ghosh, 2010).

O procedimento de teste consiste em aplicar uma carga normal predeterminada no bloco de teste de betão, e enquanto essa carga é mantida constante, uma outra carga de corte é aplicada em pequenos incrementos até o bloco entrar em rutura.

Dois macacos hidráulicos de 200 toneladas e um de 100 toneladas de capacidade foram usados para a aplicação das cargas normais e de corte respetivamente. O deslocamento horizontal correspondente a cada incremento de carga é registado usando dois manómetros de sensibilidade de 0,01mm. No final de cada teste, o bloco de teste é rodado 180° verticalmente e examinado para verificar cada modo de rutura (Figura 2-14).

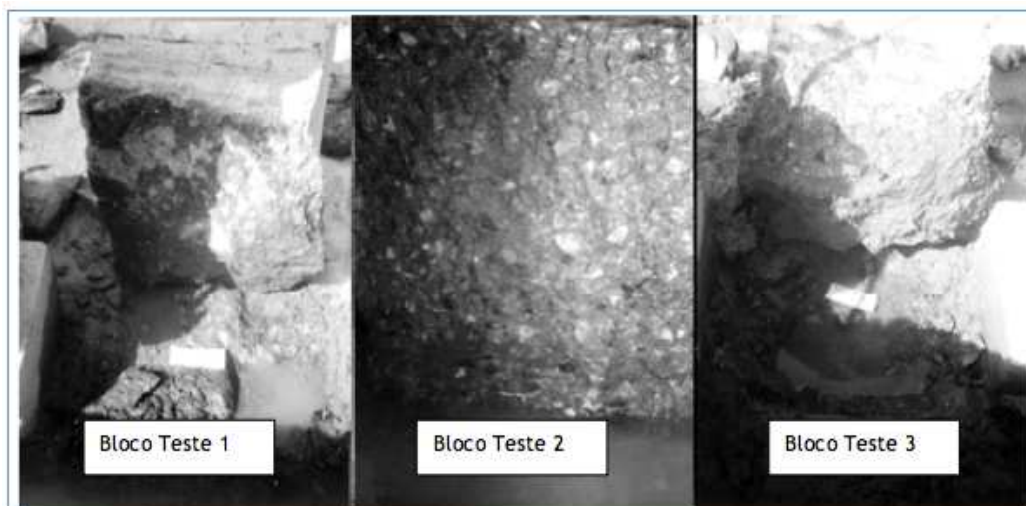


Figura 2-14 - Blocos de teste após ensaio (Ghosh, 2010).

Pela Norma IS 7746 (1991), e considerando o esquema do ensaio (Figura 2-15) o esforço normal e esforço tangencial seguem as seguintes fórmulas

$$\tau = \frac{P_s}{A} = \frac{P_{sa} \cos \alpha}{A}$$

$$\sigma = \frac{P_n}{A} = \frac{P_{na} + P_{sa} \sin \alpha}{A}$$

Equação 2-2

onde:

$P_s$  = Força transversal total,

$P_n$  = força normal total,

$P_{sa}$  = força transversal aplicada,

$P_{na}$  = força normal aplicada,

$P_{sa} \cos \alpha$  = componente tangencial da força transversal

$P_{sa} \sin \alpha$  = componente normal da força transversal

$\alpha$  = Inclinação da força transversal aplicada ao plano tangencial

$A$  = Área da superfície

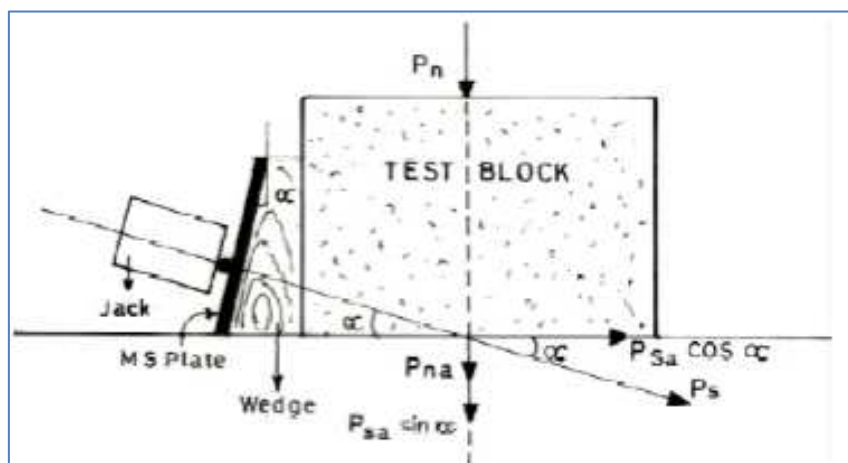


Figura 2-15 - representação gráfica do esquema de aplicação de forças (Ghosh, 2010).

Elementos detalhados sobre modelação teórica de esforços de corte em maciços com descontinuidades rochosas podem ser observados em Barton e Choubey (1977).

## **2.2 Estudos Geotécnicos**

Para a verificação de deformabilidade, da resistência e da permeabilidade dos maciços de fundação de barragens, efetuam-se diversos ensaios geotécnicos. Estes ensaios permitem obter resultados da camada aflorante do maciço como também dos terrenos em profundidade. Há uma panóplia vasta de ensaios, apresentando-se de seguida aqueles considerados principais.

### **2.2.1 Estudos geofísicos**

A geofísica envolve a aplicação de teorias físicas e medições para descobrir propriedades da área litográfica em estudo. De uma maneira geral, a Geofísica fornece as ferramentas para o estudo da estrutura e composição do interior da Terra. Quase tudo o que conhecemos sobre a Terra, abaixo de limitadas profundidades que os poços e as minas subterrâneas atingem, provém de observações geofísicas. A existência e as propriedades da crosta terrestre, do manto e do núcleo foram basicamente determinadas através de observações das ondas sísmicas geradas por terremotos, assim como por medições das propriedades gravitacionais, magnéticas e térmicas da Terra.

A caracterização de locais sub-superficiais da sua geologia, estrutura geológica, águas subterrâneas, contaminações e artefatos humanos, baseada na monitorização lateral e vertical de variações nas propriedades físicas que são remotamente verificadas usando tecnologias não invasivas.

Muitas destas tecnologias são tradicionalmente usadas na exploração de elementos como águas subterrâneas, metais e hidrocarbonetos. A geofísica é então uma investigação não invasiva das condições sub-superficiais da terra através da medição, análise e interpretação de campos físicos à superfície. Alguns estudos são usados para determinar diretamente abaixo da superfície (até 1 metro) enquanto outros estendem-se até profundidades de milhares de metros. Há vários métodos sendo os mais utilizados os sísmicos, os elétricos, os eletromagnéticos, magnéticos, gravíticos e radioativos. Os dois primeiros são aqueles que se usam mais em estudos geotécnicos de barragens, nomeadamente antes da prospeção mecânica.

### **2.2.2 Ensaios mecânicos**

Contrariamente a muitos materiais utilizados na construção que podem ser utilizados em cálculos com o módulo de deformabilidade médio e a sua deformação ser avaliada, em maciços rochosos tem que ser testado, desde que as tensões normais de uma parede de rocha são libertadas pela escavação, o cálculo de tensões instaladas deve utilizar um módulo de deformabilidade mais baixo nessa direção.

Ao contrário, a componente tangencial da tensão de uma parede de um túnel aumenta comparativamente com a tensão inicialmente instalada, assim valores mais altos de módulo de deformabilidade devem ser usados no cálculo de análise de tensões na direção ao longo da escavação.

Assim, neste domínio há ensaios especiais para avaliar as características mecânicas dos maciços para obras especiais como é o caso de barragens e túneis que geralmente estão associados.

### 2.2.2.1 Ensaio de carga em placa

A representação esquemática do ensaio de carga em placa apresenta-se na Figura 2-19. A placa de transmissão de carga é metálica de formato circular, geralmente com 50,5cm em diâmetro e no mínimo 6cm de espessura (Xuecheng, 1987). Os testes são feitos de acordo com uma cadência cíclica, onde a pressão máxima exercida sobre a superfície rochosa é incrementada a cada iteração. Desta forma a relação entre as deformações residuais e a máxima pressão de carga pode ser investigada. O módulo de deformação elástica calcula-se usando a fórmula de Boussinesq:

$$E = \frac{\pi \cdot (1 - \mu^2) p d}{4 W}$$

Equação 2-3

Onde:

E = Módulo de deformação elástica da massa rochosa em GPa,

W = Deformação da massa rochosa em cm,

$\eta$  = Coeficiente de Poisson da massa rochosa,

p = Tensão exercida sobre a superfície rochosa em GPa, e

d = Diâmetro da placa de carga.

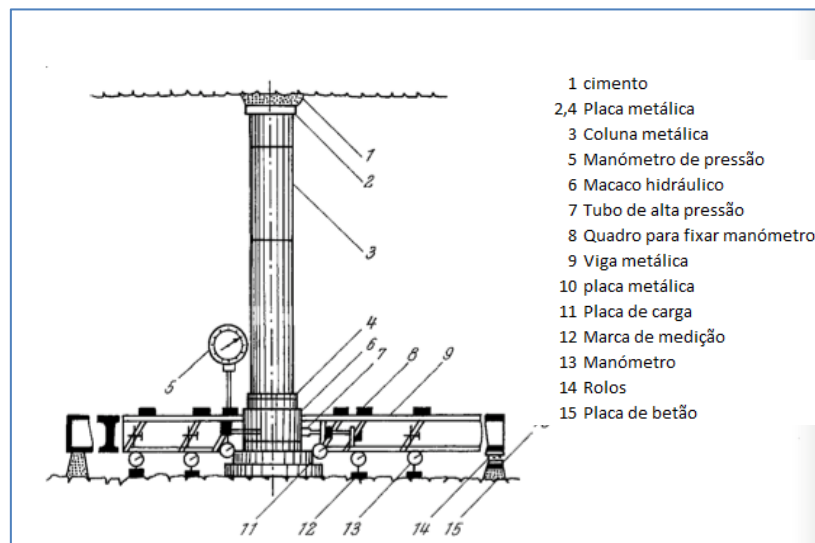


Figura 2-16 - Representação esquemática do ensaio de carga em placa (Xuecheng, 1987).

### 2.2.2.2 Ensaio de carga com macacos planos retangulares

A representação esquemática do ensaio de carga com macacos planos apresenta-se na Figura 2-17. Por forma a criar uma distribuição uniforme de pressão na rocha, são usados 2 macacos planos retangulares de 100cmx40cm, como equipamento de carga.

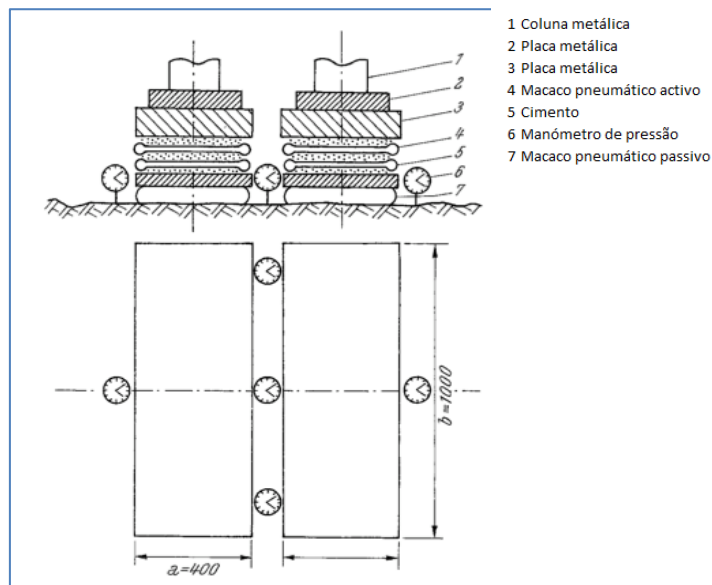


Figura 2-17 - Ensaio de carga com macacos planos retangulares (Xuecheng, 1987).

O programa de carga é igual ao ensaio anterior em 2.2.3.1. A solução analítica para estimar o módulo de deformação do maciço é do seguinte modo (Xuecheng, 1987):

$$E = \frac{(1-\mu^2)p}{\pi W} \cdot \left[ a sh^{-1} \frac{b}{a} + b sh^{-1} \frac{a}{b} \right]$$

Equação 2-4

a,b = largura e comprimento dos macacos retangulares

### 2.2.2.3 Ensaio de carga com macaco em escatel

A estrutura do ensaio de carga com macaco em escatel genericamente é similar à do ensaio de carga com macacos planos. O escatel escavado na rocha tem 55cm em comprimento com 5 cm de largura. A base do macaco é cimentada por forma a transmitir a pressão para o maciço. O deslocamento entre pontos de referência é registado. Um total de 24 testes são realizados com este método. O módulo de deformação é calculado pela seguinte equação:

$$E = \frac{PC_0}{W_A} \cdot \left[ (1-\mu) \cdot \left( A_0 - \frac{y}{C_0} \right) + \frac{(1+\mu)}{A_0} \right]$$

Equação 2-5

$W_a$  = deslocamento absoluto da massa rochosa em cm

$C_0$  = metade do comprimento do escatel em cm

$$A_0: A_0 = \sqrt{1 + \frac{y^2}{C_0^2}}$$

### 2.2.2.4 Ensaio de compressão triaxial de larga escala

Amostras de grandes dimensões de rocha são esculpidas à mão em prismas quadrangulares. São colocadas num pedestal (Figura 2-18) para este ensaio no mesmo local da recolha. São aplicadas pressões axiais e confinantes com recurso a macacos planos. São instalados manómetros nos quatro lados para medir as deformações da amostra nas 3 direções. Medidores ultrassónicos são colocados na superfície da amostra. Desta forma é possível encontrar a correlação entre a velocidade da onda ultrassónica e os parâmetros mecânicos da rocha. Na Tabela 2-2 apresentam-se alguns resultados típicos de módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson, de algumas massas rochosas, a partir do ensaio triaxial de grandes dimensões.

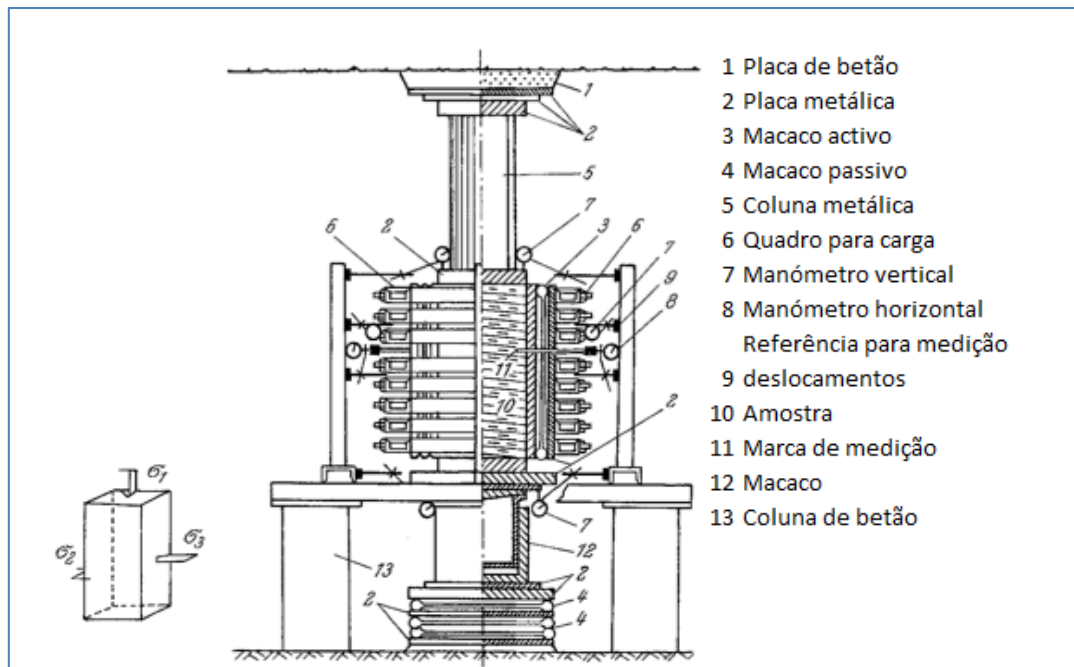


Figura 2-18 Disposição do teste triaxial de grandes dimensões (Xuecheng, 1987).

Tabela 2-2 Módulo de deformabilidade e coeficiente Poisson de algumas massas rochosas a partir do ensaio triaxial de grandes dimensões (Xuecheng, 1987)

Tipo de Rocha	Numero de testes	Modulo de Deformação (GPa)		Coeficiente variação
		amplitude	Média	
1 Aglomerado calcáreo	2	47,79-51,48	49,52	0,038
2 Aglomerado argiloso	1	3,27		
3 Aglomerado argilo-calcáreo	5	6,86-10,33	10,15	0,243
4 Arenito calcáreo argiloso	23	19,61-24,52	20,06	0,111
5 Arenito	4	2,6-3,32	2,8	0,108
6 Arenito solto	11	0,39-1,50	0,85	0,379
7 Siltite	29	0,43-1,82	0,9	0,415
8 Siltite argilosa	16	0,26-2,59	1,09	0,734

### 2.2.3 Ensaios de Permeabilidade

A base da teoria de escoamento em meios porosos foi estabelecida por Henry Darcy, por meio de uma experiência: comprovou que o fluxo que atravessa um meio poroso homogêneo e isotrópico tem velocidade constante. Nestas condições, o fluxo apresenta um regime laminar.

A experiência de Darcy consistiu em fazer a água passar através de uma coluna porosa (Figura 2-19), de secção A e comprimento (L)

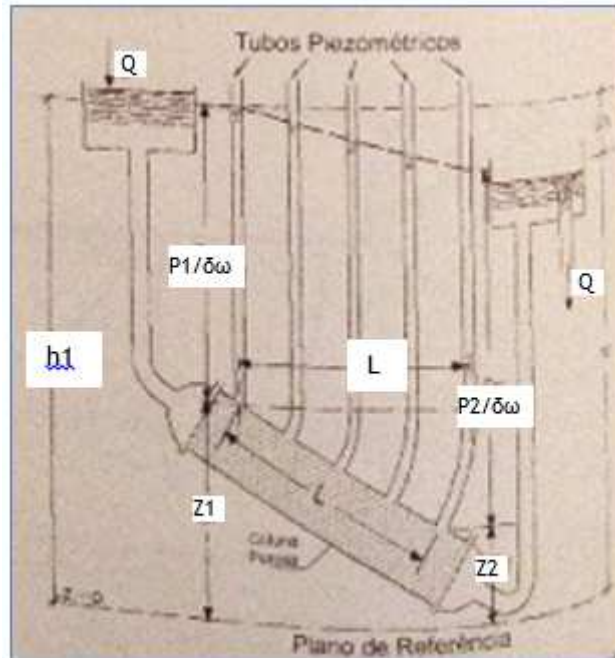


Figura 2-19 Permeômetro para execução de ensaio de Darcy (Schneebell, 1978).

Variando a geometria do sistema, os líquidos empregados nos ensaios e os materiais no interior da coluna porosa, verifica-se que a Vazão (Q) obtida é proporcional à inclinação da reta que une os níveis nos tubos piezométricos, para qualquer inclinação da coluna porosa, ou seja:

$$Q = c [(h_1 - h_2)/L] = c (\Delta h/L) \quad \text{Equação 2-6}$$

Verifica-se ainda que variando o diâmetro da coluna porosa, para uma mesma condição de nível dos tubos piezométricos, as vazões são proporcionais à área A da secção da coluna porosa, independentemente da forma da secção, ou seja:

$$Q = d.A \quad \text{Equação 2-7}$$

Se (Q) é proporcional a  $(\Delta h/L)$  e também proporcional a (A), então:

$$Q = c.d. (\Delta h/L).A \quad \text{Equação 2-8}$$

A equação 2-8 exprime a relação existente entre a vazão (Q) e os parâmetros de duas categorias: os parâmetros A, L, h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub> ( $\Delta h$ ), relativos à geometria do sistema e o termo (c.d) que é um parâmetro dependente unicamente da natureza do meio poroso e do líquido percolante.

O produto (c.d) equivale a uma constante denominada coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica e é representada pela letra K.

O termo ( $\Delta h/L$ ) relacionado à inclinação da reta que une os níveis nos tubos piezométricos é o gradiente hidráulico, de notação (i), adimensional e representa a dissipação da energia por unidade de comprimento da conduta, ou seja, a perda de carga por unidade de comprimento no sentido do escoamento.

$$I = (\Delta h/L) \qquad \text{Equação 2-9}$$

As perdas de carga hidráulica ( $\Delta h = h_1 - h_2$ ) que ocorrem durante o escoamento, dependem da forma e da dimensão da conduta, assim como das propriedades do fluido e das características do meio percolado. Interferem ainda as perdas por atrito viscoso, o tipo de regime de fluxo estabelecido e as mudanças na secção de escoamento, por estreitamento ou alargamento.

Desta forma, a equação de Darcy pode ser assim descrita:

$$Q/A = K \cdot i \qquad \text{Equação 2-10}$$

O termo ( $Q/A$ ), vazão por unidade de área, tem a dimensão de uma velocidade. É a velocidade de descarga ou velocidade de Darcy, também denominada vazão específica e de notação (V).

O Parâmetro (V), proporcional ao gradiente (i), exprime a velocidade com que o líquido deve escoar no interior de uma coluna porosa, de secção A, para fornecer uma vazão (Q). É portanto, uma velocidade “virtual” como se a vazão (Q) atravessasse a totalidade da secção transversal do canal de fluxo.

Na realidade nos meios porosos, o fluxo se dá através de uma infinidade de filetes capilares, grosseiramente paralelos entre si e a secção real do escoamento, é infinitamente menor que a secção total da coluna porosa e corresponde à porosidade efetiva do meio ( $\eta_c$ ). Nestas condições, define-se a velocidade de percolação intersticial ( $V_p$ ) ou velocidade real do fluxo, que se relaciona à velocidade de Darcy conforme a expressão:

$$V_p = V / \eta_c = Q / A \eta_c \qquad \text{Equação 2-11}$$

Tendo em conta as dimensões de (V) e de (i), o termo (K) também possui dimensão de uma velocidade. É uma velocidade de filtração que resulta da imposição de um gradiente unitário:

$$K = Q / A \cdot i \qquad \text{Equação 2-12}$$

Para  $i = 1$

$$K = Q/A \qquad \text{Equação 2-13}$$

Ou seja, a velocidade de descarga é igual ao coeficiente de permeabilidade quando  $i = 1$ . O Coeficiente de permeabilidade é um dos mais importantes parâmetros hidráulicos e exprime a maior ou menor facilidade com que a água percola através de um meio poroso.

De acordo com as notações precedentes, a Lei de Darcy pode ser reescrita como:

$$V = K.i$$

Equação 2-14

O Fluxo que atravessa um meio poroso tem velocidade constante e perde carga de forma proporcional, em função do tipo de material que o constitui, a uma temperatura fixa e determinada. No âmbito da validade da lei de Darcy, o coeficiente de permeabilidade é um valor constante para cada meio e para cada fluido, dentro de condições determinadas. Para o parâmetro (K), além da natureza do meio (figura 2-20), há a influência da densidade e da viscosidade do fluido, as quais, por sua vez são função da temperatura e da pressão a que este foi submetido.

A Lei de Darcy tem o seu campo de validade limitado. Por um lado, nos materiais granulares grosseiros (pedregulhos, etc.) que, devido ao diâmetro dos poros raramente apresentam regime laminar, sendo necessárias velocidades de percolação muito pequenas para não haver turbulência. Por outro lado, nas argilas, devido ao diâmetro diminuto dos filetes, o surgimento de forças capilares e tensões superficiais torna a água praticamente imóvel.

Sublinha-se, ainda, a anisotropia e a heterogeneidade dos meios naturais. Em certas aplicações deve-se considerar separadamente a permeabilidade em cada direção e em cada estrato geológico. (Brito e Oliveira, 1998).

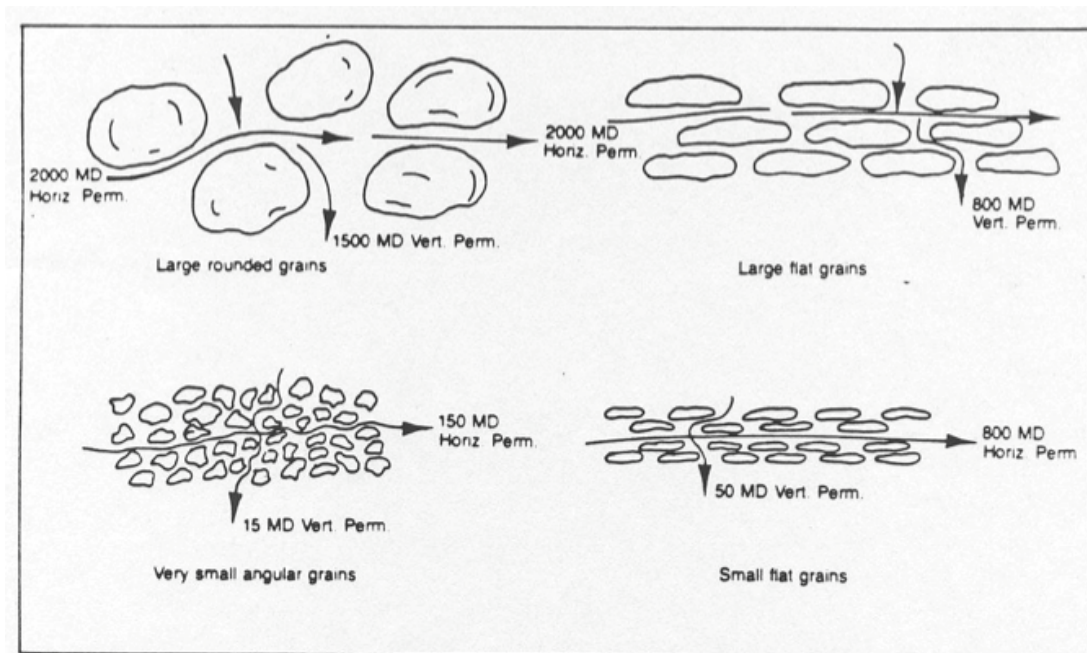


Figura 2-20 - Parâmetros texturais e permeabilidade (Link, 1982).

A regra de ouro para permeabilidade é a de fazer medições de amostras de sondagens e determinar a permeabilidade. Todas as outras técnicas são calibradas com os resultados dos ensaios nas amostras de sondagens.

Contudo, porque os ensaios de permeabilidade em amostras representam uma parte muito pequena do maciço, devem-se ter em conta métodos que possam fazer uma verificação mais global do maciço rochoso.

Estes métodos baseiam-se em ensaios mecânicos *in situ* de permeabilidade como o Lugeon, e ensaios geofísicos como a Ressonância Magnética Nuclear (Nuclear Magnetic Resonance, NMR).

### 2.2.3.1 Ensaio de permeabilidade - Lugeon

#### a) Aspectos básicos

Ao contrário de solos, onde a infiltração ocorre através de uma série de pequenos espaços de poros interconectados, infiltração através de maciços rochosos ocorre principalmente ao longo de descontinuidades planares discretas (por exemplo, juntas, fraturas, cortes, etc.). Deste modo, enquanto em solos condutividade hidráulica é principalmente controlada pelo tamanho, forma e disposição dos seus espaços vazios (Terzaghi et al., 1996 in Quiñones-Rozo, 2003), em maciços de rocha a condutividade depende da abertura, espaçamento e características das suas descontinuidades (Goodman, 1980 in Quiñones-Rozo, 2003).

A abertura da descontinuidade desempenha um papel particularmente importante na condutividade hidráulica de um maciço rochoso. Consequentemente mudanças na condição de tensão do maciço rochoso pode produzir mudanças significativas na sua condutividade hidráulica. A existência de uma inter-relação entre a tensão e da condutividade hidráulica em última análise, significa que as estimativas precisas da condutividade hidráulica de um maciço rochoso só pode ser obtida por meio de testes *in-situ*.

O ensaio *in-situ* mais utilizado para estimar a condutividade hidráulica dos maciços rochosos em barragens é o teste Lugeon. O teste, que deriva seu nome de Maurice Lugeon (1933), é um ensaio de Pressão constante que ocorre em uma parte isolada de um furo de sondagem. A água a pressão constante é injetada na massa de rocha por meio de um tubo perfurado delimitada por embaladores pneumáticos (Figura 2-21). O tamponamento pneumático é uma boia de borracha flexível que se expande radialmente para selar o espaço anular entre as hastes e as paredes do furo.

Antes do início do teste uma pressão de ensaio máxima ( $P_{max}$ ) é definida.  $P_{max}$  é escolhido de tal modo que não exceda a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) esperada na profundidade onde o ensaio é efetuado, evitando assim o desenvolvimento de fratura hidráulica. Como uma regra de ouro,  $P_{max}$  é geralmente estabelecida por meio da equação 2-15, em que D é igual ao mínimo de cobertura do solo - profundidade no caso de uma perfuração vertical, num local plano ou cobertura lateral mínima no caso de um teste realizado em uma encosta.

$$P_{max} = D \times (1 \text{ psi/ft})$$

Equação 2-15

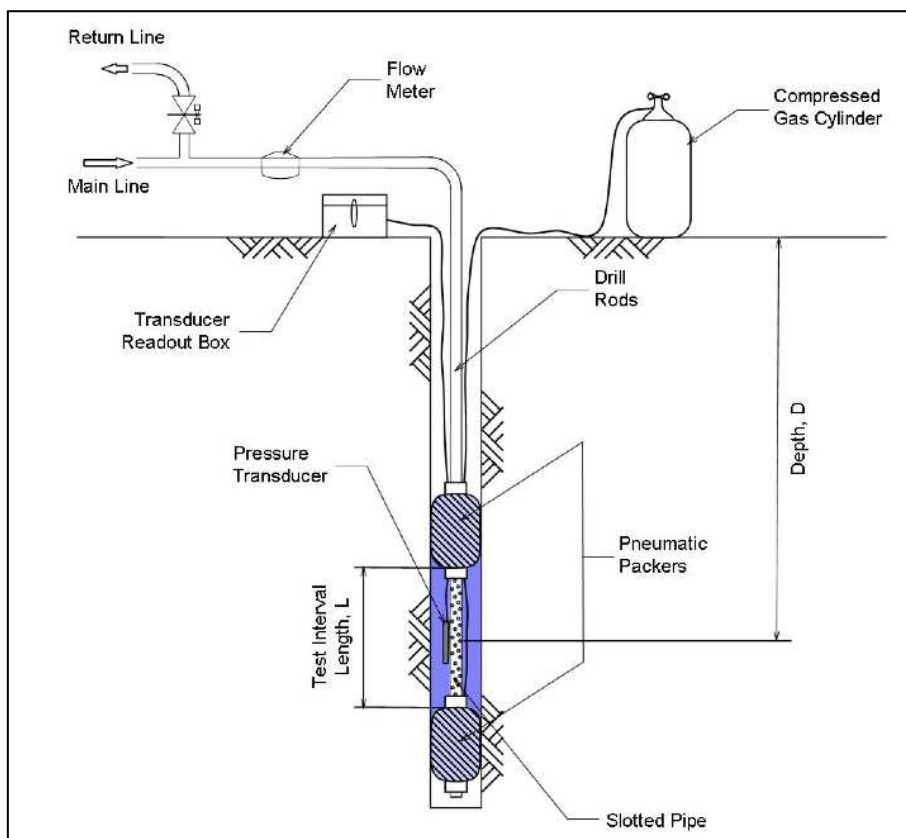


Figura 2-21 configuração de ensaio de Lugeon (Quinones-Rozo, 2010) .

O teste é realizado em cinco etapas, com uma magnitude particular de pressão da água associada a cada fase. Uma única etapa consiste em manter uma pressão de água constante no intervalo de teste durante 10 minutos bombeando água, tanto quanto necessário. A primeira etapa é realizada em uma baixa pressão de água, aumentando a pressão em cada fase subsequente até atingir  $P_{max}$ . Uma vez  $P_{max}$  atingida, as pressões são diminuídas seguindo as mesmas etapas de pressão utilizados na subida, descrevendo assim um "loop de pressão". A Tabela 2-3 mostra as grandezas de pressão habitualmente utilizados durante as cinco fases de ensaio.

Tabela 2-3 - Patamares de pressão usadas em cada fase (Quinones-Rozo, 2010).

Fase de Teste	Descrição	Fase de pressão
1	Baixo	0,5 $P_{max}$
2	Médio	0,75 $P_{máx}$
3	Maximo (pico)	$P_{máx}$
4	Medio	0,75 $P_{máx}$
5	Baixo	0,5 $P_{máx}$

Durante a execução de cada etapa, a pressão da água ( $P$ ) e taxa de fluxo valores ( $Q$ ) são registados a cada minuto. Subsequentemente, os valores médios para  $P$  e  $q$  são, então, utilizados para calcular a condutividade hidráulica para cada fase. A condutividade hidráulica é expressa em termos do valor Lugeon, que é empiricamente definida como a condutividade hidráulica necessária para alcançar uma taxa de fluxo de 1 litro / minuto / metro de intervalo de teste sob uma pressão de água de referência igual a 1 MPa (equação 2-16).

$$\text{Lugeon} = \alpha \times q/L \times P_0/P$$

Equação 2-16

Uma vez que o valor Lugeon é definido em unidades SI, que é necessário para introduzir um factor adimensional que é “ $\alpha$ ” na equação 2-16 para acomodar a utilização de diferentes sistemas de unidades. Este fator tem um valor de 1 quando o sistema de unidades SI é usado ( $q$  [lt / min],  $L$  [m] e  $P$  [MPa]) e um valor de 12,42, quando o sistema de unidades de Inglês é usado ( $q$  [gal / min],  $L$  [m], e  $P$  [psi]). O termo  $P_0$  corresponde a uma pressão de referência igual a 1 MPa ou 145 psi.

Sob condições ideais (isto é, homogénea e isotrópica) um Lugeon é equivalente a  $1,3 \times 10^{-5}$  cm / s (Fell, 2005). A Tabela 2-4 descreve as condições tipicamente associadas com diferentes valores Lugeon, bem como a precisão típica usada para comunicar estes valores.

**Tabela 2-4 - condições de descontinuidades de maciços rochosos associados a diferentes valores de Lugeon (Quinones-Rozo, 2010).**

Amplitude Lugeon	Classificação	Amplitude de condutividade hidráulica (cm/s)	Estado das descontinuidades da massa rochosa	Precisão de relatório (Lugeons)
<1	muito baixo	$<1 \times 10^{-5}$	muito juntas	<1
1-5	baixo	$1 \times 10^{-5} - 6 \times 10^{-5}$	juntas	0
5-15	moderado	$6 \times 10^{-5} - 2 \times 10^{-4}$	parcialmente abertas	1
15-50	médio	$2 \times 10^{-4} - 6 \times 10^{-4}$	algumas abertas	5
50-100	alto	$6 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-3}$	muitas abertas	10
>100	muito alto	$>1 \times 10^{-3}$	vazios	>100

Uma vez que um valor Lugeon foi calculado para cada uma das cinco fases de teste, um valor representativo da condutividade hidráulica é selecionado com base na tendência observada ao longo do teste, conforme explicado mais à frente.

A atual prática de interpretação Lugeon é derivada principalmente do trabalho realizado por Houslyby (1976). Em sua obra, voltada para o estabelecimento de requisitos de *grouting*, Houslyby propôs que os valores de condutividade hidráulica representativos devem ser selecionados com base no comportamento observado nos valores Lugeon computados para os diferentes estágios de pressão.

Houslyby (1976) classificou os comportamentos típicos observados na prática em cinco grupos diferentes, como segue:

- Fluxo Laminar: a condutividade hidráulica da massa rochosa é independente da pressão da água empregada; esse comportamento é característico de maciços rochosos com condutividade hidráulica baixa, onde as velocidades de infiltração são relativamente pequenos (ou seja, menos de quatro Lugeons).

- Turbulento: a condutividade hidráulica da massa rochosa diminui à medida que a pressão da água aumenta; esse comportamento é característico de maciços rochosos exibindo descontinuidades parcialmente abertas a moderadamente abertas.

- Dilatação: condutividade hidráulica semelhantes são observados em baixas e médias pressões; no entanto, um valor muito maior é verificado à pressão máxima; este comportamento, que às vezes é também observado a pressões médias, ocorre quando a pressão da água aplicada é maior do que a tensão principal mínima do maciço rochoso, causando, assim, uma dilatação temporária (hidro-jacking) das fissuras dentro do maciço rochoso; a dilatação provoca um aumento na área da secção transversal disponível para a água a fluir, e, assim, aumenta a condutividade hidráulica.

- Lavagem de finos: condutividade hidráulica aumenta à medida avança o teste, independentemente das mudanças observadas na pressão da água; esse comportamento indica que a infiltração induz danos permanentes e irreversíveis no maciço rochoso, geralmente devido a lavagem de finos e movimentos permanentes do maciço rochoso.

- Preenchimento de vazios: condutividade hidráulica diminui à medida que o teste avança, independentemente das mudanças observadas na pressão da água; este comportamento indica que ou: (1) água / progressivamente preenche descontinuidades isoladas não permanentes, (2) dilatação ocorre nas descontinuidades, ou (3) finos fluem lentamente para as descontinuidades construindo-se uma camada que colmata a fissura.

A Tabela 2-5 apresenta um resumo gráfico dos cinco grupos de comportamento definido pela Hously (1976), bem como o valor representativo Lugeon que deve ser reportados para cada grupo.

**Tabela 2-5 - Sumário de interpretação de resultados de Lugeon (Quinones-Rozo, 2010).**

BEHAVIOR	Patamares de pressão	Padrão de Lugeon	Descrição	Valor representativo de Lugeon
LAMINAR			Todos os valores de Lugeon iguais independentemente da pressão da água	Valores médios para todos os patamares
TURBULENT			Lugeon diminuem com a diminuição da pressão da água. Valor mínimo Lugeon observado na fase de máxima pressão da água	Valor de Lugeon correspondente ao Valor mais alto na 3ª fase
DILATION			Lugeon variam proporcionalmente à pressão da água. Valor máximo de Lugeon observado na fase de maior pressão da água	Valor Lugeon mais baixo, corresponde a baixas pressões da água (1ª, 2ª, 4ª e 5ª fase)
WASH-OUT			Lugeon aumentam assim que o teste prossegue. Limpeza progressiva de finos das descontinuidades pela pressão da água	Valor mais alto registado na 5ª fase
VOID FILLING			Lugeon diminuem à medida que o teste avança. Descontinuidades não persistentes são progressivamente preenchidas.	Valor final de Lugeon (5ª fase)

b) Complemento ao procedimento Lugeon clássico

Apesar de sua simplicidade inerente, o procedimento interpretação proposta por Hously (1976)

capta corretamente a interação entre as diferentes variáveis envolvidas no fenômeno de infiltração através das rochas. No entanto, o procedimento foi criado numa altura em que as leituras discretas foram feitas utilizando medidores de analógicos em vez de grandes intervalos de tempo. O processo proposto a seguir, pretende atualizar o processo de interpretação Lugeon para incorporar o uso de tecnologia atual. Além disso, este procedimento não só contribui para agilizar o processo de interpretação Lugeon, mas também facilita a interpretação nessas ocasiões, quando o teste não seguir o procedimento.

i. Uso de sistemas automatizados de aquisição de dados

Sistemas de aquisição de dados automatizados capazes de medir, exibir e gravar o teste Lugeon e dados de *routing* em tempo real, tornaram-se disponíveis ao longo dos últimos anos. Este equipamento mede a vazão e pressão em intervalos regulares de tempo e exibe as informações em um visor LCD (Figura 2-22).



Figura 2-22 - Equipamento eletrônico de monitorização de dados de Lugeon e Grouting (Quinones-Rozo, 2010).

Uma vez que este equipamento é capaz de medir a pressão e fluxo em tempo real, é possível monitorizar o comportamento do valor Lugeon como o produto de teste. A fim de tirar proveito desta possibilidade, propõe-se para analisar os resultados dos testes Lugeon usando a perda de fluxo versus espaço de pressão, com a perda de fluxo definida como a taxa de fluxo dividida pela duração do intervalo de teste ( $q / L$ ).

ii. interpretação de Lugeon utilizando a perda de pressão vs volume do espaço

Os termos na equação que definem o valor Lugeon podem ser rearranjados para que a perda de pressão ( $q/L$ ) possa ser expressa:

$$q/L = \text{Lugeon} \times 1/\alpha \times P/P_0$$

Equação 2-17

Se o produto dos últimos 2 fatores da equação 2-17 é definido como um fator de pressão adimensional ( $\psi$ ), então a perda de pressão pode ser expressa:

$$\Psi = 1/\alpha \times P/P_0$$

$$q/L = \text{Lugeon} \times \psi$$

Noutras palavras, a perda de pressão pode ser interpretada como o produto do Valor de Lugeon e o fator de pressão adimensional  $\psi$ . De acordo com esta interpretação, se os resultados do Lugeon forem colocados num gráfico de perda de pressão vs volume do espaço, conjuntos de valores com o mesmo valor de lugeon vão ficar em linhas rectas. Estas linhas que começará na origem terão uma inclinação igual ao valor de Lugeon.

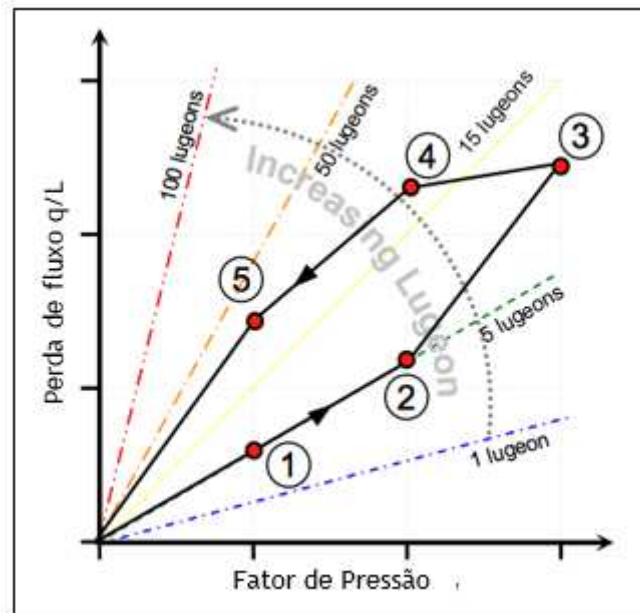


Figura 2-23 Interpretação de resultados de Teste de Lugeon em perda de pressão vs volume do espaço (Quinones-Rozo, 2010).

Se um conjunto de valores Lugeon correspondendo às cinco fases de um teste estão representados graficamente na “ $q / L$  vs.  $\psi$  espaço”, um “loop de pressão” será observado. A forma deste circuito descreve o comportamento do valor Lugeon como o produto de teste, e deste modo pode ser utilizado para fins de interpretação. Por exemplo, se todos os pontos estão situados no topo de uma passagem através da linha de origem, é verificado que o valor Lugeon se manteve constante durante todo o ensaio, o que implica que um comportamento laminar foi observado. O mesmo tipo de análise pode ser realizado para cada uma das categorias de comportamento propostos por Houslby, como resumido na Tabela 2-6.

O processo de interpretação Lugeon proposto por Quinones-Rozo (2010) conserva as mesmas categorias de comportamentos propostos por Houslby (1976), enquanto utiliza uma abordagem que torna compatível com a utilização de sistemas de aquisição de dados automáticos.

Tabela 2-6 Procedimento de interpretação proposta usando a perda de pressão vs volume do espaço (Quinones-Rozo, 2010).

BEHAVIOR	Perda água vs Padrão de pressão	Descrição	Valor representativo de Lugeon
LAMINAR		Todos os valores de Lugeon iguais independentemente da pressão da água	Média de valores Lugeon para todas as fases
TURBULENT		Lugeon diminuem com a diminuição da pressão da água. Valor mínimo Lugeon observado na fase de máxima pressão da água	Amplitude de valores Lugeon observada nas pressões de água durante a operação. Se a pressão for desconhecida usar o valor correspondente à média da pressão na fase 2 e 4
DILATION		Lugeon variam proporcionalmente à pressão da água. Valor máximo de Lugeon observado na fase de maior pressão da água	Amplitude de valores Lugeon observada nas pressões de água durante a operação. Se a pressão for desconhecida usar o valor correspondente à média da pressão na fase 1, 2, 4 e 5
WASH-OUT		Lugeon aumentam assim que o teste prossegue. Limpeza progressiva de finos das descontinuidades pela pressão da água	Maior valor Lugeon registado (5ª fase)
VOID FILLING		Lugeon diminuem à medida que o teste avança. Descontinuidades não persistentes são progressivamente preenchidas.	Uso do valor final de Lugeon (5ª fase), desde que ocorram descontinuidades não persistentes

iii. Interpretação dos dados Lugeon quando teste não proceder de acordo com o plano

Na prática, é comum encontrar situações em que as cinco fases de pressão necessárias para completar um "loop de pressão" não pode ser completada (por exemplo, bomba usada não foi capaz de atingir a pressão pretendida no máximo da capacidade de fluxo, as hastes de perfuração não pode ser preenchida, etc.). Embora, seria aconselhável ignorar dados, há ocasiões em que a quantidade

de informações é tão limitada que desconsiderar dados não é uma opção. Em tais casos, é aconselhável para interpretar os dados Lugeon como se segue:

- Se os resultados das fases do teste disponíveis descrevem uma curva convexa no  $q / Lvs.\psi$  (ou seja, a inclinação diminui à medida que aumenta), o valor máximo Lugeon obtido deve ser relatado como um valor limite superior;

- Se os resultados das fases do teste disponíveis descrevem uma curva concava  $q / Lvs.\psi$  (i.e., inclinação aumenta como  $\psi$  aumenta), o valor máximo Lugeon obtido deve ser relatado como um valor do limite inferior.

O procedimento acima permite usar as poucas informações disponíveis para obter uma melhor compreensão da permeabilidade do maciço rochoso.

#### iv. Limitações do ensaio Lugeon

Uma das principais desvantagens do ensaio Lugeon é que apenas um volume limitado de rocha em torno do furo é efetivamente afetado pelo ensaio. Estimou-se que o efeito dos ensaios Lugeon - com um intervalo de comprimento de teste de 3 metros - é restrita a um raio aproximado de 9 metros ao redor do furo de broca (Bliss e Rushton, 1984). Isto sugere que o valor de condutividade hidráulica estimada a partir deste teste é apenas representativa para um cilindro de rocha delimitado por o comprimento do intervalo de teste e o raio dado acima. Embora o uso de ensaios bombagem com poços de observação pode superar essa limitação (Cedergren, 1989), tais testes são raramente realizados uma vez que envolvem maior número de perfurações, o que aumenta consideravelmente o custo da campanha de sondagens.

Devido à limitação espacial do ensaio Lugeon, este não é recomendado para estimar a condutividade hidráulica usando soluções analíticas de forma fechada que se baseiam na suposição de que uma grande porção da massa de rocha está envolvida durante o ensaio. Além disso, essas soluções analíticas geralmente requerem um conhecimento adequado da localização da elevação do nível freático do solo. No entanto, observa-se geralmente que medidas de elevação de água do solo durante a perfuração pode ser artificialmente elevados devido à grande quantidade de água bombeada para dentro do buraco para facilitar a perfuração.

Como observado por Hoek e Bray (1974) muitas das teorias matemáticas disponíveis na literatura têm ido além dos limites da aplicação prática. Na maioria dos casos práticos, as premissas utilizadas pelos métodos analíticos não correspondem às condições reais do maciço rochoso a ser estudado (ou seja, o fluxo laminar através homogêneo, isotrópico, média contínua) ou os parâmetros necessários nessas equações não podem ser prontamente estimados ou quantificados. Devido a estas limitações, recomenda-se evitar o excesso de confiança em tais métodos analíticos e limitar a sua utilização para realizar a análise de sensibilidade que pode ser usado para avaliar a validade dos resultados obtidos a partir da equação 2-16.

### 2.2.3.2 Ensaio Lugeon em maciços rochosos não saturados

No caso de tratamento de fundação da barragem por *grouting*, um WPT (Water pressure Test) é efetuada antes da injeção das caldas cimentícias de base, a fim de determinar a permeabilidade e pressão crítica da fundação em cada fase. Esta informação é utilizada para calcular a estanqueidade e para definir as especificações de injeção. O WPT convencional é feito ajustando a pressão em várias etapas e medindo a quantidade injetada, para confirmar que a quantidade injetada durante cada etapa de pressão está num estado estabilizado (PWRI,1999; JICE,2003 in Yamaguchi, Satoh & Araie,2003). Assim, WPT-MP, é um método para medir a quantidade injetada ao aumentar continuamente a pressão sem ajustar a pressão de injeção nas várias fases, foi estudado a fim de reduzir o custo de injeção, diminuindo o tempo necessário para WPTS.

A Figura 2-24 mostra os contornos do aumento da pressão da água no WPT convencional, feito definindo medidas de pressão (a seguir referidos como um "teste de pressão da água com pressurização stepwise WPT-SP") e do WPT-MP. O WPT-SP calcula valores Lugeon a partir da relação entre a pressão de injeção e eficaz a quantidade injetada, que é constante a pressão a cada patamar da fase do ensaio. No caso de um WPT MP, a quantidade injetada altera-se com o aumento de pressão e é medida continuamente para calcular o valor Lugeon, com base na relação entre a pressão de injeção e eficaz quantidade injetada. Portanto, WPT-MP provavelmente origina uma redução do custo da fundação da barragem *grouting*.

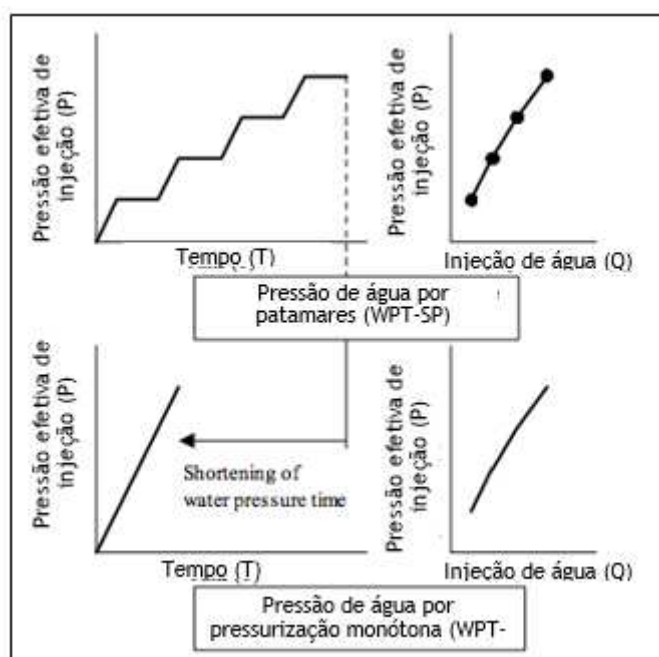


Figura 2-24 - Gráficos comparativos de metodologia de ensaios WPT (Yamaguchi, Satoh, & Araie, 2003).

Num caso em que o nível das águas subterrâneas na fundação é baixo um WPT é feito numa região não saturada acima do nível das águas subterrâneas, a pressão é aumentada, enquanto o fluxo de água a partir da secção de teste é variável, originando assim que a permeabilidade da fundação para ser sobrestimada.

No caso de o WPT-SP, o estado constante da quantidade injetada em cada etapa de pressão é confirmada e a quantidade injetada é medido geralmente durante cinco minutos. Mas, porque o WPT-MP é realizada através do aumento contínuo da pressão, sem fixar as etapas de pressão, o impacto de infiltração variável é maior. Como resultado, há uma forte possibilidade de que a permeabilidade da fundação pode ser sobrestimada, exigindo *grouting* adicional o que vai elevar o custo total. No sentido de reduzir este efeito poder-se-á efetuar uma pesquisa quantitativa do impacto da infiltração variável durante o WPT MP na região não saturada e é feito através da realização de análise de saturada/não saturada, utilizando o método dos elementos finitos.

## 2.3 Barragens em Maciços Rochosos Cársicos e Vulcânicos

### 2.3.1 Casos históricos

A associação de meios rochosos cársicos e vulcânicos em termos de aspetos geotécnicos apresenta-se necessária para efetuar um estudo mais elaborado dos maciços vulcânicos. Sendo que a engenharia mundial tem desenvolvido um grande número de projetos de barragens assentes em maciços cársicos. Muitas das características encontradas nos maciços cársicos são igualmente encontradas nos maciços vulcânicos, nomeadamente o fenómeno de existência canais interligados, materiais com elevada heterogeneidade e enorme permeabilidade, seja micro ou macroscópica, levando em muitos casos a ocorrerem grandes colapsos de barragens, como é o caso representado na Figura 2-25.

Assim com intuito de salientar os conhecimentos atuais de implantação de barragens em maciços cársicos e transporta-los para o tema do presente trabalho, seguidamente será dissertado o tema e assinalado quando as características sejam idênticas aos maciços vulcânicos.

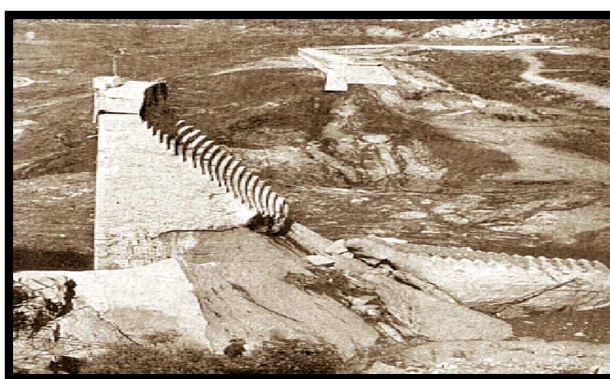


Figura 2-25 Exemplo de colapso de barragem construída sobre terrenos cársicos sem tratamento de fundação (Associates, 2013).

Terrenos cársicos são terrenos geralmente caracterizados por maciços rochosos com cavernas, e rios subterrâneos. São o resultado dos efeitos de escavação de água subterrânea em

calcário. O termo originalmente aplicado ao Karst, designa uma zona calcária na costa da Dalmácia, no Mar Adriático, que foi difundido para designar terrenos com condições semelhantes.

As condições que promovem o desenvolvimento Cárstico são maciços calcários altamente descontínuos na proximidade da superfície, chuvas moderadas a fortes e boa circulação de águas subterrâneas.

Calcário (carbonato de cálcio) dissolve-se de forma relativamente fácil em água ligeiramente ácida, que ocorre amplamente na natureza. A água da chuva infiltra-se pelas fendas horizontais e verticais, dissolvendo o calcário e transporta-o para longe em forma de solução aquosa. Lages calcárias são produzidas pela remoção de material da superfície, e as fissuras verticais ao longo de descontinuidades são gradualmente alargadas e aprofundadas, produzindo um terreno sulcado e irregular (Figura 2-26). Como flui ao longo de descontinuidades no subsolo, a água continua a alargar e aprofundar as descontinuidades até que se tornem sistemas de cavernas ou canais de transmissão subterrânea em poços verticais estreitos. A maioria, mas não todas, as principais áreas de caverna do mundo são áreas de *karsts*.



Figura 2-26 - Exemplo Caverna cárstica (Schaefer, 2009).

Se uma caverna se torna grande o suficiente e o topo se aproxima perto o suficiente da superfície, o topo colapsa (Figura 2-27). Isso produz depressões chamadas chaminés, que estão entre os aspectos mais característicos da topografia cárstica. Chaminés aglutinam-se em depressões muito maiores chamadas *poljen*, que são muitas vezes planas e cobertas com solo que é derivado dos resíduos insolúveis do calcário.

Estes *poljen* podem ser as únicas áreas onde o cultivo pode ser exercido. No entanto, os calcários variam em solubilidade e na proporção de componentes insolúveis; daí as superfícies gerais de algumas áreas cársticas poderem ser cultivadas. Em algumas áreas cársticas com chuvas fortes, toda a precipitação pode desaparecer no meio subterrâneo de tal forma que mesmo a água para fins domésticos pode ser difícil de encontrar.

Uma imagem sobre a estrutura de um maciço rochoso carbonatado típico apresenta-se na Figura 2-28.



Figura 2-27 Exemplo de chaminé em aterro de barragem com fundação em terrenos cársicos (Schaefer, 2009).

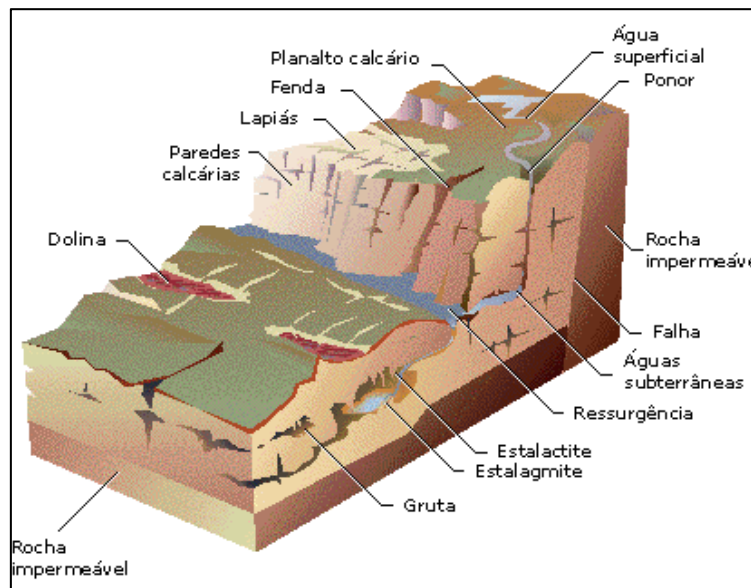


Figura 2-28 - Gênese de terrenos cársicos (Schaefer, 2009).

Nas regiões áridas, percolação de águas subterrâneas, muitas vezes leva para fora as partículas do solo mais finas para formar pequenas galerias. Quando esses tubos colapsam, é formada uma topografia *pseudokarst* que pode apresentar chaminés, embora eles não se estendam abaixo do nível freático. Um tipo peculiar de pseudokarst é encontrado em terreno seco coberto pelo sedimento lodoso transportado pelo vento conhecido como *loess*. Em *loess* relativamente espesso, os sistemas de fissuras do subsolo ou discontinuidades são comuns. Porque *loess* é um sedimento fraco, os canais de transmissão de água ampliam-se ao longo do tempo e dão origem a sistemas de túneis maiores ou galerias.

Quando uma barragem é construída sobre uma fundação cársica, é provável que exista uma rede de canais devido ao diferencial de pressão entre o nível de água do reservatório e a cota inferior da descarga da mesma. O represamento da albufeira também aumenta significativamente a pressão dos canais existentes na fundação. Rochas constituintes da albufeira providenciam o suporte para as

pressões, resultando numa baixa tensão de confinamento nas descontinuidades e canais preenchidos com terra e argila. As pressões intersticiais altas e tensões confinantes baixas conjuntamente provocam uma diminuição de características geotécnicas dos solos e facilmente erodidos mesmo quando sujeito a pequenos gradientes de caudal. Isto explica como as descontinuidades preenchidas de solos se podem transformar numa rede de canais abertos durante a vida de uma barragem. As preocupações de segurança de barragens iniciam quando um desses canais é exposto à fundação ou solos de aterro.

Uma vez que o solo é erodido numa descontinuidade, fica um canal com cobertura em solos. A estabilidade dessa cobertura é dependente do tipo de solo e da infiltração presente nessa cobertura. A tensão de confinamento na face da cobertura será muito baixa. Muito pequenos gradientes de infiltração em toda a superfície da cobertura pode agora causar erosão e progressão de um canal, mesmo em solos que são normalmente muito resistentes ao escoamento tais como argilas de alta plasticidade. O material é desgastado da superfície da cobertura e é transportado pelo fluxo através dos canais conforme é mostrado na Figura 2-29.

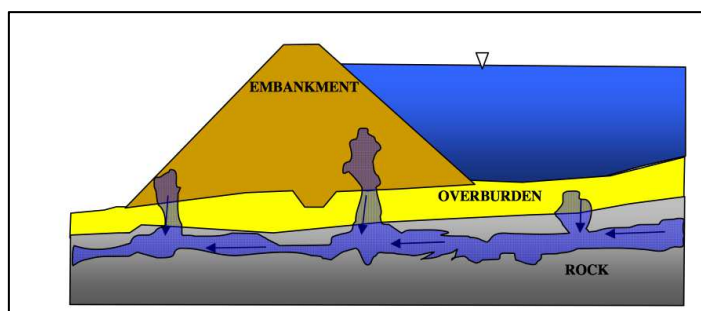


Figura 2-29 canais de percolação em fundações de barragens (Schaefer, 2009).

Se o canal continuar a transportar o solo erodido, o tubo pode progredir para a superfície. Se o tubo entra no reservatório, então o fluxo através do tubo irá erodir rapidamente causando a ampliação grosseira do tubo e, possivelmente, a rutura da barragem. A probabilidade de rutura depende principalmente da extensão e localização da exposição dos solos nos vazios. Outros fatores que influenciam incluem tipos de material, o volume do reservatório e da geometria entre outros.

Se o canal corresponde a uma galeria com cobertura em rocha e somente uma zona limitada que é exposta à fundação da barragem (Figura 2-30), então o fluxo através da galeria irá ser limitada ao tamanho da abertura da caverna e capacidade hidráulica. Este caso pode levar ao vazamento grave ou drenagem do reservatório, mas não necessariamente à rutura da barragem.

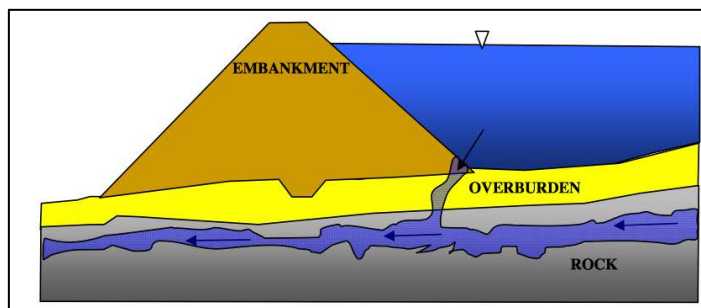


Figura 2-30 - Galeria de ligação à albufeira da Barragem (Schaefer, 2009).

Se no caso anterior, o fluxo através da galeria também tem alguma exposição ao solo do aterro a jusante do núcleo, altas pressões intersticiais se desenvolvem na saia do aterro. As pressões hidrostáticas do reservatório podem ser transmitidas para a fundação diretamente abaixo da encosta aterro jusante criando tensões baixas, resultando em instabilidade de taludes e rutura.

Um exemplo histórico do caso do cenário anterior foi a rutura da barragem canal Swift 2 localizado no rio Lewis no centro-sul Washington (Estrele, 2006). Neste local, a galeria originária no maciço de fundação foi um tubo de lava. Condição muito semelhante em ambientes cársicos. A barragem de terra com altura de 83 metros, foi concluída em 1959 e entrou em rutura em 21 de abril de 2002. Ao longo do tempo, os materiais aluviais depositados sobre o basalto foram erodidos para dentro do tubo. Um espaço vazio expandiu a montante e desenvolveu-se através de uma aluvião para o reservatório (Figura 2-31). A pressão intersticial aumentou rapidamente no tubo de elevação e uma falha ocorreu na saia do aterro a jusante o que levou a romper. A Figura 2-32 mostra o início da rutura na saia do aterro. A Figura 2-33 mostra o ponto de escoamento a montante revelado após o esvaziamento do reservatório.

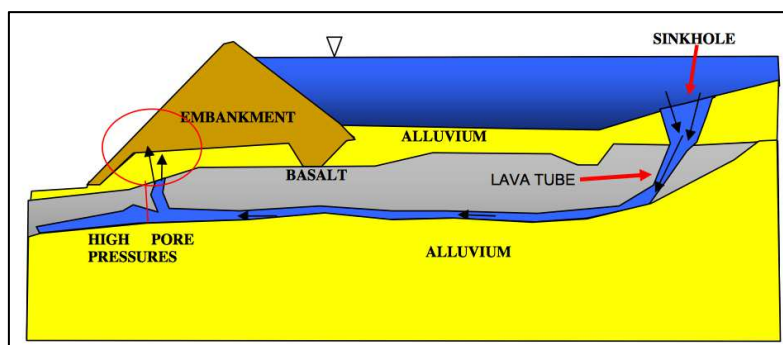


Figura 2-31 - Mecanismo de rutura da barragem Canal Swift2 em Washington (Schaefer, 2009).



Figura 2-32 Imagem do início da rutura do talude e esvaziamento da albufeira de Canal Swift2 em Washington (Schaefer, 2009).



Figura 2-33 - Localização do ponto de escoamento na albufeira Canal Swift2 em Washington (Schaefer, 2009).

Uma última condição é quando não exista uma exposição contínua ao solo ao longo da Galeria (Figura 2-34). Neste caso, se uma galeria avança para o reservatório, o alargamento repentino irá ocorrer ao longo de todo o solo em contacto com a galeria e provavelmente levar a colapsos catastróficos se o reservatório é de grandes dimensões.

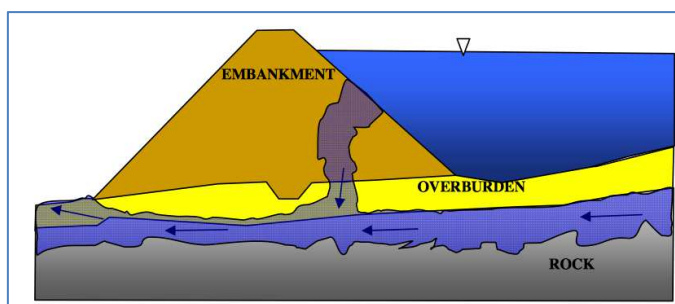


Figura 2-34 Galeria com exposição contínua do solo (Schaefer, 2009).

Um exemplo deste fenómeno aconteceu na Barragem de East Fork em Kentucky nos EUA (Figura 2-34). A barragem de 45 m de altura ficou concluída em Novembro de 1978, no entanto após um mês fortes chuvadas encheram a albufeira e no fim de 2 dias a barragem entrou em rutura. Aparentemente existia uma rede de canais nos solos da fundação da barragem.



Figura 2-35 Galerias presentes na fundação da barragem de East Fork em Kentucky nos EUA (Schaefer, 2009).

## 2.3.2 Metodologias de tratamento de fundações em maciços Cársicos

### 2.3.2.1 Preenchimento de vazios com solos

No caso de os vazios se localizarem perto da superfície e a sua extensão seja relativamente pouco extensa um dos métodos utilizados para o tratamento é o preenchimento através de aterro com materiais seleccionados, normalmente argilas devido à sua impermeabilidade. Uma imagem da existência de vazios e tratamento na barragem de Wolf Creek nos EUA pode ser verificada nas Figura 2-36 e Figura 2-37.



Figura 2-36 Wolf creek Dam (Schaefer, 2009).



Figura 2-37 Remediação na Barragem de Wolf Creek (Schaefer, 2009).

O esquema de preenchimento de vazio superficial com utilização de solos de diferentes características pode ser verificado na Figura 2-38 onde a solução executada é um núcleo de material argiloso impermeável.

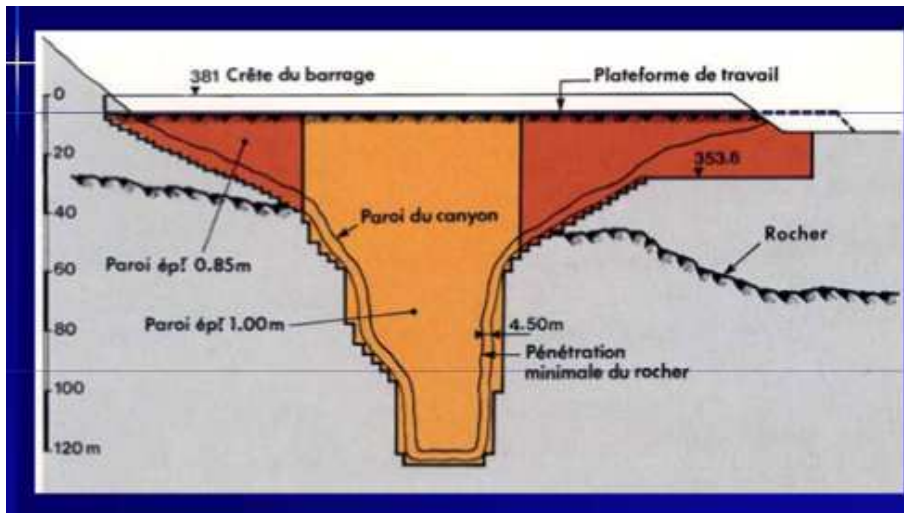


Figura 2-38 Exemplo de preenchimento de vazios superficiais (Schaefer, 2009).

Para o preenchimento de fraturas superficiais pode ser um sistema com argila e fecho em betão conforme desenhado na Figura 2-39.

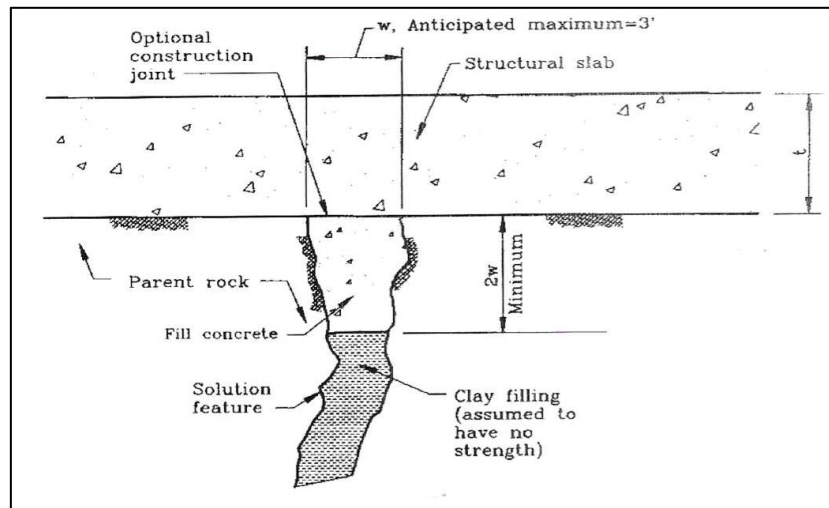


Figura 2-39 - Esquema de cálculo para preenchimento de Fraturas superficiais (Schaefer, 2009).

### 2.3.2.2 Cortina de Injeções de caldas (*cutt off grouting curtain*)

Esta é a solução mais usada mundialmente, estando portanto bastante desenvolvida ao nível de conhecimento da técnica. Pode ser usada tanto na fase de construção como em fases posteriores de reforço ou solução de permeabilidade de maciços.

A sua utilização em maciços cárnicos é bastante complexa, devido á existência de vazios de grandeza variada que necessitam de ser tratados particularmente, de modo a não encarecer a solução de tratamento.

Normalmente utilizam-se caldas mais espessas ou mesmo betão para o preenchimento prévio de vazios (Figura 2-40) conhecidos através dos ensaios geotécnicos, após os quais são efetuadas as

cortinas de estanqueidade com caldas mais líquidas que permitirão colmatar as fraturas e vazios de pequena dimensão.

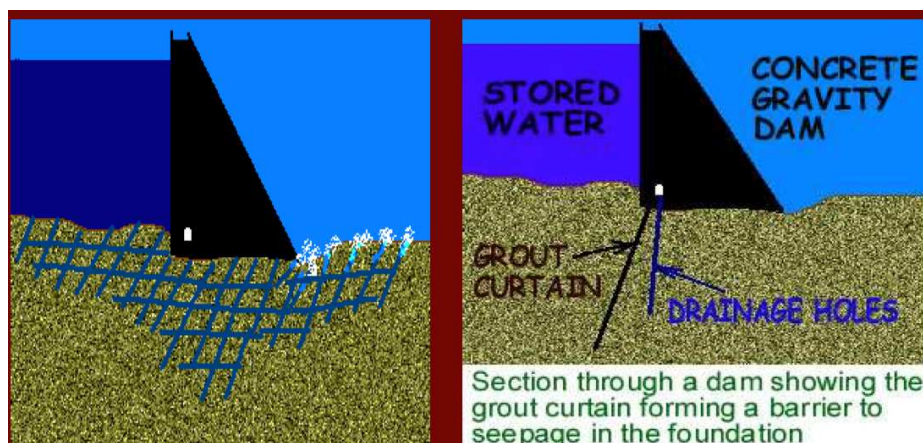


Figura 2-40 Esquema de tratamento de fundação com Grout curtain e drainage holes, (Bruce, 1998).

É prática comum a execução de perfurações de drenos verticais no tardo dos tratamentos em cortina de estanqueidade, o que permite reduzir as subpressões criadas pelo sistema Cortina/barragem.

A profundidade da cortina de estanqueidade depende do tipo e condições do maciço rochoso com respeito à sua permeabilidade, no entanto existem algumas fórmulas empíricas aceites globalmente que servem de guia para atingir os objetivos desejados como é o caso de Bruce (1998).

$$D=2/(3H+8)$$

Equação 2-18

sendo

D = profundidade da cortina de estanqueidade em (m)

H = Pressão hidrostática (m.c.a.)

### 2.3.2.3 Cortina de betão (cutt off concrete curtain)

Em casos de existirem falhas conhecidas e com dimensão transversal relativamente elevada, um dos sistemas utilizados para a remedição de permeabilidade é a execução de uma cortina de betão (Figura 2-41). Normalmente são cortinas com profundidade reduzida e são executadas na fase de construção da barragem, desenvolvendo-se em toda a largura da barragem.

São cortinas com profundidades variáveis que se adaptam à natureza do maciço.



Figura 2-41 Exemplo de aplicação de Cut off Wall de Betão (Bruce,1998).

#### 2.3.2.4 Cortina de estacas drenantes (cut off composite curtain)

Em casos de existência de permeabilidade de grandeza reduzida mas ainda assim com possibilidade de desenvolver canais de percolação que podem levar ao colapso da fundação, utiliza-se um método menos dispendioso de execução de uma cortina de drenos verticais (Figura 2-42), chamadas de estacas drenantes. Este método embora seja de execução menos dispendiosa, apresenta uma necessidade de monitorização mais cuidada, de modo a intervir mais rapidamente em caso de drenagem das águas percolantes se tornar bastante elevada.



Figura 2-42 Imagens de construção de Estacas Drenantes (Bruce,1998).

#### 2.3.2.5 Cortina de soilcrete (cutt off composite curtain)

Existem casos de fundações de barragens que os terrenos de fundação são heterogêneos contendo áreas rochosas e áreas de solos. Nas áreas de solos a solução geotécnica para a impermeabilização pode ser feita com diversos métodos:

- A. Deep Mixing Method
- B. CSM Method
- C. TRD Method

#### D. Backhoe Method

- A. Deep mixing method (DMM) ou método de mistura profunda, utiliza uma grande variedade de utensílios para criar colunas profundas de solos melhorados, misturados com ligantes (Figura 2-43).



Figura 2-43 Equipamentos utilizados no sistema DMM (Bruce,1998).

- B. CSM (Cutter Soil Mixing) é uma variante do DMM que utiliza uma ferramenta específica para efetuar a mistura de solos em profundidade (Figura 2-44).

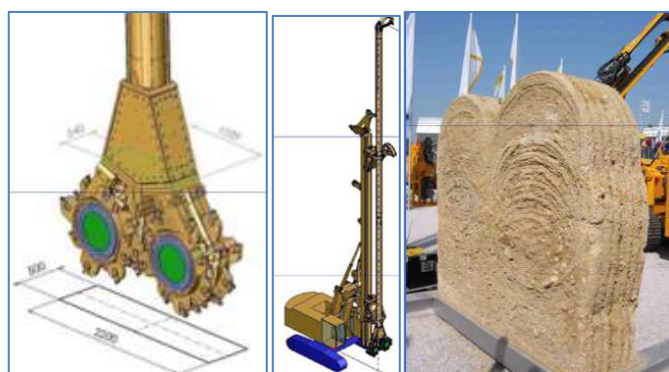


Figura 2-44 - Equipamento utilizado em CSM e amostra do resultado (Bruce, 1998).

- C. TRD (trench re-mixing deepwall) consiste em utilizar um equipamento de mistura de solos contínua em toda a extensão da cortina, motivando assim uma maior uniformidade do sistema (Figura 2-45) .



Figura 2-45 Equipamento de execução de TRD (Bruce, 1998)

- D. Backhoe method (Figura 2-46) consiste em utilizar uma escavadora de braços alongados que efetua a escavação de uma parede vertical faseada que posteriormente é preenchida com

materiais impermeáveis. É o método que permite profundidades menos elevadas e de maior dificuldade de execução devido ao risco de colapso das paredes contíguas da escavação.

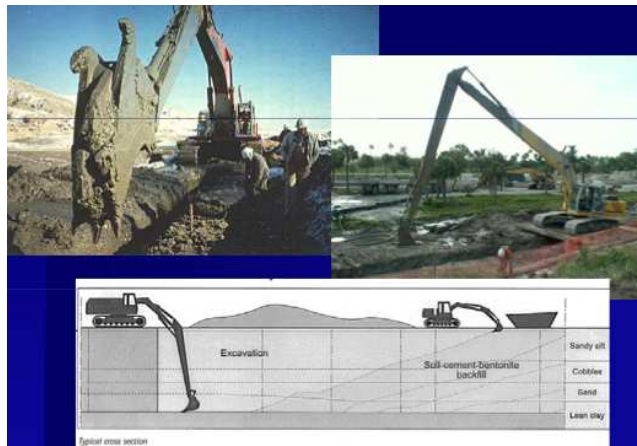


Figura 2-46 Imagens de aplicação do método de Backhoe walls em várias fases (Bruce, 1998).

### 2.3.2.6 Cortina de betão compostas (cutt off composite curtain)

Em fase de remediação pós construção muitas vezes torna-se necessário utilizar diversos métodos de remediação que atuam conjuntamente para o mesmo fim.

Estacas prancha, cortinas de betão, injeções de calda, soilcrete etc. são todos métodos que podem ser utilizados conjuntamente dependendo das condições do terreno (Figura 2-47).



Figura 2-47 - imagem de cortinas compostas (Bruce, 1998).

## 3 A BARRAGEM DE BANCA FURADA - CABO VERDE

### 3.1 Enquadramento Geográfico

A barragem de Banca Furada localiza-se no vale da Fajã da Ribeira Grande na Ilha de S. Nicolau em Cabo Verde (Figura 3-1 b).

O arquipélago de Cabo Verde (Figura 3-1 a), estado independente desde 1975, localiza-se no oceano Atlântico, a cerca de 500 km a Oeste da costa do Senegal, entre os 14°N e 18°N de latitude e os 22°W e 26°W de longitude. Integra o grupo das ilhas designado por Macaronésia, da qual fazem ainda parte os arquipélagos da Madeira, das Canárias e dos Açores.

Cabo Verde emerge de uma elevação topográfica (Figura 3-2) com aproximadamente 3 km de profundidade e cerca de 1.000 km de diâmetro, designada por Cape Verde Rise (elevação de Cabo Verde), delimitada pelo contorno da batimetria dos 4.000 m de profundidade.

É constituído por 10 ilhas, nove das quais habitadas, em que a menor apresenta uma área de 35 km<sup>2</sup> (ilha de Santa Luzia, desabitada) e a maior 991 km<sup>2</sup> (ilha de Santiago). O arquipélago contém ainda treze ilhéus desabitados, totalizando uma área de 4.033 km<sup>2</sup>. A população de Cabo Verde está estimada em 491.875 habitantes (INE, 2010; *in* Silva Victória, 2012).

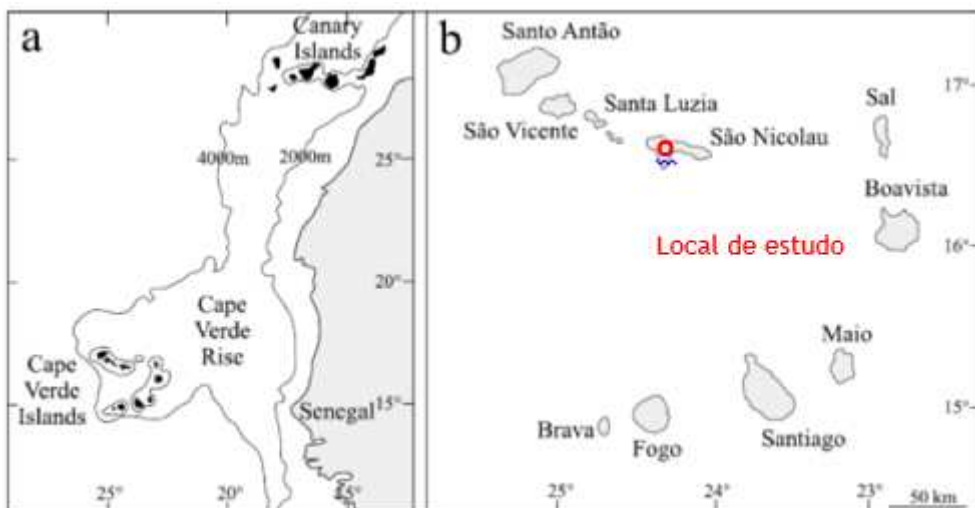


Figura 3-1 Arquipélago de Cabo Verde, sua localização regional e constituição (Plesner, 2002).

As ilhas, de origem vulcânica, apresentam, para além de dimensões e formas diversas, particularidades geológicas e geomorfológicas que as diferenciam; são classificadas de acordo com a sua posição em relação à direção dos ventos dominantes que sopram de Nordeste, em dois grupos:

- Barlavento, situadas a Norte do arquipélago, e incluem de Oeste para Leste as ilhas de Santo Antão, São Vicente, Santa Luzia, São Nicolau, Sal e Boavista; inclui também os ilhéus de Branco e Raso, situados entre Santa Luzia e São Nicolau, o ilhéu dos Pássaros, na ilha de S. Vicente, o ilhéu Rabo de Junco, na costa da ilha do Sal e os ilhéus de Sal Rei e do Baluarte, na costa da ilha de Boavista;
- Sotavento, situadas a Sul do arquipélago, e incluem de Leste para Oeste as ilhas de Maio, Santiago, Fogo e Brava; incluem também o ilhéu de Santa Maria, na ilha de Santiago; os

ilhéus Grande, de Cima, do Rei, Luís Carneiro e Sapado, a cerca de 8 km da ilha Brava, e o ilhéu da Areia, junto à costa dessa mesma ilha.

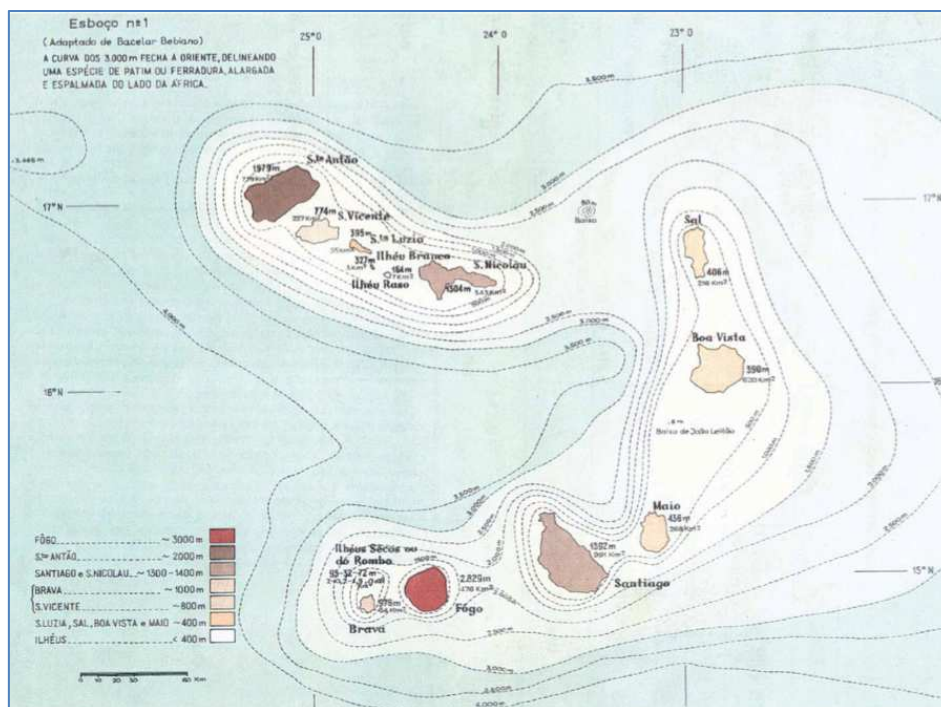


Figura 3-2 Altimetrias do Arquipélago de Cabo Verde (Bebiano, 1932).

## 3.2 Elementos Climáticos

O clima na Ilha de São Nicolau, em particular no município da Ribeira Brava, é determinado pela presença dos ventos dominantes de nordeste, oriundos do deserto do Sara, que afetam a ilha durante a maior parte do ano. No geral, apresenta um clima semiárido, associado a chuvas torrenciais.

A temperatura média anual do município é de 23° C, ligeiramente inferior à média nacional (27,4° C), apresentando variações pouco significativas ao longo do ano.

Em termos de precipitação, o clima local caracteriza-se por uma longa estação seca, que varia entre 8 e 10 meses, e por uma estação pluviosa, geralmente entre julho e outubro, com precipitações bastante irregulares e mal distribuídas no tempo e no espaço. Estima-se que a precipitação média anual no município da Ribeira Brava seja de 200 mm/ano.

As fontes de poluição atmosférica presentes na área do projeto são escassas, não induzindo alterações relevantes da qualidade do ar, com exceção de um aumento das partículas em suspensão (poeiras) em alguns períodos da estação seca.

As habitações pertencentes a Fajã de Baixo e Fajã de Cima e as habitações que se situam ao longo da estrada principal são os principais recetores sensíveis à poluição atmosférica. Na área de

estudo da barragem existem apenas algumas habitações dispersas, sendo o restante território ocupado por campos agrícolas ou florestais.

Atualmente não existe nenhuma estação de monitorização da qualidade do ar nesta região. Desta forma, não é possível quantificar a concentração dos principais poluentes na área do projeto. Não obstante, como acima foi referido, e como vem referido no Livro Branco sobre o Estado do Ambiente em Cabo Verde (MAAP, 2004), no que se refere à poluição atmosférica, a ação do Homem não é preocupante, encontrando-se a atmosfera na região do projeto com boa qualidade.

### **3.3 Elementos Hidrológicos**

#### **3.3.1 Situação de recursos hídricos em Cabo Verde**

Em Cabo Verde, o aumento da população, o desenvolvimento urbanístico e o crescente aumento das necessidades para irrigação, turismo e indústria, aliados à seca dos últimos anos, tem provocado situações de carência, que tendem a agravar-se com o tempo, se medidas urgentes e necessárias não forem tomadas.

Pode-se afirmar que, em Cabo Verde, a carência de água em quantidade e qualidade é um indicador de pobreza. As famílias pobres têm, em geral, menos de 15 litros de água por dia, vivendo cerca de 35% da população a mais de 1 km do ponto de abastecimento de água. Isso obriga as pessoas, sobretudo as mulheres e crianças, a disponibilizarem uma parte considerável do seu tempo na procura de água a distâncias cada vez mais longínquas.

Os atuais problemas que se levantam no domínio dos recursos hídricos impõem a necessidade de se procurar evitar que a crescente escassez de água possa constituir um obstáculo ao desejável desenvolvimento socioeconómico.

A disponibilidade total das águas superficiais e subterrâneas pode ser apresentada na Tabela 3-1.

Por todo o país, as disponibilidades superficiais representam cerca de 2,4 vezes dos recursos hídricos subterrâneos disponíveis tecnicamente exploráveis em períodos médios e, quase 3,5 vezes os recursos subterrâneos tecnicamente exploráveis em períodos secos. No entanto, existem muito poucos cursos de água de superfície permanentes.

A hidrografia de Cabo Verde é constituída de leitos de escoamento ocasionais, ou sazonais, formando vales encaixados e escoamentos torrenciais, que normalmente desaguam no mar por um período de horas ou dias. Exceção deve ser feita à ilha de S. Antão, onde alguns cursos de água, alimentados pelas nascentes, mantêm um caudal apreciável durante todo o ano.

Tabela 3-1 - Quantificação de água disponível (em hm<sup>3</sup>) em Cabo Verde (DGA,2004).

Ilha	Aguas superficiais				Aguas subterrâneas			
	Burgeap	PNUD	Plano Director	Japão	Burgeap	PNUD	Plano Director	Japão
S. Antão		97	27		29.2	54	28.6	
S. Vicente		2	2.3		0.3	1	0.6	
S. Nicolau		14	5.9		4.3	9	4.2	
Sal		2	0.7		0.1	1	0.4	
Boa Vista		6	2.5		0.4	5	1.6	
Maio		4	4.7		1.1	3	2.1	
Santiago		108	56.6	138.4	21.9	55	42.4	34.9
Fogo		87	79		21.9	42	42	
Brava		8	2.3		1.64	5	1.9	
<b>Total</b>		<b>328</b>	<b>181</b>		<b>80.84</b>	<b>173</b>	<b>124</b>	

Fonte : INGRH (2000)

### 3.3.2 Situação de recursos hídricos na Bacia hidrográfica em estudo

Na área de estudo não existem cursos de água permanente, sendo as ribeiras existentes de natureza torrencial.

O projeto localiza-se na bacia hidrográfica da Ribeira Grande (ou Ribeira da Fajã), na parte Noroeste da Ilha de São Nicolau. Esta bacia possui uma forma delgada, na direção SW-NE, com uma área total de 16 km<sup>2</sup>. A Ribeira Grande tem as suas nascentes junto ao Monte Gordo, a cerca de 1.312 m (ponto mais elevado da ilha), e desagua no Oceano Atlântico, na costa noroeste da ilha. Os seus principais efluentes são a Ribeira Lombo da Garça, a Ribeira Fundo António Lopes e a Ribeira do Trago.

Relativamente aos eventos de cheias, a Ribeira Grande atravessa uma área sensível aos agentes erosivos, podendo ocorrer, nos períodos de precipitação mais intensa, assoreamento do seu leito que origina situações de cheias com prejuízos na atividade agrícola, nas captações de água e nas habitações.

De acordo com a Planta de Condicionantes do PDM da Ribeira Brava, grande parte da futura área inundável da barragem encontra-se em zona sujeita a inundações.

As linhas de água presentes na Ilha de São Nicolau não são perenes, verificando-se que a maioria da água da chuva escorre rapidamente para o oceano e apenas 13% se infiltra através da rocha permeável, servindo de recarga dos aquíferos subjacentes. A água subterrânea move-se do interior da ilha (áreas mais elevadas) para a costa, infiltrando-se em poços (furos), nascentes, ribeiras, galerias e finalmente pela infiltração submarina, em direção ao oceano.

Em termos de disponibilidades, de acordo com o Livro Branco sobre o Estado do Ambiente em Cabo Verde (Direção Geral do Ambiente, 2004), os vários estudos efetuados revelam que na Ilha de São Nicolau são produzidos anualmente entre 4,2 a 9,0 milhões de m<sup>3</sup> de água subterrânea, sendo apenas parte desse volume potencialmente explorável.

Considerando que em São Nicolau as linhas de água apresentam regime torrencial, as águas superficiais não apresentam usos assinaláveis. Mesmo na estação das chuvas, quando existe caudal, não se identificaram utilizações significativas da água superficial.

Desta forma, as águas subterrâneas são a principal fonte na água na Ilha de São Nicolau. No concelho de Ribeira Brava, o abastecimento de água às comunidades locais está sob responsabilidade

municipal e é exercida pelo Serviço Autónomo de Água (SAA). O Município é, na sua totalidade, abastecido com água potável proveniente de captações ou furos.

Apesar dos consecutivos anos de seca que têm assolado a ilha, do ponto de vista do consumo doméstico, a situação é satisfatória, graças aos investimentos realizados na mobilização da água subterrânea, permitindo assim que cerca de 94,4% da população tenha acesso à água potável.

De acordo com os dados do Instituto Nacional de Gestão dos Recursos Hídricos (Direção Geral do Ambiente, 2004), na ilha de São Nicolau existem 258 captações de água subterrânea (nascentes, poços e furos) que totalizam 5.455 m<sup>3</sup>/dia de caudal explorado.

Para além do abastecimento público, a agricultura e a pecuária são outras atividades humanas que utilizam água subterrânea, sendo um sector que apresenta uma grande vulnerabilidade tendo em conta a escassez de água existente.

De acordo com o Livro Branco sobre o Estado do Ambiente em Cabo Verde (DGA, 2004), as águas subterrâneas são pouco mineralizadas. Um estudo recentemente realizado sobre a bacia hidrográfica da Ribeira Grande (Figura 3-3) refere que a qualidade das águas subterrâneas é geralmente muito boa, devido ao facto de não haver fontes de poluição importantes. Segundo este estudo, embora atualmente ainda não exista risco de intrusão salina (água salgada), a utilização de água subterrânea deve ser limitada nas zonas costeiras para não aumentar esse risco.

Deste modo, verifica-se que as fontes poluentes ainda não alteraram a qualidade da água na área de estudo, em particular da água subterrânea, podendo esta ser utilizada tanto para consumo doméstico como para a agricultura e pecuária.

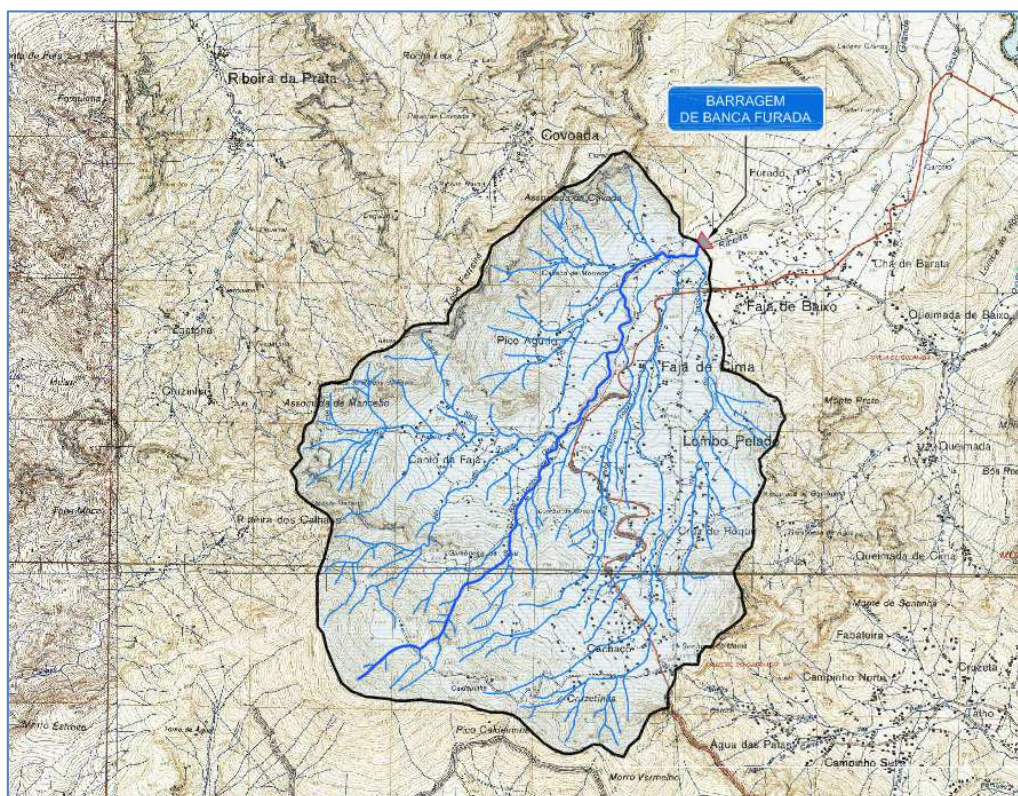


Figura 3-3 Bacia Hidrográfica da Barragem - Extraído do projeto de Execução (Norvia, 2012).

Na Tabela 3-2 quantifica-se as características da bacia hidrográfica em termos da sua geomorfologia e na Figura 3-5 e Tabela 3-3 estão descritos os dados hidrográficos da bacia.

Tabela 3-2 Características da bacia hidrográfica dominada pela barragem de Banca Furada.

Características da bacia hidrográfica	
Área (km <sup>2</sup> )	9,45
Perímetro (km)	12,86
Comprimento da linha de água principal (m)	4643,00
Altitude mínima (m)	260,00
Altitude máxima (m)	1330,00
Altitude média (m)	652,05
Altura média (m)	392,05
Declive médio da linha de água principal (m/m)	0,23
Declive entre 10 e 85% do comprimento da linha de água principal (m/km)	196,71

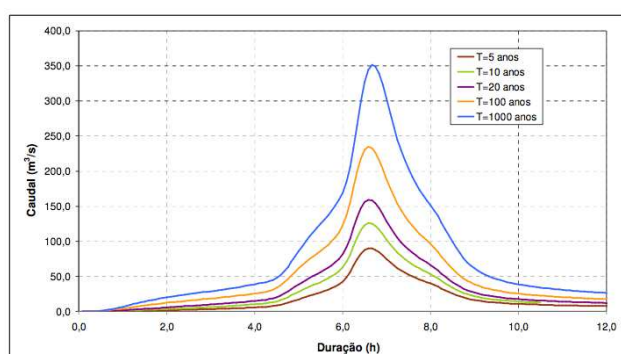


Figura 3-4 Hidrograma de cheias afluentes à albufeira da Barragem.

Tabela 3-3 - Características dos hidrogramas de cheia. Períodos de retorno 5, 10, 20, 100, 1000 anos.

Período de retorno T (anos)	Caudal de ponta (m <sup>3</sup> /s)	Volume (hm <sup>3</sup> )
5	89,90	0,8499
10	125,70	1,2047
20	159,20	1,5520
100	234,60	2,3443
1000	351,60	3,5456

### 3.3.3 Balanço Hidrológico

O balanço hidrológico não é mais do que a aplicação do princípio de conservação de massa a uma região definida por determinadas condições contorno. Para uma dada região, com um volume conhecido e durante um certo período de tempo a diferença entre o volume de entradas e o total de saídas de água do sistema deve ser igual à variação positiva ou negativa do armazenamento.

O ciclo hidrológico é um processo complexo que é sustentado pela energia do sol e pela ação da gravidade.

A água é um recurso renovável, graças ao interminável Ciclo Hidrológico, em atividade desde a formação da hidrosfera e da atmosfera, aproximadamente 3,8 bilhões de anos atrás (Unesco, 1998). O ciclo consiste nas fases que a água percorre em sua trajetória no globo terrestre, envolvendo os estados líquido, gasoso e sólido, um verdadeiro mecanismo vivo que mantém a vida no planeta. Desse modo, a água evapora-se dos mares, rios e lagos e transpira da vegetação, formando as nuvens, que

precipitam-se sob a forma de chuvas. Ao atingir o solo, parte da água das chuvas infiltra-se, abastecendo os aquíferos, enquanto outra parte escoar para os rios, lagos e mares, onde recomeça o ciclo. Segundo o Programa Hidrológico Internacional (UNESCO, 1998) o Ciclo Hidrológico envolve um volume de água de 577.200 km<sup>3</sup>/ano.

Pode admitir-se que a quantidade total de água existente na Terra, nas suas três fases, sólida, líquida e gasosa, se tem mantido constante, desde o aparecimento do Homem. A água da Terra - que constitui a hidrosfera - distribui-se por três reservatórios principais, os oceanos, os continentes e a atmosfera, entre os quais existe uma circulação perpétua - ciclo da água ou ciclo hidrológico.

Pode definir-se ciclo hidrológico como a sequência fechada de fenómenos pelos quais a água passa do globo terrestre para a atmosfera, na fase de vapor, e regressa àquele, nas fases líquida e sólida.

A transferência de água da superfície do Globo para a atmosfera, sob a forma de vapor, dá-se por evaporação direta, por transpiração das plantas e dos animais e por sublimação (passagem direta da água da fase sólida para a de vapor). A quantidade da água mobilizada pela sublimação no ciclo hidrológico é insignificante perante a que é envolvida na evaporação e na transpiração, cujo processo conjuntos e designado por evapotranspiração. O vapor de água é transportado pela circulação atmosférica e condensa-se após percursos muito variáveis, que podem ultrapassar 1000 km. A água condensada dá lugar à formação de nevoeiros e nuvens e à precipitação a partir de ambos.

A precipitação pode ocorrer na fase líquida (chuva ou chuveiro) ou na fase sólida (neve, granizo ou saraiva). As designações de chuva ou de chuveiro aplicam-se consoante o diâmetro das gotas é superior ou inferior a 0,5 mm. A água precipitada na fase sólida apresenta-se com estrutura cristalina no caso da neve e com estrutura granular, regular em camadas, no caso do granizo, e irregular, por vezes em agregados de nódulos, que podem atingir a dimensão de uma bola de ténis, no caso da saraiva.

A precipitação inclui também a água que passa da atmosfera para o globo terrestre por condensação do vapor de água (orvalho) ou por congelação daquele vapor (geada) e por interceção das gotas de água dos nevoeiros (nuvens que tocam no solo ou no mar).

A água que precipita nos continentes pode tomar vários destinos. Uma parte é devolvida diretamente à atmosfera por evaporação; a outra origina escoamento à superfície do terreno, escoamento superficial, que se concentra em sulcos, cuja reunião dá lugar aos cursos de água. A parte restante infiltra-se, isto é, penetra no interior do solo, subdividindo-se numa parcela que se acumula na sua parte superior e pode voltar à atmosfera por evapotranspiração e noutra que caminha em profundidade até atingir os aquíferos constituindo o escoamento subterrâneo.

A água dos recursos hídricos tem diversos tempos de estágio nas diversas localizações, resumidas na Figura 3-5 que podem ir de 1 semana até 10.000 anos de permanência.

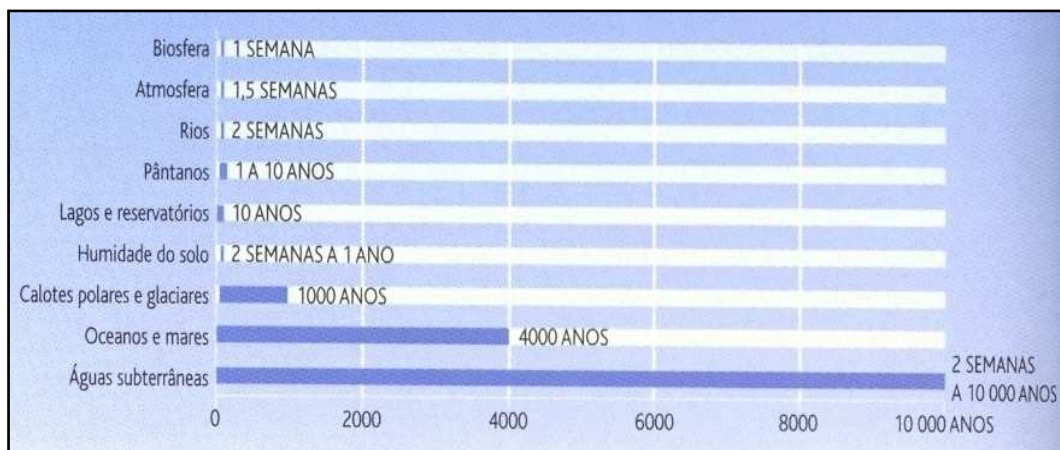


Figura 3-5 -Tempos aproximados de permanência de recursos hídricos naturais (Serrão, 2003).

### 3.3.3.1 Cálculo do balanço hidrológico na bacia da Ribeira Grande

Para se efetuar o cálculo do balanço hidrológico sequencial mensal, seguiu-se a proposta de Thornthwaite e Mather (*in* Lencastre e Franco, 1992) dada pela seguinte expressão:

$$P - (ETR + VS_{so}) = R + VS_s + G + VS_{sso} \quad \text{Equação 3-1}$$

Onde cada parâmetro representa o seguinte:

- P - Precipitação
- ETR - Evapotranspiração real
- R e G - Escoamentos superficiais e subterrâneos, respetivamente
- VS<sub>s</sub>, VS<sub>so</sub> e VS<sub>sso</sub> - Variações do armazenamento de água, à superfície, no solo arável e no subsolo, respetivamente.

O cálculo da evapotranspiração potencial (EPT) segundo o mesmo autor efetua-se a partir da seguinte equação:

$$ETP = K \times ETP_o \text{ (mm/mês)} \quad \text{Equação 3-2}$$

Em que:

- ETP<sub>o</sub> - Evapotranspiração potencial média para meses teóricos de 30 dias e 12 horas de luz solar por dia, num local do equador de latitude zero, sendo:

$$ETP_o = 16 (10 \times t/I)^a \text{ (mm/mês)} \quad \text{Equação 3-3}$$

Em que:

- t - Temperatura média diária do mês (°C)

- a - Parâmetro dado pela seguinte equação:

$$a = (675 \times 10^{-9} \times I^3) - (771 \times 10^{-7} \times I^2) + (179 \times 10^{-4} \times I) + 0,49$$

- I - Índice de calor mensal, dado pela seguinte equação:

$$i = (t/5)^{1,5} \quad (t \text{ em } ^\circ\text{C})$$

- K - Fator corretivo. É um parâmetro que depende do número de horas de luz solar do dia, função da latitude do lugar, sendo determinado de acordo com valores tabelados em Quintela (1996).

Os resultados do balanço hidrológico apresentam-se de uma forma numérica e gráfica na Tabela 3-7 e na Figura 3-6, respetivamente. Os diversos termos apresentados na referida tabela definem-se de acordo com o seguinte:

- P - Precipitação média mensal
- ETP - Evapotranspiração potencial
- L - Perda potencial de água, em cada intervalo de tempo do período seco (em que  $P < ETP$ ), sendo:

$$L(i) = \sum_{j=1}^i (P - ETP)_j \quad , \quad (L < 0) \quad \text{Equação 3-4}$$

- i - Número da sequência do intervalo (coluna) em causa, desde o início do período seco
- j - Número de qualquer intervalo do mesmo período seco
- Sso - Armazenamento de água que fica no solo de capacidade utilizável pelas plantas ( $n_u$ ), e calcula-se pelas equações 3-5 e 3-6. A equação 3-5 serve para período seco ( $P - ETP < 0$ ) e a equação 3-6 serve para o período húmido até completar a capacidade utilizável pelas plantas, considerando-se  $n_u=50$  mm.

$$(Sso)_i = (n_u \times e^{L/n_u})_i \quad \text{Equação 3-5}$$

$$(Sso)_i = (P - ETP)_i + (Sso)_{i-1} \text{ , se } Sso < n_u \quad \text{Equação 3-6}$$

- Vsso<sub>i</sub> - Variação do armazenamento de água em cada intervalo de tempo:

$$Vsso_i = Sso_i - Sso_{i-1}$$

- ETR<sub>i</sub> - Evapotranspiração real que ocorre em cada intervalo de tempo i:

$$ETR_i = ETP_i \quad (Vsso \geq 0)$$

$$ETR_i = (P - V_{sso})_i \quad (V_{sso} < 0)$$

- $DH_i$  - Défices hídricos nos sucessivos intervalos de tempo  $i$ , em que  $P < ETP$ :

$$(DH)_i = (ETP - ETR)_i = (ETP + V_{sso} - P)_i \quad , (V_{sso} < 0)$$

- $SH_i$  - Resultados do superavit hídrico, dos sucessivos intervalos de tempo  $i$ , em que  $P \geq ETP$ :

$$(SH)_i = [P - (ETP + V_{sso})]_i \quad , (V_{sso} \geq 0)$$

**Tabela 3-4 - Registo de temperaturas médias diárias na zona da Bacia hidrográfica da Ribeira Grande.**

Ano/mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1996	24	22,4	22,4	22,3	24	24,8	25,3	26,4	25,8	26	25	23,6
1997	22,7	22,9	23,2	23,4	23,7	24,6	25,1	26,1	26,3	26	25,2	23,2
1998	22,3	23,4	23,9	22,7	23,3	24,2	25,4	26,3	25,3	26,6	25,5	23,2
1999	21,3	20,74	20,8	21,7	21,7	24	24,8	26,2	26	26,7	24,6	23,2
2000	21,4	21,4	22,2	22,3	22,6	23,8	24,3	26,2	26,2	24,7	23,9	22,7
2001	22,6	21,4	22,4	22,1	22,5	23,7	24,4	27,7	26,2	26,8	25,4	23,8
2002	23	21,8	21,8	22,6	24	23,3	23,6	25,5	28,3	26,2	22,3	23,5
2003	22	21,1	21,6	22,3	23,3	24,1	25,3	26,8	26,4	26,6	25	23,5
2004	22,4	22,5	22,6	22,5	23,22	24,4	25,7	26,9	27,2	26,9	25,6	24
2005	22,3	21,2	22,6	23,3	24,5	25	26,25	26,8	27,1	27,1	25,6	24,7
2006	22,3	22	22,4	22,8	23,4	24,4	25,7	26,9	27,6	27,1	27	24,2
2007	23	22,3	22,1	22,6	23,8	24,2	25,3	27	27,9	25,9	25,1	22,9
2008	22	22,1	22,4	23,2	23,9	24,4	25,4	26,2	26,6	26,5	25	22,8
2009	21,4	22,4	21,6	22,1	22,8	24,1	26,3	27,2	27,4	26,9	25,6	24,4
2010	23,7	24	24,2	24,9	24,9	25	26,3	27,5	27,2	27,2	26,3	25,2
2011	23,7	22,6	22,4	23	24,1	24,8	25,5	27,4	27,8	26,7	24,8	23,6
<b>Médias</b>	<b>22,5</b>	<b>22,1</b>	<b>22,4</b>	<b>22,7</b>	<b>23,5</b>	<b>24,3</b>	<b>25,3</b>	<b>26,7</b>	<b>26,8</b>	<b>26,5</b>	<b>25,1</b>	<b>23,7</b>

**Tabela 3-5 - Registo de precipitação mensal na zona da Bacia Hidrográfica da Ribeira Grande.**

Mês	1990	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2005	2008	2009	<b>Média</b>
Jan	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25,1	0	0	0	0	<b>1,8</b>
Fev	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0,0</b>
Mar	0	0	0	0	0	3,9	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0,3</b>
Abr	0	0	0	0	0	33,6	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>2,4</b>
Mai	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0,0</b>
Jun	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0,0</b>
Jul	0	0	75,6	17,8	0	0	9,4	16,4		0	0	18	61,2	16	<b>15,3</b>
Ago	0,7	30,8	25	18,5	38	10,3	91,5	9	122,4	20	54,7	159,9	52,3	201,1	<b>59,6</b>
Set	20,7	72,4	16,3	27,3	20,7	78	48,2	65,7	30,8	148,6	71,2	32,4	41,2	436,5	<b>79,3</b>
Out	0	0	0	0	0	0	117,2	96,4	0	96,5	0	0	0	42,5	<b>25,2</b>
Nov	0	0	0	0	0	0	0	26	0	0	0	0	10,5	0	<b>2,6</b>
Dez	0	0	12,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0,9</b>

Tabela 3-6 - Cálculo da evapotranspiração potencial (ETP) para a zona da bacia Hidrográfica da Bacia hidrográfica da Ribeira Grande.

Parâmetro	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
Pponderada (mm)	1,8	0,0	0,3	2,4	0,0	0,0	15,3	59,6	79,3	25,2	2,6	0,9
t (°C)	22,5	22,1	22,4	22,7	23,5	24,3	25,3	26,7	26,8	26,5	25,1	23,7
i (°C) <sup>1,5</sup>	9,5	9,3	9,5	9,7	10,2	10,7	11,4	12,3	12,4	12,2	11,2	10,3
ETPo(mm/mês)	83,4	79,5	82,4	86,0	94,6	104,7	117,8	138,2	140,3	135,2	115,2	96,7
K	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
ETP (mm/mês)	83,4	79,5	82,4	86,0	94,6	104,7	117,8	138,2	140,3	135,2	115,2	96,7
I=	128,83		a= 2,96									

Tabela 3-7 - Balanço hidrológico para a zona da bacia hidrográfica da Ribeira Grande.

Termo	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	Ano
P	1,8	0,0	0,3	2,4	0,0	0,0	15,3	59,6	79,3	25,2	2,6	0,9	187,4
EIP	83,4	79,5	82,4	86,0	94,6	104,7	117,8	138,2	140,3	135,2	115,2	96,7	0,0
P-EIP	-81,6	-79,5	-82,1	-83,6	-94,6	-104,7	-102,5	-78,6	-61,0	-110,0	-112,6	-95,8	-1086,5
L	-81,6	-161,1	-243,2	-326,8	-421,3	-526,0	-628,5	-707,1	-768,1	-878,1	-990,7	-1086,5	-1086,5
Sso	22,1	10,0	4,4	1,9	0,7	0,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
VSso	27,9	-12,1	-5,6	-2,5	-1,2	-0,5	-0,2	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	-
EIR	29,7	12,1	5,9	4,9	1,2	0,5	15,5	59,7	79,3	25,2	2,6	0,9	237,4
DH	53,7	67,3	76,5	81,1	93,4	104,2	102,3	78,6	61,0	110,0	112,6	95,8	1036,5
SH	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

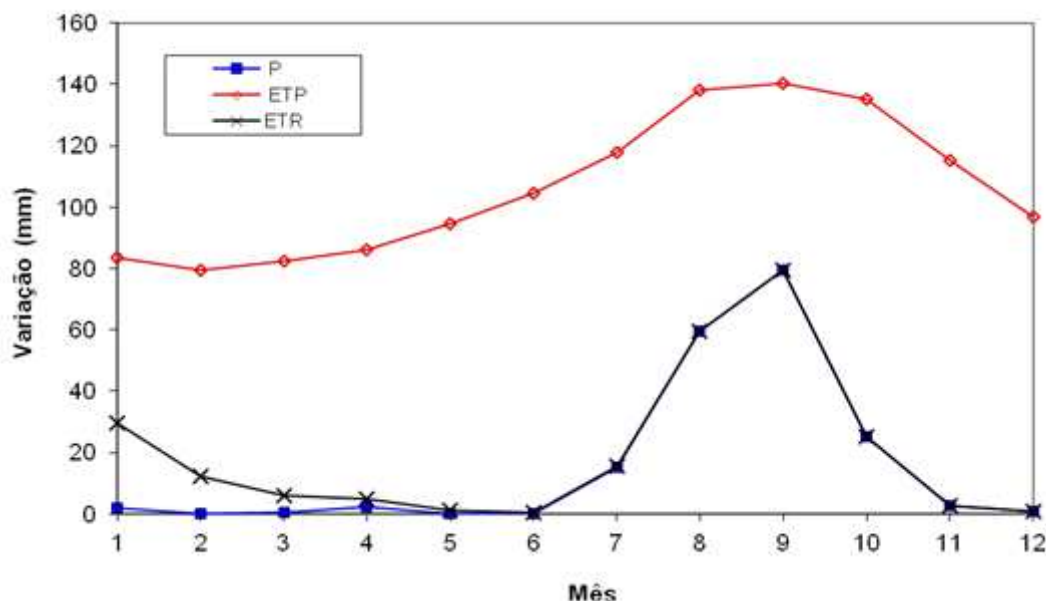


Figura 3-6 Balanço hidrológico para a bacia da Ribeira Grande onde se constrói a barragem de Banca Furada

Pelos resultados do balanço hídrico, pode-se concluir durante todo o ano existe um *deficit* de precipitação. O ano está dividido em 2 épocas, muito seca e húmida, sendo que a época de chuvas não é suficiente para repor as necessidades das plantas. Salienta-se que pelos resultados não há superavit (SH) e o *deficit* hídrico (DH) é de 1036,5 mm anuais, ou seja, muitíssimo acima da precipitação total anual de apenas 187,4mm. No presente cenário a situação da barragem em construção se encher será muito difícil, no entanto os registos de precipitações disponíveis no

presente trabalho, admite-se não serem representativos além de algumas precipitações serem em regime de enxurradas que acabam por descarregar no mar, e com a barragem isso não acontecerá. Assim, a construção da Barragem irá permitir um armazenamento anual das águas superficiais, permitindo 2 objetivos comuns, a utilização direta da água das chuvas nas atividades humanas e estabilização de aquíferos a montante da barragem.

## 3.4 Enquadramento Geomorfológico e Geológico

### 3.4.1 Aspetos Globais

Segundo Victória (2012) a investigação geológica de Cabo Verde iniciou-se no séc. XVIII com J. Feijó, que em 1783 realizou a primeira viagem a Cabo Verde. Em 1842, C. Darwin, durante a viagem do navio Beagle, fez as primeiras observações geológicas no sul da ilha de Santiago. Por sua vez, C. Doelter (1882) publica um trabalho sobre a descrição de quatro das dez ilhas de Cabo Verde; o Vulcanólogo I. Friedlaender (1913) visitou, todo o arquipélago em 1912, tendo descoberto os primeiros fósseis mesozóicos na ilha de Maio.

B. Bebiano realizou a primeira expedição geológica moderna na década dos anos 30 do século XX, produzindo a obra “Geologia do arquipélago de Cabo Verde”. Esta obra focou temas como as relações genéticas entre as rochas descritas e os magmas que lhes deram origem.

Na segunda metade do século XX o arquipélago foi alvo de diversos estudos de geologia, ao nível de estratigrafia, Vulcano estratigrafia, petroquímica, anomalias magnéticas, paleomagnetismo que ampliaram o conhecimento geológico (in Victória, 2012).

O arquipélago de Cabo verde situa-se numa intraplaca continental, sendo que alguns autores defendam que a sua origem tenha decorrido de um mecanismo de Hotspot (Plumas Mantélicas) provavelmente numa zona magmatogénica proveniente de movimentos tectónicos.

As rochas ígneas que afloram no arquipélago de Cabo Verde resultam fundamentalmente da cristalização de magmas primários alcalinos fortemente sub-saturados em sílica. No entanto, ocorrem também rochas evoluídas (e.g. fonólitos, sienitos nefelínicos) resultantes de processos de evolução e diferenciação magmática. Um dos grupos de rochas mais distintivo do arquipélago diz respeito aos carbonatitos, que sugere que o manto litosférico subcontinental possa constituir a fonte de, pelo menos, parte destas rochas. Comparando com outras ilhas oceânicas formadas a partir de plumas mantélicas, os magmas que originaram as ilhas de Cabo Verde exibem significativa variabilidade isotópica.

Um estudo recente de Coltari (2009) apresenta análises isotópicas e geoquímicas que indiciam assinatura mantélica a partir de um manto litosférico cratónico ou continental, muito similar às lavas de Tristão da Cunha (Doucelance, 2003). Estas evidências suportam a teoria também proposta por O’Reilly (2009), de que as ilhas de Cabo Verde se originaram a partir da fragmentação de um antigo manto subcontinental, aquando da formação do manto oceânico durante a abertura do Oceano Atlântico.

A contaminação de magmas por este manto subcontinental antigo permite explicar as características isotópicas típicas de algumas lavas do arquipélago de Cabo Verde. Outros estudos realizados nas ilhas permitiram concluir que algumas das rochas basálticas poderão ter sofrido

contaminação em níveis relativamente superficiais, quer pela assimilação de rochas carbonatíticas, quer por interação com o soco oceânico de idade Jurássica ou com fragmentos de crosta continental inferior de acordo com (in Victória, 2012).

A Geologia das ilhas são essencialmente constituída por materiais vulcânicos e vulcanoclásticos, aflorando predominantemente basaltos, basanitos, tefritos e limburgitos, produtos piroclásticos e filões, diques basálticos e limburgitos. Ocorrem em extensões menores fonólitos, traquitos, gabros, sienitos, piroxenitos e rochas sedimentares.

As ilhas caracterizam-se pela presença de aparelhos vulcânicos em escudo, com atividade do tipo havaiano; contudo, podem-se observar indícios de manifestações vulcânicas relacionadas com erupções do tipo estromboliano e peleano. O crescimento terá sido primeiro através de um centro emissor principal, passando posteriormente a regime fissural.

As formações mais antigas observam-se em áreas fortemente desnudadas, geralmente no leito das ribeiras mais profundamente escavadas.

Existem mantos basálticos com intercalações de piroclastos que assentam sobre as rochas calcárias, recortadas por filões, revelando o levantamento das ilhas. As formações sedimentares marinhas, pelo facto de conterem fósseis, permitiram estabelecer a cronologia dos acontecimentos vulcânicos que originaram a atual configuração. Não existem rochas metamórficas, podendo apenas observar-se ligeiras ações de metamorfismo resultantes do contacto dos materiais eruptivos com os pré-existentes

### **3.4.2 Aspetos geomorfológicos**

#### **3.4.2.1 *Geoformas vulcânicas***

A paisagem vulcânica em Cabo Verde apresenta um conjunto muito diversificado de geoformas, desenvolvido ao longo do tempo geológico nas diversas fases de formação de uma ilha oceânica.

Durante a formação de uma ilha oceânica por este processo, distinguem-se, geralmente, várias etapas que se podem resumir em quatro fases principais (Ribeiro & Ramalho, 2007):

- A fase submarina com formação de uma montanha que cresce a partir do fundo oceânico através da emissão do material fundido no manto terrestre. Tem-se considerado que durante esta fase, as lavas provenientes do manto, ao atingirem o fundo do mar necessitam de vencer importantes pressões hidrostáticas para se instalar, o que faz com que adquiram estruturas especiais, as designadas lavas em almofada ou “pillows lavas”, como são, geralmente, conhecidas;
- A fase de transição quando a altura da coluna de água acima da montanha submarina já não exerce a pressão suficiente para impedir a explosão dos materiais vulcânicos que atingem as crateras dando origem ao aparecimento de grande quantidade de materiais piroclásticos muito heterogéneos;
- A fase aérea ou de consolidação insular com períodos de emissão lávica a sobreporem-se aos episódios explosivos e, finalmente;

- A fase madura ou de rejuvenescimento que ocorre depois de alguma acalmia vulcânica, seguida de concomitante erosão da ilha, correspondendo aos últimos episódios vulcânicos através da reativação de estruturas anteriores.

Em vulcões do tipo que se estima terem existido no Arquipélago da Cabo Verde os materiais, sempre muito diversos, são expulsos da câmara magmática, onde se acumularam, através de uma conduta central, e, muitas vezes, também por condutas secundárias. As condutas que não atingem a superfície proporcionam a formação de filões Figura 3-7.

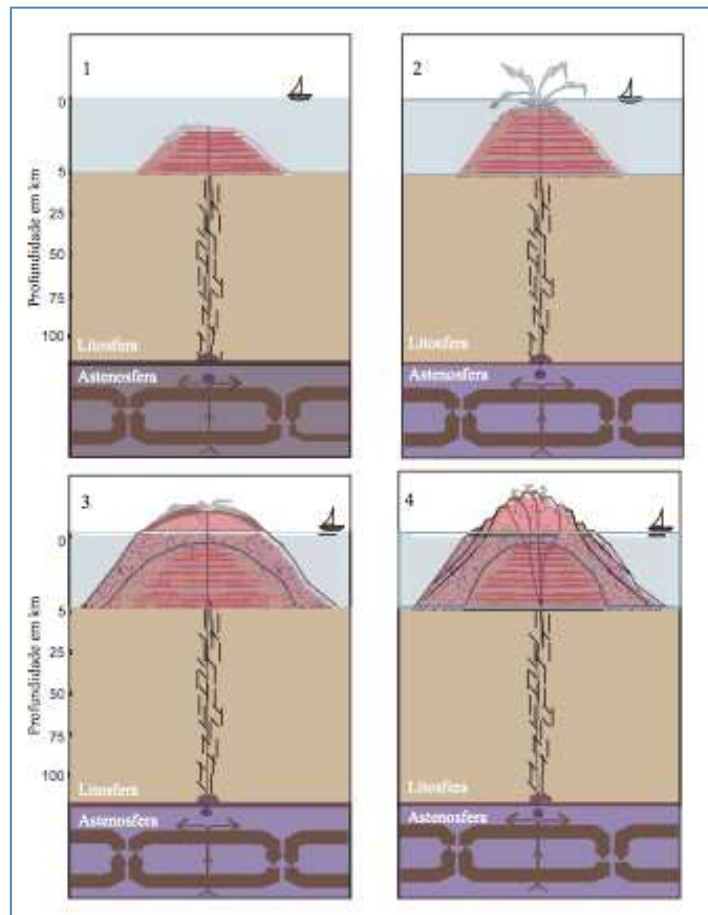


Figura 3-7 Fases evolutivas na formação de uma ilha vulcânica, desenho a partir de *Mata*, 1996 in (Ribeiro & Ramalho, 2007).

A conduta central corresponde, muitas vezes, à intersecção de grandes falhas litosféricas ou de uma grande falha com outras falhas secundárias ou, ainda, a pontos de escape no percurso dessas estruturas, sucessivamente ativados com a subida dos magmas.

Os “pontos quentes”, ou plumas mantélicas, correspondem a fenómenos no interior do manto terrestre que se mantêm ativos por longos períodos de tempo, várias dezenas ou centenas de milhões de anos, em determinados locais, fixos, do manto. Geralmente formam alinhamentos, ou melhor, deixam o seu rasto segundo alinhamentos porque as placas tectónicas subjacentes se movem nos seus percursos normais. Assim, se medirmos o sentido do alinhamento de um ponto quente do mais antigo para o mais moderno, podemos dizer que o movimento da placa tectónica subjacente é no sentido inverso.

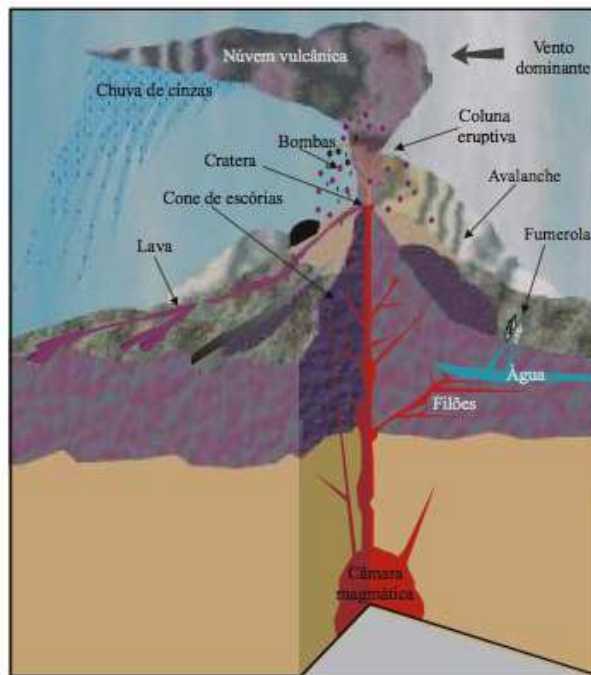


Figura 3-8 Corte esquemático num aparelho vulcânico com identificação das diferentes estruturas, tipos de materiais expelidos e rochas associadas. (Ribeiro & Ramalho, 2007).

Segundo Ribeiro e Ramalho (2007) consideram que, os vários alinhamentos paralelos de vulcões do mesmo tipo, existentes na parte oriental do Atlântico onde se situa a Açores, Madeira, Canárias e Cabo Verde, se terão formado, sucessivamente, desde há 70 milhões de anos). Estes autores preveem, assim, uma deslocação da Placa Africana em sentido inverso (como referido anteriormente) segundo um polo de rotação situado a norte dos Açores.

Por outro lado, o esforço da subida dos magmas produz forças de tensão de baixo para cima, o que geralmente leva à instalação de estruturas de “rift” (designação geralmente dada a uma estrutura correspondente a depressão alongada). As mais comuns destas estruturas são os “rift” triplos (com três ramos fazendo ângulos de 120°). Os geólogos utilizam as estruturas tectónicas observáveis a nível regional e local - falhas, fraturas, alinhamentos filonianos e de vulcões, etc., para determinarem as estruturas originais que permitam perceber o fenómeno, problema que, no entanto, não é fácil de resolver.



Figura 3-9 imagens sobre aspetos geológicos: a) Filão basáltico na Ilha de S. Nicolau, fortemente fraturado e apresentando ligeira alteração com materiais argilosos de cores variadas; Disjunção prismática altamente fracturada, Tarragal S. Nicolau.

### 3.4.2.2 Tipos de geoformas vulcânicas em Cabo Verde

As geoformas são estruturas importantes sob vários pontos de vista, nomeadamente geotécnico e em especial no que diz respeito à implantação de barragens. Devido à variedade ser tão grande, Pereira (2010) fez a sistematização das mesmas cuja síntese se apresenta na Tabela 3.19. Na Figura 3-10 apresentam-se imagens de situações típicas de Cabo Verde. Salienta-se que muitas destas estruturas resultam de erupções do tipo central, ou seja, o foco emissor situa-se no topo do vulcão, designadamente numa cratera ou caldeira, as formas construtivas são geradas pela acumulação de produtos vulcânicos.

Outras manifestações da atividade vulcânica que ocorrem em profundidade e que são responsáveis pela formação de diversas formas endógenas, designadas, conjuntamente, por estruturas subvulcânicas. Estas estruturas poderão, posteriormente, aflorar à superfície quando os agentes erosivos atuarem intensamente sobre as formações que as recobrem. Nalgumas ilhas, designadamente em São Nicolau, existem filões de rochas granulares subvulcânicas que poderão ter a sua génese a partir de reações entre silicatos e carbonato. Estes filões apresentam uma estrutura cristalina maciça, pelo que são mais resistentes aos agentes da geodinâmica externa relativamente às rochas encaixantes, suportando, por isso, maciços rochosos vertiginosos.

A elevada heterogeneidade dos maciços rochosos leva à dificuldade acrescida na implantação de barragens e elevados custos de tratamentos de fundações.

Tabela 3-8 - Tipos de Geoformas Vulcânicas para as ilhas de Cabo Verde (Pereira, 2010).

Geoformas vulcânicas	Geoformas resultantes da emissão de escoadas lávicas	Vulcões em escudo	
		Domas	
		Escoadas Pahoehoe	
		Lava encordoada	
		Escoadas aa	
		Tumili	
		Homitós	
		Deltas Lávicos	
		Grutas Vulcânicas	
		Plataformas lávicas	
	Geoformas resultantes da acumulação de piroclastos	Cones de escórias	
		Cones de tufos	
		Pseudocrateras	
	Depressões Vulcânicas	Crateras	Crateras de explosão (Maars)
		Caldeiras	Crateras de colapso
			Caldeira de subsidência
			Caldeira de Colapso
	Geoformas mistas	Estratovulcão	
	Geoformas subvulcânicas	Chaminés	
		Soleiras	
Diques			
Filões			



Figura 3-10 Imagens de geoformas das ilhas de Cabo Verde:

a) Monte Branco, na ilha de Santiago - Doma endógeno de natureza traquitica, traquito alcalino nefelinitico;  
 b) Escuada Pahoehoe do tipo lavas em tripa com aspeto rendilhada; c) Escuada aa, ilha do Fogo; d) Deltas lávicos, Tarrafal S.Nicolau; e) Gruta Lávica Fajã S.Nicolau; f) Plataforma lávica da ilha de Maio, Cascabulho;  
 g) Cone de escórias, Praia Branca S.Nicolau; h) Depósitos de piroclastos estratificados na ilha de S.Nicolau - Carbeirinho; i) Estratovulcão da ilha do Fogo; j) Maar Salinas, ilha do Sal; k) Pormenor de uma cratera de colapso ou cratera- Poço antes da erupção de 2014; l) Duas chaminés, uma basáltica e outra fonolítica- Erosão diferencial; m) Soleira em Queimadas S.Nicolau; n) Diques basálticos atravessando formações.

### 3.4.3 Geologia e geomorfologia da Bacia Hidrográfica da Barragem

A Ilha de São Nicolau é de origem vulcânica submarina central que posteriormente foi completada por uma rede fissural. A maior parte da ilha é, essencialmente, constituída por escoadas lávicas e materiais piroclásticos predominantemente basálticos.

Na Figura 3-11 apresenta-se um extrato da carta Geológica da Ilha de São Nicolau, e na Figura 3-12 apresenta-se um extrato detalhado da carta geológica da ilha de S.Nicolau (1:50 000) onde se identificam as formações geológicas presentes na área de estudo.



Figura 3-11 - Carta Geológica da Ilha de S.Nicolau. (MEECFG, 2012).

Na área de implantação da barragem, a formação geológica predominante é a Formação da Preguiça, de idade pliocénica, constituída por escoadas subaéreas (mPg), escoadas submarinas (LRPg) e piroclastos (PiPg).

No limite norte da área de estudo está presente a Formação do Complexo Eruptivo Principal, constituída por mantos subaéreos indiferenciados (M), do Pliocénico Inferior a Miocénico Superior, sobre a qual assenta a Formação da Preguiça.

Para além destas duas formações, na base da Ribeira Grande encontram-se ainda depósitos recentes pertencentes ao Quaternário, constituídos por elementos detríticos de dimensões variadas, maioritariamente não consolidados, em resultado da erosão e transporte a montante.

A ilha de São Nicolau é muito acidentada, sendo constituída por vertentes abruptas e vales muito encaixados, com exceção das zonas costeiras e das achadas.

A Barragem de Banca Furada insere-se na bacia hidrográfica da Ribeira Grande, no vale da Fajã, a uma altitude de 250 m (Figura 3-13). Este vale é um anfiteatro relativamente aberto, com orientação SW-NO, que se estende desde o Monte Gordo até ao mar e é dominado por formas acidentadas de relevo que culminam em escarpas alterosas ou cristas aceradas. O fundo do vale é dominado pela presença de um relevo mais suave que é interrompido pelo efeito erosivo da linha de água principal, a Ribeira Grande.

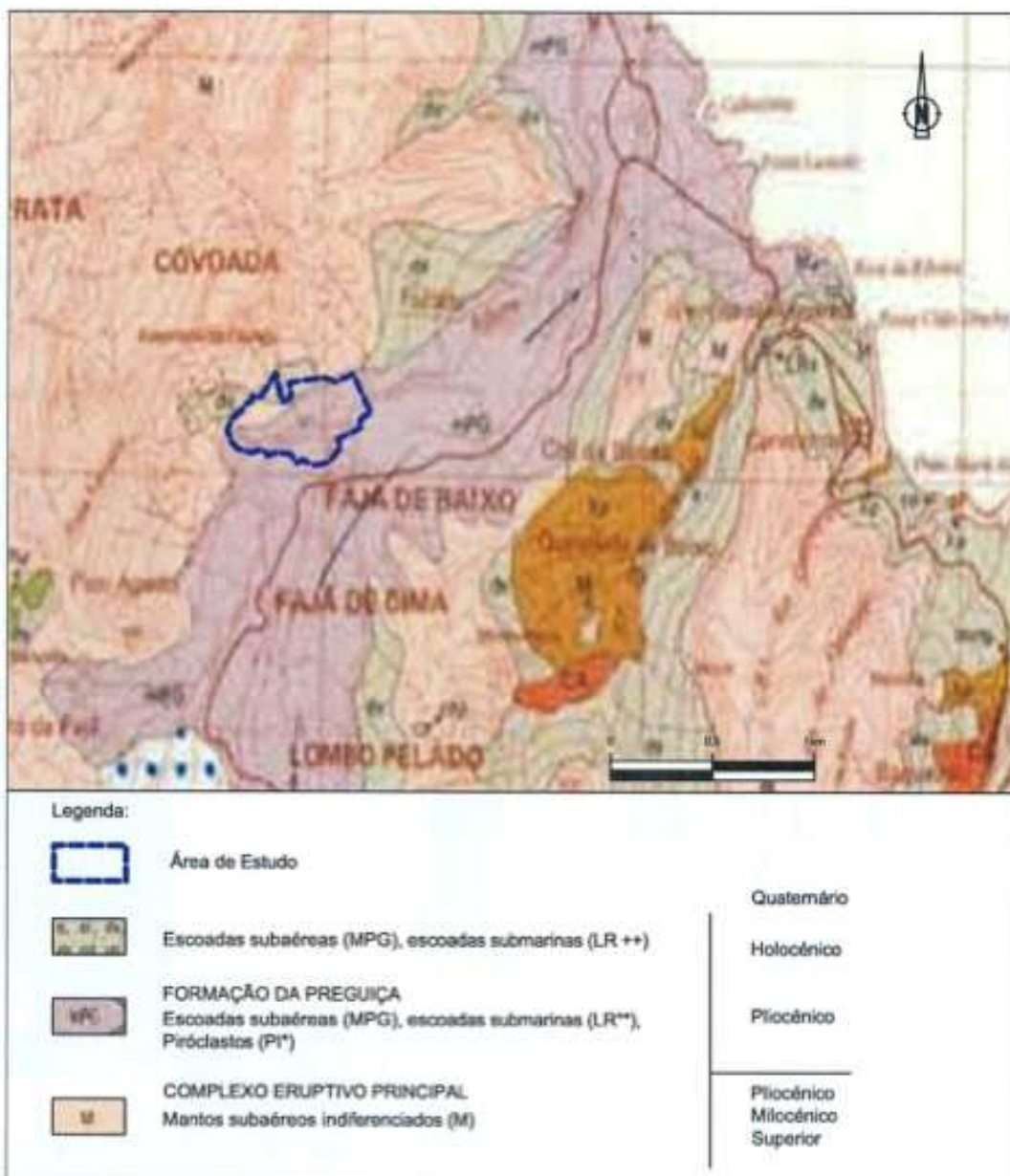


Figura 3-12 - Extrato detalhado da carta geológica da ilha de S.Nicolau na zona do Vale da Fajã. (Norvia, 2012).

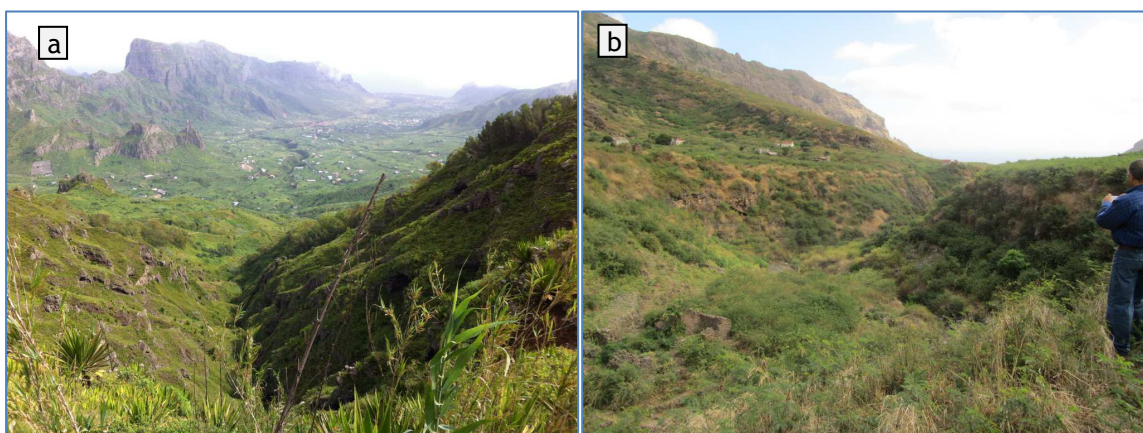


Figura 3-13 a) Vale de Fajã, nascente da Ribeira Grande no Monte Gordo; b) Zona da albufeira da barragem antes da construção (Norvia, 2012)

### 3.4.4 Prospeção Geológica e Geotécnica da zona da Barragem

#### 3.4.4.1 Elementos Litológicos

O dispositivo geológico em estudo é constituído por rochas de origem vulcânica, particularmente fluxos recentes de lava (basaltos) associado com piroclastos pertencentes ao Complexo Eruptivo Principal do Pliocénico Inferior a Miocénico superior, que constituem o maciço rochoso local (Figura 3-14).



Figura 3-14 Aspecto geral (a) e pormenorizado (b) do Maciço Basáltico. (MEECFG, 2012).

Para além destas, foram também detetados depósitos recentes (Figura 3-15), pertencentes ao Quaternário, localizados na base da Ribeira da Fajã, constituídos por elementos detríticos de dimensões variadas, maioritariamente não consolidados, produtos da erosão e transporte a montante do local de implantação.

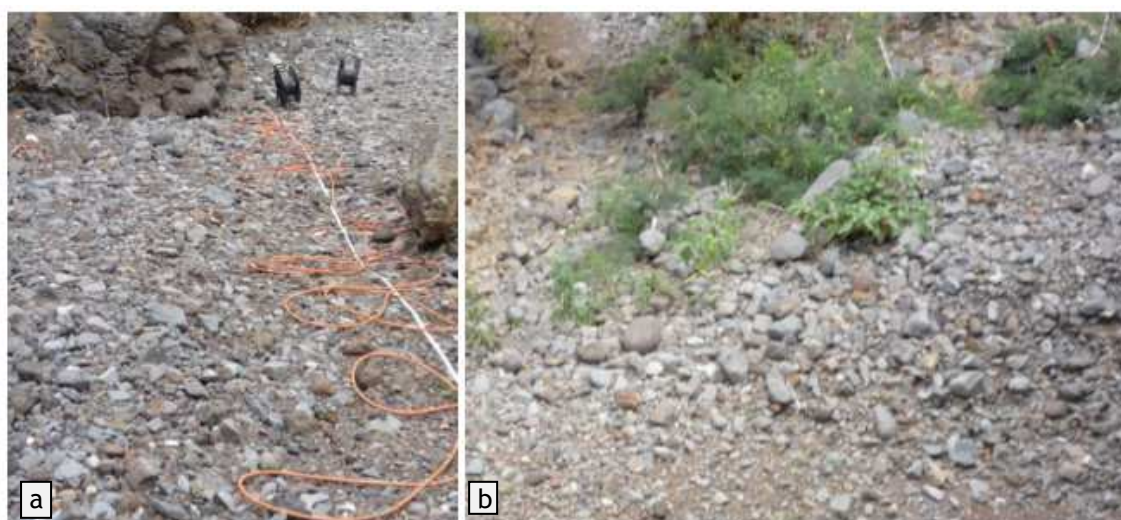


Figura 3-15 Aspeto geral dos depósitos recentes na base da ribeira, a montante (a) e a jusante (b) (MEECFG, 2012).

Juntamente com estes depósitos recentes, foram revelados na base da ribeira, depósitos conglomeráticos com elementos figurados de dimensões consideráveis (Figura 3-16), seguidos aparentemente por tufos muito alterados.



Figura 3-16 Aspeto dos depósitos conglomeráticos 15m a montante (a) e 15m a jusante (b) da implantação da barragem (MEECFG, 2012).

Da análise macroscópica aos materiais detetados durante o levantamento de campo, na zona da barragem tem-se o perfil (a partir de MEECFG, 2012):

- Terra vegetal, cuja espessura pode atingir os 0,5m;
- Aterro constituído por cascalheira de origem basáltica, com espessura de 1,50m;
- Cavidade vulcânica presente, cuja espessura é de 0,8m.
- Brecha vulcânica, apresentando espessuras entre os 2,0 e 4,0m.
- Basalto vacuolar, apresentando espessuras variáveis entre 0,5 a 19,0m. Este apresenta-se decomposto (W5) a medianamente alterado (W3).
- Basalto compacto, presente em todas as sondagens, apresentando espessuras variáveis entre 1,5 a 30,5m. Este apresenta-se decomposto a muito alterado (W5-4) a medianamente a pouco alterado (W3-2).

#### **3.4.4.2 Prospecção Geofísica**

##### **i. Metodologias utilizadas**

O método usado na prospecção geofísica da barragem de Banca Furada, foi do tipo elétrico, com objetivo a saber a resistividade elétrica dos terrenos de fundação.

A resistividade elétrica é definida como a resistência de uma cilindro com área de secção reta unitária e comprimento unitário (unidade: Ohm.m).

O processo elementar de colheita de dados de resistividade aparente em dispositivos tetra-electrónicos consiste na injeção, à superfície do solo, de corrente elétrica em dois pontos, fazendo-se a leitura do potencial elétrico, criado pela injeção de corrente, noutros dois pontos.

Para a colheita de dados, optou-se pela metodologia de aquisição em modo 3D (tridimensional), recorrendo a leituras das assinaturas de Resistividade do maciço, com base em dispositivos polo-dipolo (offset pole-dípole array) e aquisição de dados em Bloco, constituído por sub-blocos mais pequenos (Figura 3-17).

Assim, para a materialização de cada sub-bloco de aquisição, procedeu-se á instalação de 1 linha de injeção (denominada de Tx) e 2 Linhas de receção (denominadas de Rx), ambas paralelas entre si.

Recorrendo à aquisição segundo a geometria atrás referida, é possível obter o registo simultâneo de 20 leituras por cada ponto de injeção de corrente (num total de 21 pontos de injeção por cada linha Tx), fornecendo deste modo uma enorme quantidade de dados a cada sub-bloco.

Neste projeto em particular, foram realizados 2 Blocos, um na margem esquerda (Bloco A) e outro na margem direita (Bloco B) com cerca de 80m de comprimento e 64m de largura. Cada Bloco é constituído por 4 sub-blocos de dimensão 80m de comprimento e 16m de largura, sendo que uma das linhas Rx é comum ao sub-bloco adjacente. O espaçamento entre elétrodos não polarizáveis é de 8m e o espaçamento entre pontos de injeção é de 4m (High coverage survey). Cada linha de receção programada, contou com 22 elétrodos não polarizáveis, fornecendo 10 canais de medida por linha, num total de 20 canais por sub-bloco (Figura 3-17). A localização dos vários perfis no mapa onde se implanta a barragem apresenta-se detalhadamente em Anexo II.

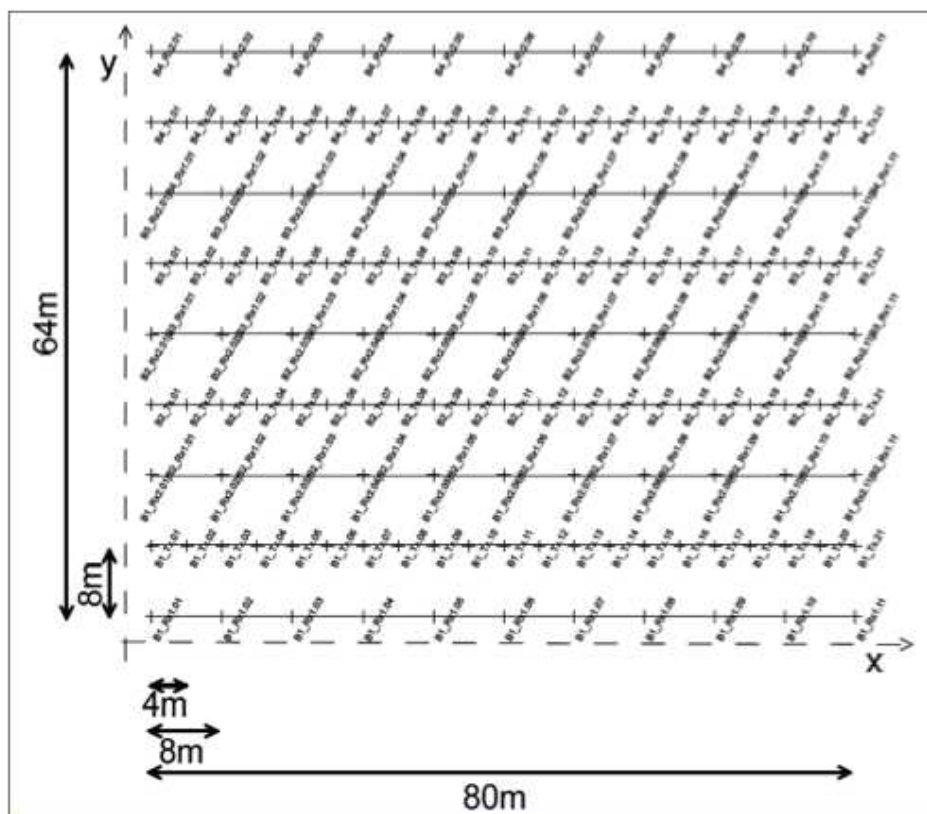


Figura 3-17 Esquício sobre a geometria da aquisição usada em cada bloco no âmbito da prospeção da barragem de Banca Furada (MEECFG, 2012).

## ii. Equipamento de ensaio

Na execução dos perfis de resistividade elétrica e polaridade induzida, foi utilizada uma fonte de injeção (VIP 10 000 Tx, Iris Instruments) e dois recetores de resistividade e polarização induzida (Elrec Pro Rx, Iris Instruments) (Figura 3-18).



Figura 3-18 Aspeto da fonte de injeção VIP 10 000 (esquerda) e Elrec Pro (direita) (MEECFG, 2012).

Para além daquele equipamento principal foram utilizados os seguintes materiais de apoio:

- Grupo eletrogerador
- Eléctrodos não polarizáveis e de aço inoxidável
- Bobines multicabo de 2 e 3 canais

## iii. Aquisição de dados

Os dados de campo foram adquiridos de acordo com as melhores normas e boas práticas vigentes, em particular foram observadas as condições mais favoráveis no que diz respeito às resistências de contacto, bem como nas condicionantes associadas às injeções de corrente e ainda aos eléctrodos de potencial.

Os tempos de estabilização associados à deriva do potencial electroquímico para os eléctrodos de potencial foram também observados e controlados.

Para os trabalhos de aquisição de dados foi estabelecido o seguinte fluxo de procedimentos:

- Colocação do ponto de injeção remoto promovendo, tanto quanto possível, as melhores condições de condução elétrica, recorrendo à colocação de 3 eléctrodos de aço inox, interligados entre si num ambiente impregnado em soluções aquosas de NaCl e CuSo<sub>4</sub>. Este ponto de injeção manteve-se comum para cada um dos 4 sub-blocos em cada Bloco.
- Aquisição para cada sub-bloco (constituído por uma linha de injeção e duas linhas de receção) a tomada de dados obedeceu aos seguintes passos:
  - Implementação das linhas de leitura após marcação dos sub-blocos através de topografia;
  - Colocação dos eléctrodos não polarizáveis;
  - Posicionamento da equipa de injeção;
  - Início da tomada de dados (a cada ponto de injeção);

- Desmontagem das linhas de receção e injeção;
- Mobilização para o seguinte sub-bloco.

De referenciar que a tomada de dados foi efetuada por 2 equipas, cada uma com o seu equipamento de leitura (Elrec) e dispostas ao longo das duas linhas de receção associadas a cada sub-bloco (Figura 3-19). Desta forma, foi possível adquirir dados de todos os pontos de leituras, sempre que se promovia a injeção em cada ponto. Este processo foi repetido até a equipa de injeção esgotar os pontos associados a cada sub-bloco, passando posteriormente para o sub-bloco seguinte, repetindo todo o procedimento operativo.

Os eléctrodos não polarizáveis foram convenientemente humedecidos de forma a promover a condução eléctrica com o solo.



**Figura 3-19** Aspeto da tomada de dados com Elrec Pro, numa das 2 estações (MEECFG, 2012).

Foram determinadas as resistências de contacto entre os polos de injeção, tomando sempre as medidas necessárias à sua diminuição e aumento de estabilidade, em particular com recurso ao uso de, no mínimo dois eléctrodos de injeção interligados entre si e impregnação com solução aquosa saturada em NaCl no solo, antes do início dos ciclos de injeção e respetiva toma de valores de potencial.

Os dados de campo contaram com verificação da geometria e injeção de corrente utilizada.

#### iv. Processamento de dados

Os dados adquiridos foram formalmente validados, antes da inversão conjunta correspondente à fase de produção final. Foram utilizados em operações de filtragem a totalidade dos dados verificados.

As etapas de processamento consideraram operações de filtragem efetiva sobre a totalidade dos dados de forma a reunir os que melhor qualidade de sinal apresentava para cada posição geográfica.

Entraram na elaboração do modelo final de inversão conjunta 1361 dados para o bloco A e 1348 dados para o Bloco B.

v. Apresentação de resultados

Os resultados são apresentados sob a forma de cortes e modelos geofísicos tridimensionais em bloco, com a distribuição dos valores de resistividade elétrica em profundidade. No Anexo III apresentam-se a globalidade dos resultados. Salientar que estes estudos mostram grandes heterogeneidades no maciço de fundação, correspondendo os valores de resistividade mais baixa a terrenos alterados e os de maior resistividade a terrenos mais resistentes e mais secos.

A título de exemplo apresenta-se na Figura 3-20 um corte a 26m do eixo e na Figura 3-21 a modelação 3D de todo o bloco de ensaio a uma resistividade de 728 (Ohm.m). Neste exemplo se pode verificar a existência de um terreno de melhor qualidade, que provavelmente terá características de resistência e porosidade que indiciarão uma maior impermeabilidade.

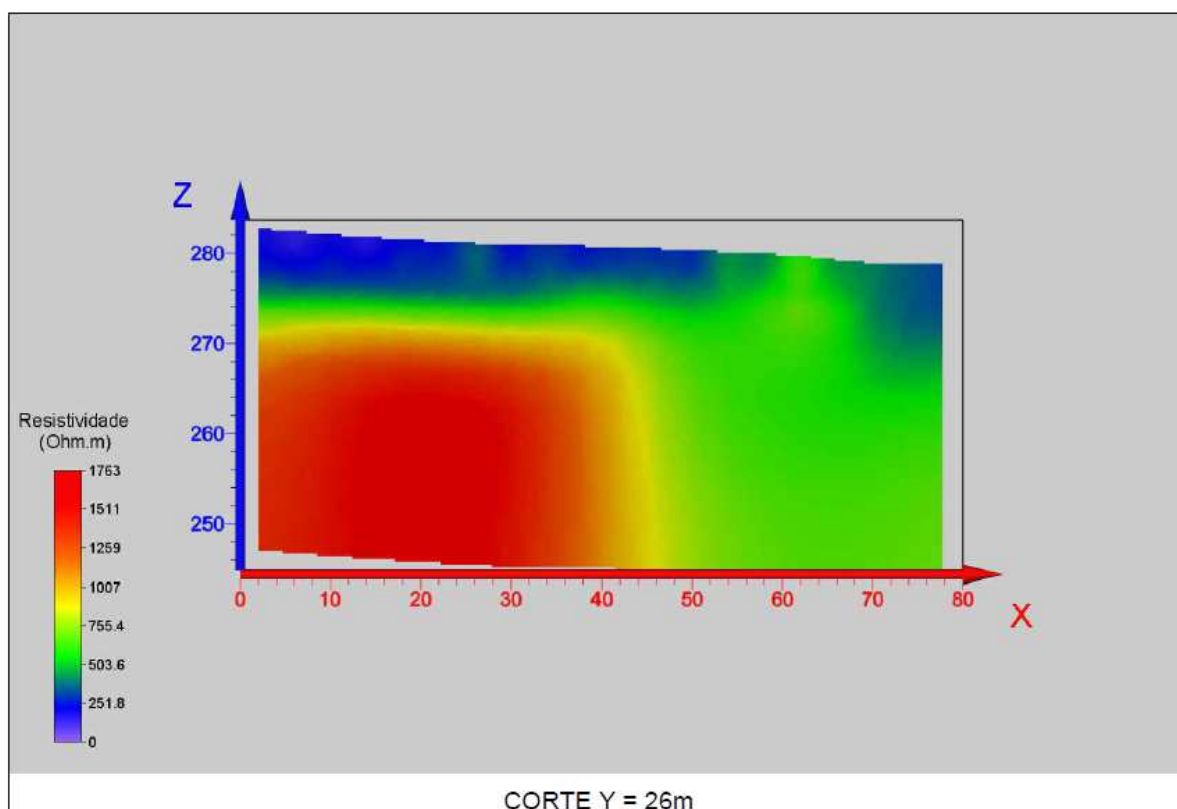


Figura 3-20 - Ensaio geofísico -Corte a 26m

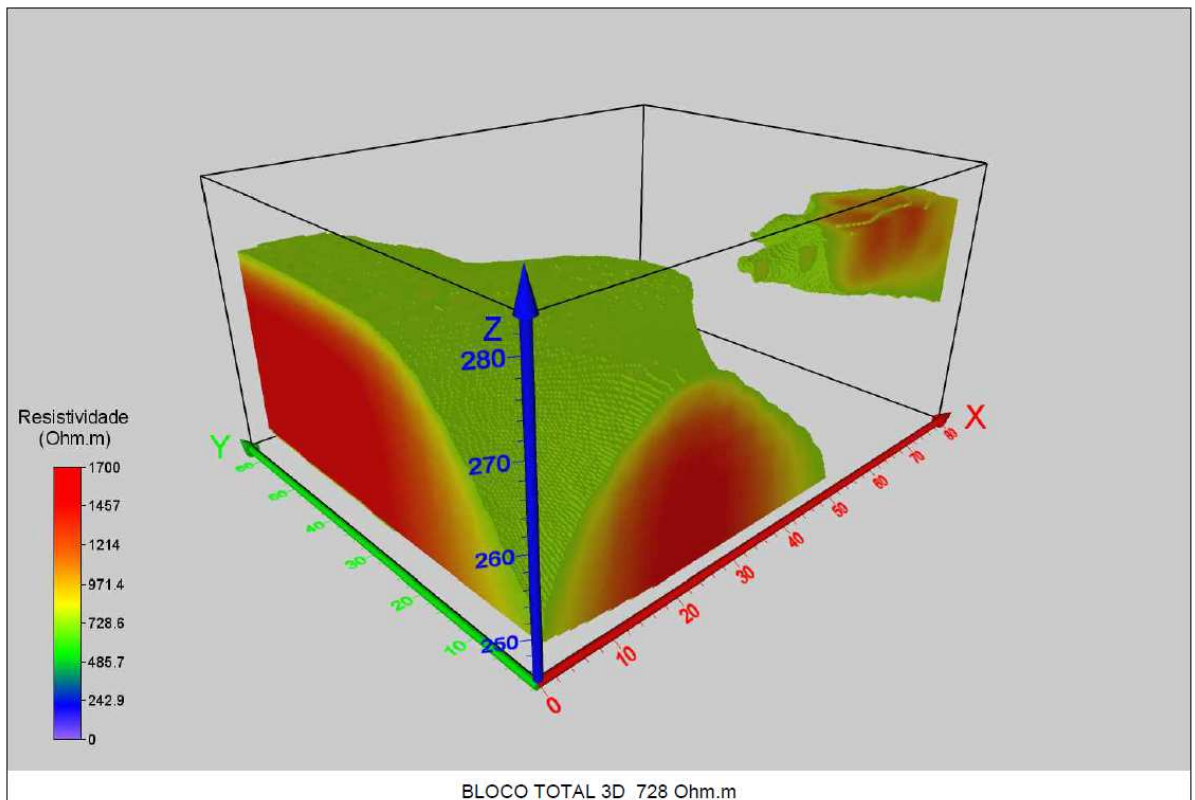


Figura 3-21 - Ensaio geofísico - modelação 3D

### 3.4.4.3 Prospecção Mecânica

#### i. Introdução

Esta campanha, para além da análise dos elementos bibliográficos referentes às características geológicas da região, consistiu em duas fases. Uma primeira, com a realização de 6 sondagens mecânicas e 37 ensaios de permeabilidade Lugeon, e uma segunda, com 6 sondagens mecânicas, 37 ensaios de permeabilidade Lugeon e 2 blocos de resistividade elétrica 3D. Foi realizado um estudo complementar de levantamento da fracturação no local em estudo e posterior tratamento estatístico, nomeadamente densidades polares realizada com recurso ao programa de tratamento DIPS 5.1 (Rockscience, 2012). As sondagens realizaram-se à rotação com amostragem contínua, enquadrada por um reconhecimento de campo preliminar. No total, realizaram-se então 12 sondagens mecânicas e 74 ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon.

A implantação do local das sondagens foi realizada pelo dono de obra e apresentam-se no mapa no Anexo II. Na tabela 3-9, apresentam-se as coordenadas das sondagens, implantadas no local com apoio topográfico, bem como a profundidade e a inclinação das mesmas.

Tabela 3-9 - Coordenadas das sondagens e suas características principais.

Sondagem	M (m)	P (m)	Profundidade (m)	Inclinação (°)
SR1	126264.82	218842.74	32.10	90
SR2	126294.26	218837.64	40.38	60
SR3	126304.76	218822.75	40.00	75
SR4	126281.55	218855.65	39.90	70
SR5	126264.96	218879.16	40.04	60
SR6	126287.94	218848.33	40.50	60
SR7	128390.63	219877.78	40.00	90
SR8	128390.26	219860.59	40.00	90
SR9	128338.38	219968.42	40.00	90
SR10	128353.22	219960.74	40.00	90
SR11	128332.20	219954.92	40.00	90
SR12	128375.63	219866.07	40.00	90

ii. Equipamento Utilizado

Na execução das sondagens mecânicas foi utilizado um equipamento hidráulico de perfuração MUSTANG 4-F1, da ATLAS COPCO, equipado com um motor Deutz BF4L 914 que desenvolve uma potência de 72,4kW às 2300rpm. A unidade de rotação, deste equipamento, possui um binário máximo de 490Nm e uma velocidade de rotação máxima de 570rpm (Figura 3-22).



Figura 3-22 Aspecto Geral do Equipamento de perfuração (MEECFG, 2012).

A circulação de água, para limpeza e arrefecimento das ferramentas de corte, fez-se com o auxílio de um grupo motobomba DITER-FMC L09, apoiado por outro grupo motobomba Honda GK 200. Normalmente foi utilizada água clara. No entanto, sempre que as condições de recuperação e amostragem assim o exigiram, foram utilizados aditivos ou coadjuvantes de lubrificação e arrefecimento.

a) Amostragem

A amostragem foi contínua, pelo que foram utilizados amostradores duplos do tipo T2 de 116, 101, 86 e 76 mm de diâmetro, equipados com coroas de metal duro (widia), em solos, e coroas diamantadas, de matriz variável, em rocha. No revestimento dos furos de sondagem foram usados tubos de 128, 113 e 98 mm.

Com a amostragem contínua foi possível identificar litologicamente as formações interessadas, caracterizar o seu grau de alteração e fracturação, calcular a percentagem de recuperação e a percentagem de recuperação modificada (Rock Quality Designation - RQD), definidas como:

**PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO**, como a razão, expressa em percentagem, entre o comprimento da amostra recuperada e o comprimento do tramo sondado;

**PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO MODIFICADA - RQD**, como a razão entre o comprimento total da amostra recuperada e o comprimento do tramo sondado, expressa de igual mas, considerando unicamente os troços com comprimento igual ou superior a 10 cm, em estado compacto.

As amostras foram objeto de cuidados particulares. Imediatamente após a extração, e depois de convenientemente limpas, foram colocadas em caixas apropriadas, identificadas por separadores de madeira onde, na secção superior, de modo legível e indelével, foi indicada a profundidade atingida pela sonda nessa manobra.

No final de cada sondagem, as amostras, respetivamente identificadas, foram fotografadas

em cada uma das caixas, separadamente. O registo fotográfico da amostragem pode ser observado no Anexo IV. Os valores de RQD apresentam-se individualmente associados aos perfis das várias sondagens, no Anexo V apresentam-se um exemplo da Sondagem SR1.

b) Identificação dos estados de fracturação e alteração

A classificação do maciço, de acordo com o seu estado de alteração e fraturação, foi feita de acordo com a “basic geotechnical description of rock masses” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas - I.S.R.M. (Tabela 3-10, Tabela 3-11).

Tabela 3-10 Grau de alteração do Maciço Rochoso (cf. I.S.R.M).

SÍMBOLOS		DESIGNAÇÕES	DESCRIÇÃO
W <sub>1</sub>	W <sub>1-2</sub> (*)	São	Sem quaisquer sinais de alteração.
W <sub>2</sub>		Pouco alterado	Sinais de alteração, apenas nas imediações das descontinuidades.
W <sub>3</sub>		Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso, mas não é friável
W <sub>4</sub>	W <sub>4-5</sub> (*)	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável.
W <sub>5</sub>		Decomposto	Maciço apresenta-se completamente friável, praticamente com comportamento de solo.

Tabela 3-11 - Grau de Fracturação (espaçamento entre Fraturas - cf. I.S.R.M).

SÍMBOLOS		ESPAÇAMENTO	DESIGNAÇÕES	
F <sub>1</sub>	F <sub>1-2</sub> (*)	> 200 cm	Muito afastadas	Afastadas
F <sub>2</sub>		60 – 200 cm	Afastadas	
F <sub>3</sub>		20 – 60 cm	Medianamente afastadas	
F <sub>4</sub>	F <sub>4-5</sub> (*)	6 – 20 cm	Próximas	Muito Próximas
F <sub>5</sub>		<6 cm	Muito próximas	

(\*) – Classificação simplificada

As classificações para os vários troços de sondagens apresentam-se detalhadamente nos perfis das mesmas em Anexo V onde se encontra um exemplo da sondagem SR1.

O tratamento estatístico efectuado revelou a presença de um sistema de diaclasamento constituído por 3 a 4 famílias principais que apresentam variação na direcção ou inclinação, podendo originar subfamílias.

#### **3.4.4.4 Ensaios in-situ**

##### **a) Ensaios de Permeabilidade Lugeon**

Para a realização dos ensaios de Lugeon foi utilizado um grupo motobomba de pistões, Trido 80, com um caudal máximo de 80l/min, ligado a um cilindro amortecedor de forma a garantir caudais contínuos e estabilizados de pressão de injeção. Foi ainda utilizado um conjunto de obturadores pneumáticos simples e duplos, Bimbar 1- R-54, com 1m metro de comprimento. Os obturadores à cota do ensaio foram cheios com azoto comprimido e a sua pressão regulada através de um manoredutor de duplo manómetro. A pressão de enchimento do obturador, foi monitorizada a cada instante do ensaio. O controlo da pressão de injeção de água foi feito por dois manómetros, independentes, colocado um à saída do contador da água e outro ligado por tubo pneumático de alta pressão com 6mm de diâmetro ao obturador. As leituras deste segundo manómetro não estão influenciadas pelas perdas de carga que se verificam na água que circula na tubaria até ao obturador. Os valores registados da pressão manométrica, constantes nos boletins de ensaio, foram os observados no manómetro ligado ao obturador.

Os ensaios só foram iniciados com a pressão estabilizada nos patamares referidos no caderno de encargo. As pressões foram mantidas durante os 10 minutos previstos para cada patamar, através de uma válvula de descarga em “T” colocada antes do contador de água.

A quantidade de água injetada, foi medida com recurso a um contador/totalizador, com uma precisão de 0.5l/min e uma capacidade de 5m<sup>3</sup>/hora. A água injetada em cada troço do ensaio foi registada minuto a minuto, tendo o ensaio sido interrompido cada vez que se verificou uma absorção superior a 500l, de acordo com as indicações do caderno de encargos. Foram realizados 74 ensaios de permeabilidade Lugeon em média 6 por sondagem. Os resultados destalhados dos ensaios da Sondagem SR1 encontram-se no Anexo V.

Os valores indicados para a permeabilidade de cada ensaio, resultaram dos critérios estabelecidos por Houlsby (Houlsby, 1976) in (MEECFG, 2012).



Figura 3-23 Aspecto geral aquando da execução do ensaio de Lugeon.

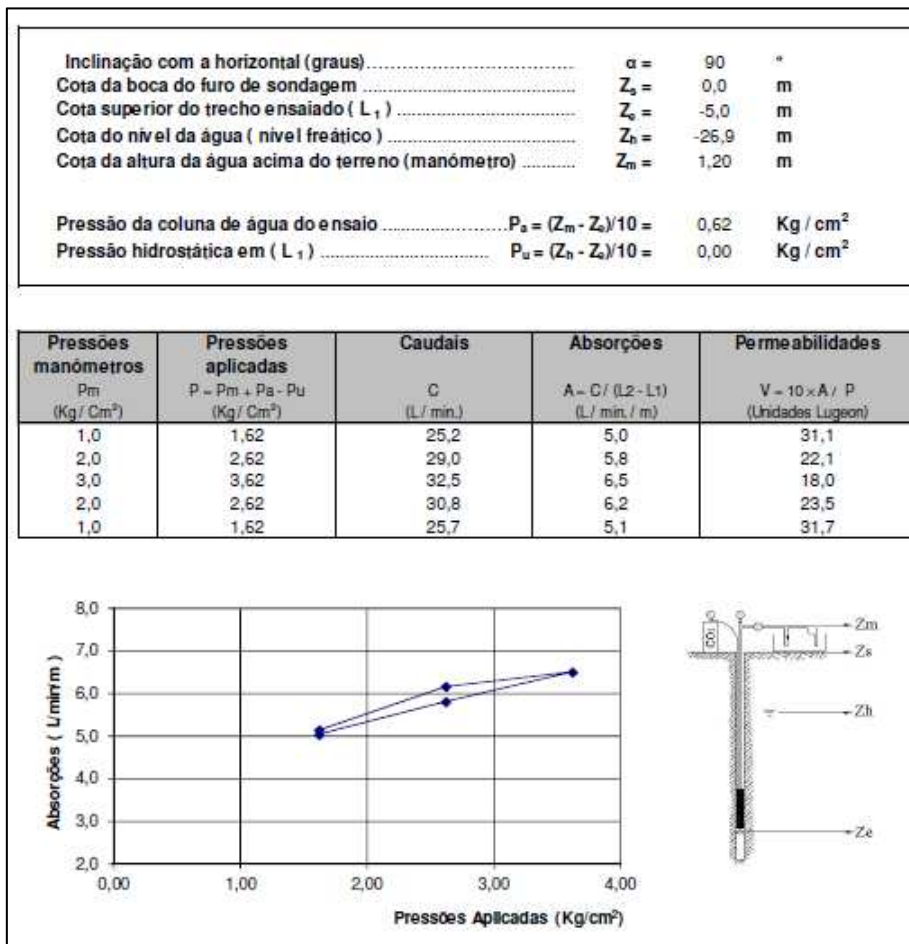


Figura 3-24 Exemplo típico de um ensaio de Lugeon realizado no maciço da barragem de Banca Furada (MEECFG,2012).

Os resultados dos ensaios Lugeon efectuados nas 12 sondagens (Tabela 3-12) indicam de forma geral regimes turbulentos e lavagem de fissuras com valores de Unidades de Lugeon bem acima das 3 unidades, critério de projeto (Norvia, 2012) para a impermeabilização da fundação. Estes resultados indiciam um maciço bastante permeável e com poucas áreas impermeáveis. O regime turbulento das sondagens indica igualmente que as discontinuidades são consideravelmente abertas e um tratamento por injeções de caldas deverá ser efectuado com diferentes densidades de caldas, ou seja um tratamento primário com caldas mais espessas seguido de um tratamento secundário com caldas mais líquidas.

**Tabela 3-12 Resultados principais dos ensaios Lugeon em termos de regime e de permeabilidade (a partir de MEECFG, 2012).**

Sondagem	Profundidade (m)	Regime de Escoamento	Permeabilidade (Crit. Houtsby) (U.L.)	Sondagem	Profundidade (m)	Regime de Escoamento	Permeabilidade (Crit. Houtsby) (U.L.)
SR1	5.00-10.00	Turbulento	18.0	SR7	5.00-10.00	---	118.8
	10.00-15.00	Turbulento	12.7		10.00-15.00	Turbulento	29.9
	15.00-20.00	Turbulento	12.5		15.00-20.00	---	61.8
	25.00-30.00	Coimatação das fissuras	0.9		20.00-25.00	---	57.2
SR2	1.00-6.00	Turbulento	46.2		25.00-30.00	---	48.4
	5.00-10.00	Turbulento	83.7		30.00-35.00	---	42.9
	10.00-15.00	Turbulento	33.2	35.00-40.00	---	38.1	
	15.00-20.00	Turbulento	26.4	5.00-10.00	---	110.8	
	20.00-25.00	Turbulento	26.1	10.00-15.00	---	93.7	
	25.00-30.00	Lavagem das fissuras	8.1	15.00-20.00	Turbulento	32.2	
SR3	29.00-34.00	Turbulento	14.3	SR8	20.00-25.00	---	57.2
	34.50-40.38	Lavagem das fissuras	2.1		27.00-31.00	---	58.6
	13.00-16.00	Turbulento	152.0		35.00-40.00	---	54.3
	16.00-19.00	Turbulento	223.6		5.00-10.00	---	127.2
SR4	28.00-31.00	Lavagem das fissuras	119.7	SR9	10.00-15.00	---	115.7
	1.00-5.00	-----	876.0		16.00-20.00	Turbulento	57.6
SR4	5.00-10.00	-----	128.9		20.00-25.00	---	64.9
	10.00-15.00	-----	81.3		25.00-30.00	---	51.2
	15.00-20.00	Turbulento	5.8		30.00-35.00	---	46.5
	20.00-25.00	Laminar/Coimatação	1.6		SR10	10.00-15.00	Lavagem das fissuras
	25.00-30.00	Laminar	0.3	15.00-20.00		---	68.3
	30.00-35.00	Laminar	0.2	20.00-25.00		Turbulento	45.2
	35.00-39.90	Dilatação/Coimatação	0.1	25.00-30.00		---	53.4
5.00-10.00	Turbulento/Lavagem de fissuras	29.0	30.00-35.00	---		41.5	
SR5	10.00-15.00	Turbulento	14.4	35.00-40.00	Laminar	18.9	
	15.00-20.00	Turbulento	7.1	SR11	5.00-10.00	---	125.3
	20.00-25.00	-----	41.2		10.00-15.00	---	82.3
	25.00-30.00	Turbulento	18.4		15.00-20.00	---	71.8
	20.00-25.00	-----	38.7		20.00-25.00	---	63.5
35.00-40.04	-----	42.7	25.00-30.00		---	47.4	
SR6	5.00-10.00	-----	98.1	SR12	20.00-25.00	---	46.1
	10.00-15.00	-----	43.0		35.00-40.00	---	37.1
	15.00-20.00	Turbulento	3.7		10.00-15.00	Lavagem de fissuras	56.5
	20.00-25.00	Coimatação	0.5		15.00-20.00	Lavagem de fissuras	34.4
	25.00-30.00	Coimatação	0.2		20.00-25.00	---	66.6
	30.00-35.00	Laminar	0.1		25.00-30.00	---	46.7
SR6	35.00-40.50	Laminar	0.07	30.00-35.00	---	45.6	
				35.00-40.00	---	40.0	

Na Figura 3-25 apresenta-se o zonamento em termos de permeabilidade do maciço de fundação da barragem de Banca Furada. No global o maciço de fundação é bastante permeável, mostra-se apenas alguma impermeabilidade a cerca de 15m da cota de inferior do perfil de implantação da fundação da barragem. Este perfil indicia claramente a necessidade de ser necessária a execução de tratamentos de impermeabilização de todo o perfil da barragem.

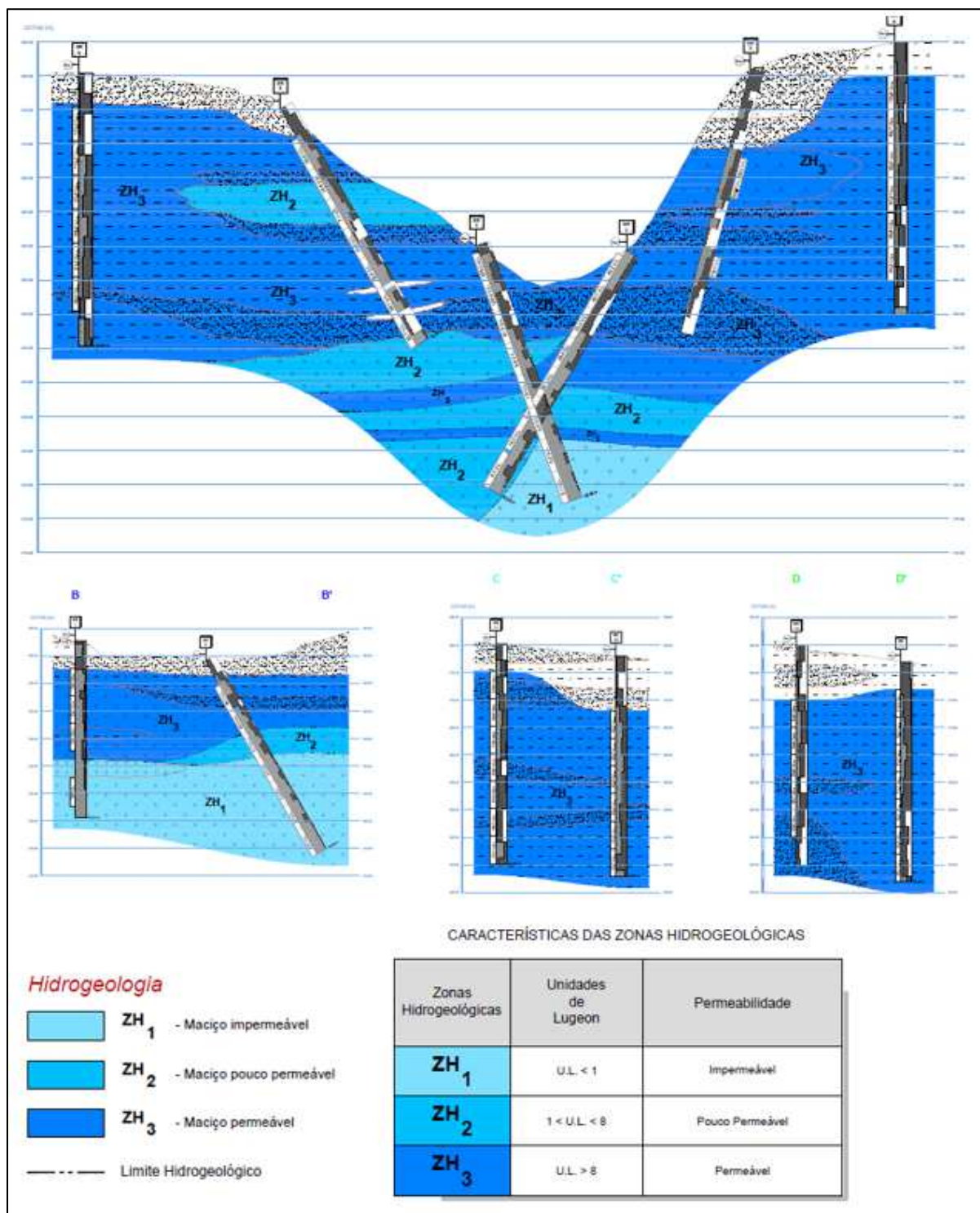


Figura 3-25 Zonamento hidrogeológico da zona de implantação da barragem (Norvia, 2012).

### 3.4.4.5 Ensaios Laboratoriais

Com o objetivo de caracterizar mecanicamente o maciço rochoso, foram selecionadas algumas amostras de rocha, recolhidas a partir dos carotes, para realização de ensaios laboratoriais nomeadamente, para determinação da porosidade, peso volúmico, resistência à compressão uniaxial, módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson e tensão de deslizamento para 4 níveis de tensão

com diagrama tensões/deslocamentos tangenciais de modo a obter o ângulo de atrito e coesão destes materiais.

Os ensaios foram realizados no Laboratório Central da MOTA-ENGIL, acreditado pelo IPQ segundo a NP EN ISO/IEC 17 025 (2010), e no CERENA - Laboratório de Geomecânica do Instituto Superior Técnico de Lisboa, de acordo com a metodologia apresentada em ISRM (2011).

Na Tabela 3-13 apresenta-se um resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais e na figura 3-24 um gráfico que correlaciona os dados adquiridos nos ensaios.

Tabela 3-13 - Resumo dos resultados dos ensaios Laboratoriais (MEECFG,2012).

Amostra	Proveniência	Porosidade (valor médio)	Peso volúmico	Tensão de rotura/Resistência à compressão uniaxial	Módulo de elasticidade - E	Coefficiente de Poisson - $\nu$	Ângulo de atrito - $\varphi$	Coesão - c
		(%)	(Kg.m <sup>3</sup> )	(MPa)	(GPa)	(--)	(°)	(kPa)
A2146/12	SR 1-2 (19,5)m	1,2	3172	143,13	--	--	--	--
A2147/12	SR 1-3 (19,5)m	1,1	3159,4	230,33	113,1	0,24	--	--
A2149/12	SR 2-2 (15,5)m	2,4	3089,2	267,79	--	--	--	--
A2150/12	SR 2-3 (19,5)m	1,1	3141,6	73,83	117,8	0,23	--	--
A2151/12	SR 2-4 (19,5)m	0,7	3172,1	124,98	--	--	--	--
A2152/12	SR 3-1 (16,7)m	7,6	2933,1	41,01	8,9	0,13	--	--
A2153/12	SR 3-2 (17,5)m	7	2950,7	56,52	--	--	--	--
A2154/12	SR 3-3 (19,0)m	7,2	2948	31,49	4,8	0,13	--	--
A2155/12	SR 3-3 (19,0)m	7,2	2947,2	62,57	--	--	--	--
A2156/12	SR 4-1 (15,8)m	0,9	3138,8	77,07	102,4	0,23	--	--
A2158/12	SR 4-3 (19,0)m	0,9	3128,6	154,51	116,3	0,18	--	--
A2159/12	SR 4-4 (19,0)m	1,1	3141,3	133,92	--	--	--	--
A2161/12	SR 5-2 (9,5)m	8,3	2895,7	56,28	--	--	--	--
A2162/12	SR 5-3 (9,8)m	7,6	2886,7	48,63	9,2	0,1	--	--
A2163/12	SR 5-4 (39,0)m	1,6	3109,8	128,51	--	--	--	--
A2164/12	SR 5-5 (39,0)m	2,1	3099,4	78,46	110	0,25	--	--
A2167/12	SR 6-3 (16,2)m	2,2	3231,8	151,76	74,1	0,2	--	--
A2168/12	SR1-D1 (18,5)m	--	--	--	--	--	33,86	80
A2169/12	SR1-D2 (23,5)m	--	--	--	--	--	50,92	233,6
A2170/12	SR2-D3 (16,0)m	--	--	--	--	--	47,35	156,4
A2171/12	SR2-D4 (25,4)m	--	--	--	--	--	52,05	101,6
A2172/12	SR3-D5 (6,5)m	--	--	--	--	--	50,25	299,3
A2173/12	SR3-D6 (28,7)m	--	--	--	--	--	45	65
A2174/12	SR4-D7 (7,0)m	--	--	--	--	--	42,82	69,8
A2175/12	SR4-D8 (19,0)m	--	--	--	--	--	47,97	177,7
A2176/12	SR5-D9 (7,8)m	--	--	--	--	--	45,44	85,8
A2177/12	SR5-D10 (14,8)m	--	--	--	--	--	39,79	113,1
A2178/12	SR5-D11 (5,5)m	--	--	--	--	--	43,14	231,6
A2179/12	SR6-D12 (17,5)m	--	--	--	--	--	47,9	96,7

Conforme era expectável, os valores máximos de porosidade são diretamente proporcionais ao peso volúmico e resistência à compressão uniaxial (Figura 3-26). De salientar que mesmo a uma profundidade mais elevada (39m na SR5.4 e 5.5) os resultados demonstram alguma heterogeneidade, sendo que para um peso volúmico elevado e porosidade baixa, a resistência à compressão uniaxial não é diretamente proporcional, apresentando valores mais baixos do que o esperado. Paralelamente

se verifica que a menores profundidades (9.5m na SR5.2 e 5.3), para maiores porosidades se obtém menores pesos volúmcicos e resistência à compressão uniaxial, conforme seria expectável.

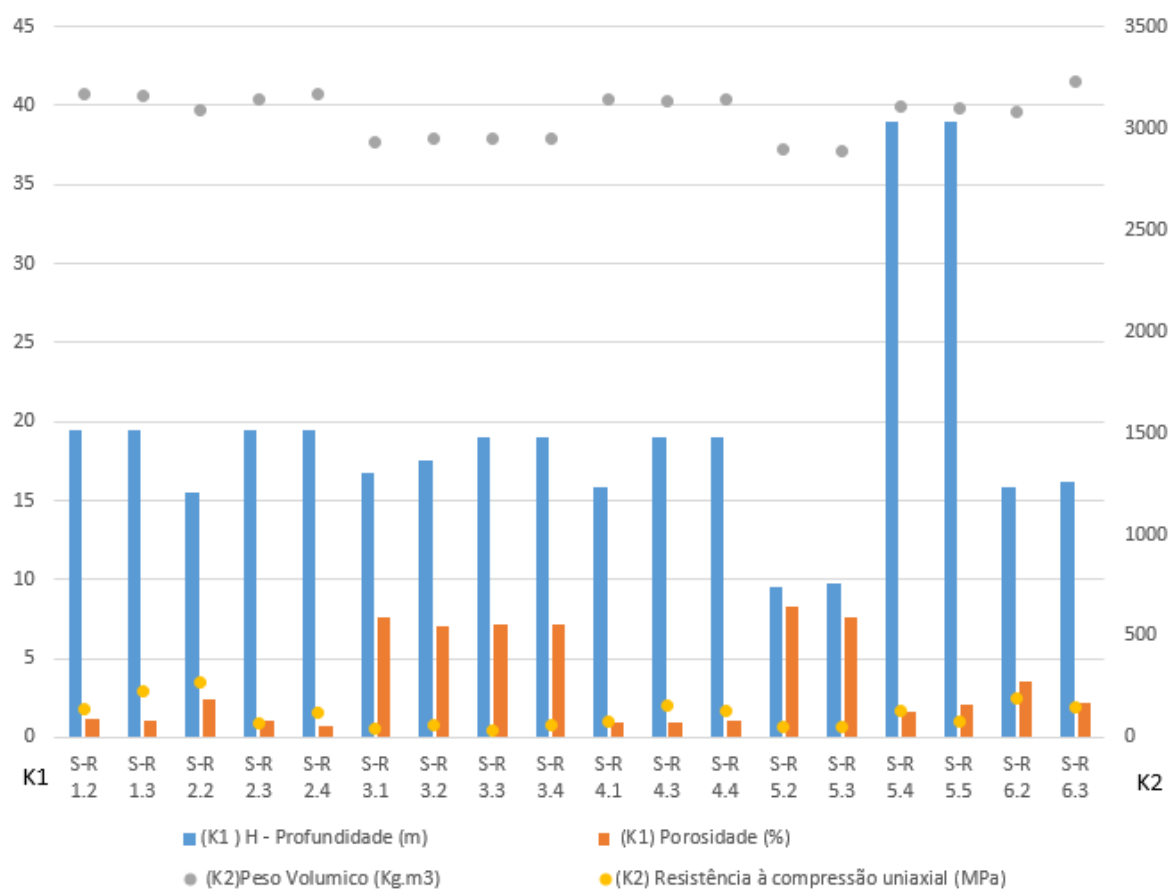


Figura 3-26 - Gráfico de comparação de resultados obtidos nos ensaios efetuados às carotes recolhidas.

### 3.4.4.6 Zonamento Interpretativo Geológico-Geotécnico interpretativo

A avaliação dos parâmetros geotécnicos do maciço rochoso de fundação, foi realizada com base na caracterização macroscópica da amostragem, nos resultados dos ensaios laboratoriais e in-situ, bem como nos valores deduzidos de GSI (associados a cada horizonte geotécnico), que permitiram aplicar o critério de Hoek & Brown modificado (1994).

A classificação RMR constitui um sistema de classificação de maciços rochosos que permite relacionar índices de qualidade com parâmetros geotécnicos do maciço, associados a obras de escavação e fundações. A determinação deste índice baseia-se nos parâmetros de resistência à compressão simples, índices de fracturação - RQD, espaçamento entre fraturas, características das discontinuidades e condições hidrogeológicas.

O critério de rotura de Hoek & Brown modificado (1994) aplicado a maciços rochosos fraturados e de má qualidade, com materiais brandos e alterados, pode traduzir-se pela expressão seguinte:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

Equação 3-7

onde  $m$ ,  $s$  e  $\alpha$ , que representam os parâmetros básicos do critério, dependem das propriedades e características do maciço rochoso.  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  representam as tensões, máxima e mínima, e  $\sigma_{ci}$  representa a resistência à compressão uniaxial.

Com o propósito de alargar a aplicação deste critério generalizado, sobretudo aos maciços rochosos de má qualidade, e empregar parâmetros mais geológicos para avaliação da sua resistência, Hoek (1995) propuseram um Índice Geológico de Resistência - GSI (Geological Strength Index), que avalia a qualidade do maciço em função do grau e das características da fracturação, estrutura geológica, tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades. Os valores de  $m$ ,  $s$  e  $\alpha$  são obtidos pelas seguintes expressões:

$$m = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28}}$$

Equação 3-8

- para maciços com **GSI < 25** ( *maciços de má a muito má qualidade* )

$$S = 0 \quad \alpha = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

- para maciços com **GSI > 25** ( *maciços de boa a média qualidade* )

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad \alpha = 0,5$$

Para  $GSI > 25$  (maciços de boa a media qualidade), este índice pode ser deduzido a partir do RMR, conforme se indica na expressão seguinte:

$$GSI = RMR(89) - 5$$

Neste caso, deve considerar-se o valor 15 (quinze) para as condições de água no maciço e o valor 0 (zero) para o parâmetro relacionado com a orientação das descontinuidades:

A partir dos parâmetros básicos,  $m$ ,  $s$  e  $\alpha$ , é possível estabelecer a relação com o critério de rotura de Mohr - Coulomb e deduzir os valores correspondentes à coesão e ao ângulo de resistência ao corte (equivalente) da matriz rochosa. Esta análise foi realizada por cálculo automático, com recurso ao RocLab 1.0 da RocScience®. O parâmetro  $m_i$  utilizado neste cálculo é o parâmetro de rocha intacta, que no presente caso obtém o valor de 25 para o maciço basáltico e 19 para o maciço brechóide.

A avaliação dos pesos volúnicos, resistência à compressão simples e módulos de deformabilidade da matriz rochosa, bem como a resistência ao corte das superfícies de descontinuidade foi obtida diretamente de ensaios laboratoriais.

A partir das sondagens realizadas, em duas fases de prospeção, foi possível efetuar três perfis, um longo da superfície de referência da barragem e dois transversais, nas extremidades do seu eixo. Destes perfis resultou um zonamento geotécnico constituído por 8 horizontes distintos, aos quais se encontram associados intervalos característicos dos parâmetros geotécnicos, conforme evidenciado na Figura 3-27.

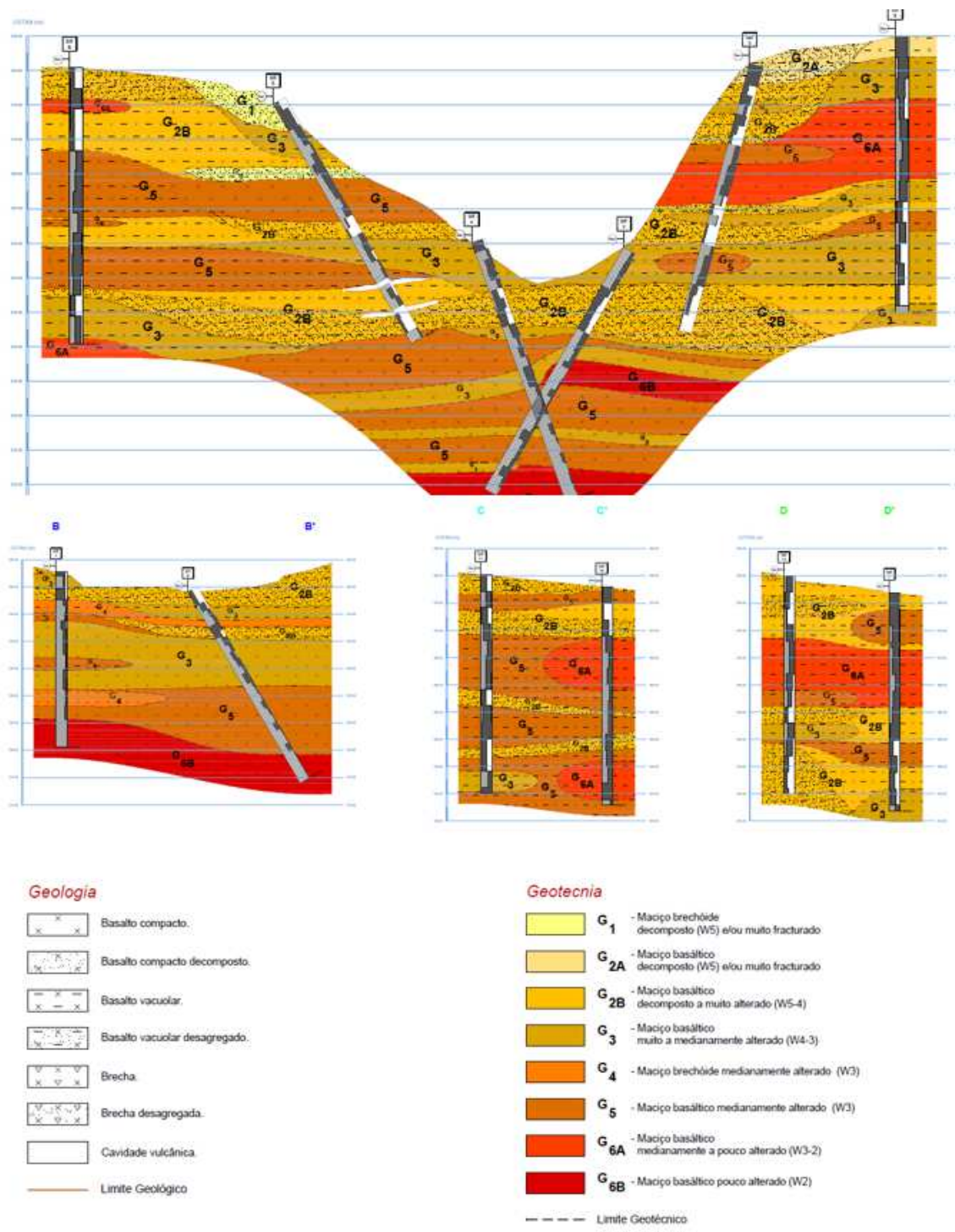


Figura 3-27 Perfil Geológico-Geotécnico da zona de implantação da barragem (a partir de Norvia, 2012).

#### Horizonte Geotécnico G<sub>1</sub>

O Horizonte G1 corresponde ao maciço brechóide decomposto (W5) e/ou muito fraturado, para o qual se estima que o valor de peso volúmico de 19 a 21 kN/m<sup>3</sup>, um ângulo de resistência ao corte de 36 a 40° e o módulo de deformabilidade entre 300 e 400 MPa.

#### Horizonte Geotécnico G2<sub>A</sub>

O Horizonte G2A corresponde ao maciço basáltico decomposto (W5) e/ou muito fraturados, para o qual se estima um peso volúmico de 19 a 21 kN/m<sup>3</sup>, coesão menor a 20kPa, um ângulo de resistência ao corte de 36 a 40° e módulo de deformabilidade entre 300 e 400MPa.

#### Horizonte Geotécnico G2<sub>B</sub>

O Horizonte G2B corresponde ao maciço basáltico decomposto (W5) e/ou muito fraturados, para o qual se estima um peso volúmico de 20 a 21 kN/m<sup>3</sup>, coesão menor a 20kPa, um ângulo de resistência ao corte de 38 a 42° e módulo de deformabilidade entre 400 e 500MPa.

#### Horizonte Geotécnico G<sub>3</sub>

O Horizonte G3 corresponde ao maciço basáltico muito a medianamente alterado (W4- 3), que exhibe valores de GSI entre 30 e 40. Apresenta valores de RQD variáveis, mas com maior predominância do intervalo de 30 a 75%, aos quais correspondem graus de fracturação, geralmente, F4 a F5 (maciço fraturado a muito fraturado). Nestas condições, estima-se para estes materiais um peso volúmico de 21 a 22 kN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva entre 50 e 150 kPa, um ângulo de resistência ao corte de 45 a 50° e módulo de deformabilidade entre 500 e 1500MPa. Para o caso das discontinuidades presentes neste tipo de maciços estimam-se, enquanto parâmetros das mesmas, um ângulo de atrito de pico ( $\Phi_p$ ) de 40 a 50° e para o ângulo de atrito residual entre 40 a 45°.

#### Horizonte Geotécnico G<sub>4</sub>

O Horizonte G4 corresponde ao maciço brechóide medianamente alterado (W3), por vezes com intercalações menos alteradas, que exhibe valores de GSI entre 40 e 50. Apresenta valores de RQD variável de 70 a 90%, aos quais correspondem graus de fracturação F4 a F3 (maciço fraturado a medianamente fraturado). Nestas condições, estima-se para estes materiais um peso volúmico de 22 a 23 kN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva entre 100 e 200 kPa, um ângulo de resistência ao corte de 50 a 55° e módulo de deformabilidade entre 1000 e 1500MPa.

#### Horizonte Geotécnico G<sub>5</sub>

O Horizonte G5 corresponde ao maciço basáltico medianamente alterado (W3), que exhibe valores de GSI entre 35 e 45. Apresenta valores de RQD variável de 55 a 85%, aos quais correspondem graus de fracturação F4 a F3 (maciço fraturado a medianamente fraturado). Nestas condições,

estima-se para estes materiais um peso volúmico de 22 a 23 kN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva entre 150 e 250 kPa, um ângulo de resistência ao corte de 50 a 55° e módulo de d Para o caso das discontinuidades presentes neste tipo de maciços estimam-se, enquanto parâmetros das mesmas, um ângulo de atrito de pico ( $\Phi_p$ ) de 40 a 50° e para o ângulo de atrito residual entre 40 a 45°.

#### Horizonte Geotécnico G<sub>6A</sub>

O Horizonte G<sub>6A</sub> corresponde ao maciço basáltico essencialmente medianamente a pouco alterado (W3-2), que exhibe valores de GSI entre 45 e 55. Apresenta valores de RQD variável de 60 a 90 aos quais correspondem graus de fracturação F4 a F2 (maciço fraturado a pouco fraturado). Nestas condições, estima-se para estes materiais um peso volúmico de 22 a 25 kN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva entre 200 e 500 kPa, um ângulo de resistência ao corte de 55 a 60° e módulo de deformabilidade entre 2500 e 10000MPa. Para o caso das discontinuidades presentes neste tipo de maciços estimam-se, enquanto parâmetros das mesmas, um ângulo de atrito de pico ( $\Phi_p$ ) de 45 a 50° e para o ângulo de atrito residual entre 40 a 45°.

#### Horizonte Geotécnico G<sub>6B</sub>

O Horizonte G<sub>6</sub> corresponde ao maciço basáltico essencialmente pouco alterado (W2), que exhibe valores de GSI entre 50 e 60. Apresenta valores de RQD superiores a 90%, aos quais correspondem graus de fracturação F4 a F2 (maciço fraturado a pouco fraturado). Nestas condições, estima-se para estes materiais um peso volúmico de 23 a 25 kN/m<sup>3</sup>, coesão efetiva entre 400 e 1000 kPa, um ângulo de resistência ao corte de 55 a 60° e módulo de deformabilidade entre 7500 e 15000MPa. Para o caso das discontinuidades presentes neste tipo de maciços estimam-se, enquanto parâmetros das mesmas, um ângulo de atrito de pico ( $\Phi_p$ ) de 50 a 55° e para o ângulo de atrito residual entre 40 a 45°.

Na Tabela 3-14 apresentam-se os parâmetros geotécnicos associados a cada um dos horizontes geotécnicos, nomeadamente os parâmetros relacionados com as propriedades do maciço e que dependem do GSI, que permitem chegar aos parâmetros físico-mecânicos, nomeadamente o peso volúmico ( $\gamma$ ), a coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de resistência ao corte ( $\varphi'$ ) associados à matriz rochosa, os ângulos de resistência ao corte (pico e residual) de superfícies de diaclases e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso ( $E_m$ ).

Tabela 3-14 Características das zonas geotécnicas.

Zonas Geotécnicas	Formações	GSI	m	S (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c^{(1)}$ (kPa)	$\varphi^{(1)}$ (°)	$\varphi_0^{(2)}$ (°)	$\varphi_r^{(2)}$ (°)	$E_m^{(4)}$ (MPa)
G <sub>1</sub>	Maciço brechóide decomposto (W5) e/ou muito fracturado	--	--	--	--	19 a 21	--	36 a 40	--	--	300 a 400
G <sub>2A</sub>	Maciço basáltico decomposto (W5) e/ou muito fracturado	--	--	--	--	19 a 21	<20	36 a 40	--	--	300 a 400
G <sub>2B</sub>	Maciço basáltico decomposto a muito a alterado (W5-4)	--	--	--	--	20 a 21	<20	38 a 42	--	--	400 a 500
G <sub>3</sub>	Maciço basáltico muito a medianamente alterado (W4-3)	30 a 40	2,052 a 2,933	0,0004 a 0,0013	0,522 a 0,511	21 a 22	50 a 150	45 a 50	40 a 50	40 a 45	500 a 1500
G <sub>4</sub>	Maciço brechóide medianamente alterado (W3)	40 a 50	2,229 a 3,186	0,0013 a 0,0039	0,511 a 0,506	22 a 23	100 a 200	50 a 55	--	--	1000 a 1500
G <sub>5</sub>	Maciço basáltico medianamente alterado (W3)	35 a 45	3,450 a 3,506	7 a 2,2	0,516 a 0,508	22 a 23	100 a 250	50 a 55	40 a 50	40 a 45	1000 a 4000
G <sub>6A</sub>	Maciço basáltico medianamente a pouco alterado (W3-2)	45 a 55	3,506 a 5,011	2,2 a 6,7	0,508 a 0,504	22 a 25	200 a 500	55 a 60	45 a 50	40 a 45	2500 a 10000
G <sub>6B</sub>	Maciço basáltico pouco alterado (W2)	50 a 60	4,192 a 5,991	0,0039 a 0,0117	0,506 a 0,503	23 a 25	400 a 1000	55 a 60	50 a 55	40 a 45	7500 a 15000

(1) Parâmetros calculados a partir do critério de Hoek e Brown modificado (1994); (2) Ângulo de atrito (pico) de diaclases; (3) Ângulo de atrito (residual) de diaclases; (4) Módulo de deformabilidade do maciço rochoso

### 3.4.4.7 Considerações Técnicas

A campanha de prospeção realizada evidencia uma complexidade geológica assinalável, como aliás é habitual em ambientes vulcânicos, tanto sob o ponto de vista geotécnico como hidrogeológico.

Com efeito, verifica-se que esta permite inferir que o maciço envolvente à futura Barragem de Banca Furada apresenta variadas unidades geotécnicas com diferentes características mecânicas e hidrogeológicas. A presença de unidades geológicas afetadas por fracturação intensa, intercaladas com outras de fracturação mais espaçada tem reflexos tanto nas características de resistência ao corte e deformabilidade como na permeabilidade associada a cada horizonte. De uma forma global, sob o ponto de vista mecânico, o modelo geotécnico enquadra formações rochosas essencialmente basálticas (pontualmente brechóides) com graus de alteração que variam entre o pouco alterado (W2) e o decomposto (W5) e níveis de fracturação média a elevada (F3 a F5), com maior incidência de valores elevados (F4 a F5), a que correspondem valores de RQD maioritariamente enquadrados entre 20 e 60%. Os parâmetros mecânicos associados a cada horizonte são aqueles apresentados anteriormente na Tabela 3-14.

Os elevados índices de fracturação referidos no parágrafo anterior tem consequências óbvias no comportamento hidrogeológico das formações interessadas. Neste contexto, a informação integrada dos resultados dos perfis geoelectricos, das sondagens mecânicas e dos ensaios Lugeon, a que se associa ainda a informação hidrogeológica disponível, permite ainda estabelecer o seguinte conjunto de considerações técnicas com importância no contexto da garantia da estanquidade do maciço:

- Dos 74 ensaios Lugeon realizados apenas cerca de 13% correspondem a unidades de baixa permeabilidade (< 3 U.L, localizadas a profundidades superiores a 25m) e 5% a intermédias

- (3 a 10 U.L., localizadas a profundidades superiores a 20m), enquadradas por ZH1 e ZH2 respetivamente.
- b) No restante (cerca de 82%) os valores são de permeabilidades elevadas (ZH3), com cerca de metade a enquadrarem-se entre 10 e 50 U.L e a restante metade entre 50 e 150 U.L, a maioria deles obtidos no primeiro patamar de pressão do ensaio.
- c) A margem direita apresenta-se homogeneamente muito permeável (todos os ensaios realizados nesta margem correspondem ao intervalo enquadrado por ZH3), enquanto na margem esquerda aparecem alguns núcleos de permeabilidade mais baixa (ZH1 e ZH2) intercalados no horizonte de maior permeabilidade. Deve notar-se que os dois horizontes de permeabilidade mais baixa apresentam uma continuidade limitada, não abrangendo todo o leito.
- d) A informação obtida nos perfis de geoelectricos confirma os resultados referidos nos pontos anteriores, através de valores de resistividades baixas, maioritariamente inferiores a 2000  $\Omega.m$ . (Figura 3-28)

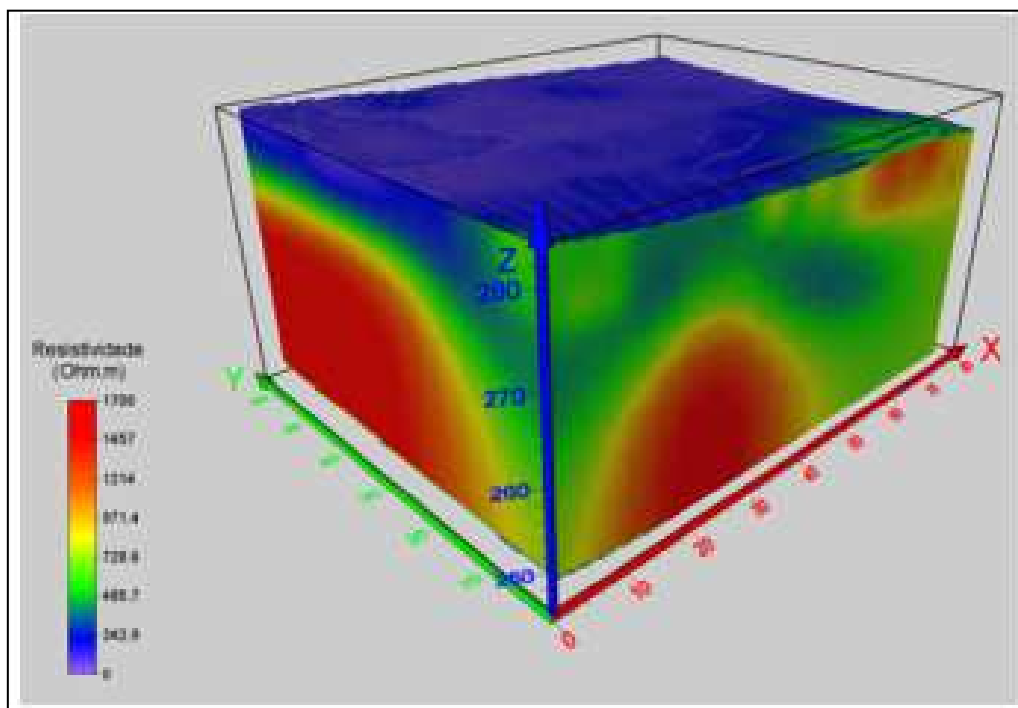


Figura 3-28 Bloco de resistividade A margem esquerda (MEECFG, 2012).

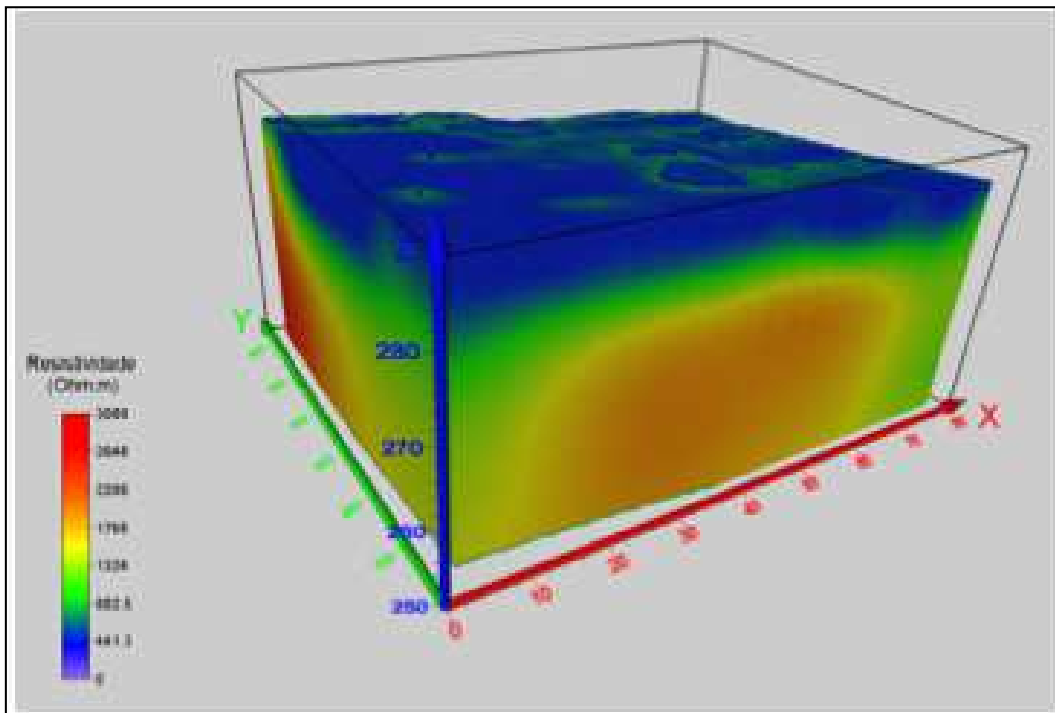


Figura 3-29 Bloco de Resistividade B - Margem Direita (MEECFG, 2012).

- e) A informação integrada dos ensaios referidos nos pontos anteriores (Lugeon e Geofísica) revela que o contorno lateral e em profundidade da barragem (pelo menos até 20m) é globalmente muito permeável.
- f) Por outro lado, os mesmos resultados sugerem ainda uma percolação preferencial para a margem esquerda, conforme localizado na Figura 3-30 o que, em caso de uma estanquidade ineficiente deverá levar a água a perder-se para o oceano.

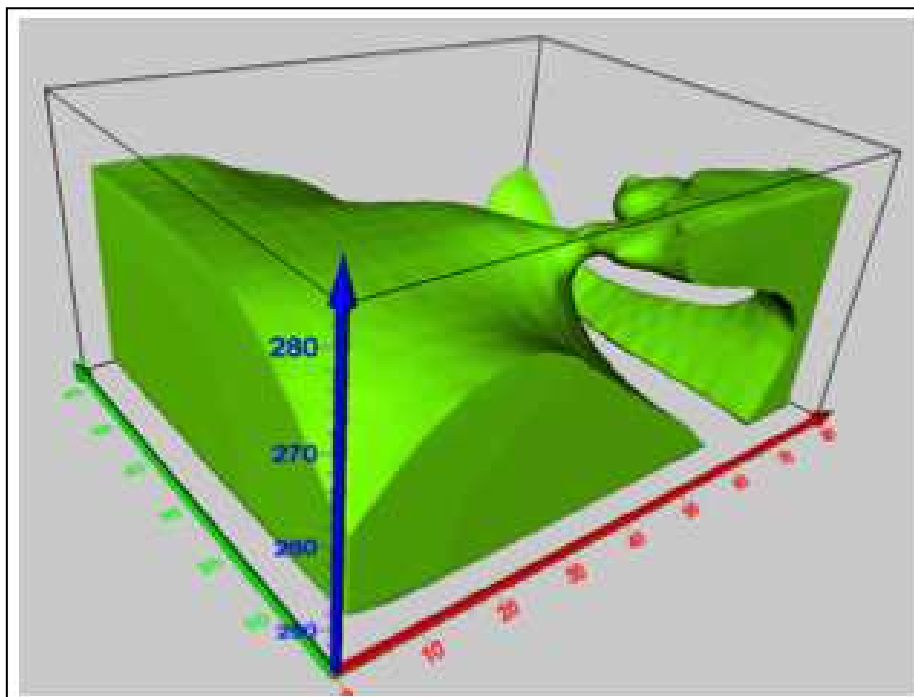


Figura 3-30 Bloco de Resistividade A (resistividade > 500  $\Omega$ m) (MEECFG, 2012).

Finalmente, a informação disponível acerca da hidrogeologia do local (nomeadamente os estudos recentes levados a cabo pela USGS em cooperação com a “Millennium Challenge Corporation”) enquadra o maior aquífero da ilha na margem direita da barragem, pelo que a percolação da água para este lado deverá promover a recarga deste aquífero. (MEECFG, 2012).

## 3.5 Projeto de execução

### 3.5.1 Considerações Gerais do projeto

A barragem de Banca Furada foi projetada para os seguintes volumes característicos:

- Volume total: 300 777 m<sup>3</sup>.
- Volume útil: 256 649 m<sup>3</sup>.
- Volume morto: 44 128 m<sup>3</sup>.
- O coroamento da barragem ficará à cota 284,5, ou seja 1 m acima do NMC.
- Esta cota de coroamento corresponde a uma altura máxima da barragem de 37m acima do terreno natural.

No Anexo I poderá ser visualizada a configuração em planta da Barragem assim como o armazenamento da albufeira.

A tabela 3-15, relativa à curva de volumes armazenados na albufeira após escavação da mesma, indicia que o mesmo se deveria situar cerca da cota 262,00, se a sedimentação progressiva do volume morto se desse por camadas horizontais. Porém, na realidade, os sedimentos em albufeiras longilíneas, como a de Banca Furada, não se depositam em camadas horizontais, verificando-se uma maior acumulação de sedimentos na extremidade de montante, em forma de delta, como é ilustrado pela Figura 3-31. Mais exatamente, constata-se que a maior acumulação de sedimentos ocorre na zona de marnel entre o NPA e o NME, que está sujeita a ciclos de emersão e de imersão.

Tabela 3-15 Curva de volumes após escavação da albufeira da Barragem.

Cota do plano de água	Altura de água (m)	Área inundada [m <sup>2</sup> ]	Volume natural armazenado [m <sup>3</sup> ]
249.5	0.0	0	0
250.0	0.5	21	4
251.0	1.5	193	96
252.0	2.5	235	310
253.0	3.5	520	678
254.0	4.5	823	1 344
255.0	5.5	1 094	2 299
256.0	6.5	1 496	3 589
257.0	7.5	6 717	7 383
258.0	8.5	7 075	14 279
259.0	9.5	7 428	21 530
260.0	10.5	7 775	29 131
261.0	11.5	8 114	37 075
262.0	12.5	8 446	45 354
263.0	13.5	8 769	53 962
264.0	14.5	9 596	63 141
265.0	15.5	9 920	72 899
266.0	16.5	10 233	82 975
267.0	17.5	10 986	93 582
268.0	18.5	11 541	104 844
269.0	19.5	12 177	116 702
270.0	20.5	12 951	129 264
271.0	21.5	14 238	142 853
272.0	22.5	14 956	157 449
273.0	23.5	15 640	172 745
274.0	24.5	16 290	188 709
275.0	25.5	16 932	205 319
276.0	26.5	17 627	222 597
277.0	27.5	18 430	240 625
278.0	28.5	19 558	259 616
279.0	29.5	20 555	279 671
<b>NPA = 280.0</b>	<b>30.5</b>	<b>21 661</b>	<b>300 777</b>
281.0	31.5	22 760	322 985
282.0	32.5	23 891	346 308
283.0	33.5	25 243	370 872
284.0	34.5	26 667	396 824

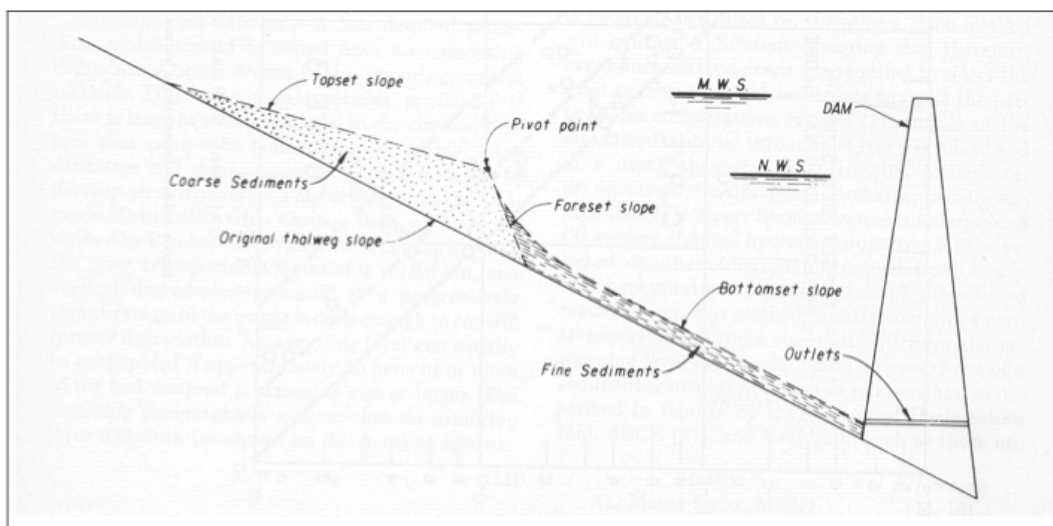


Figura 3-31 Perfil típico de deposição de sedimentos em delta na extremidade de montante de uma albufeira (in Norvia, 2012).

Assim, para compensar, o nível mínimo de exploração deve ser mais baixo do que a sedimentação horizontal indicaria.

No presente caso, optou-se por fixar o NME à cota 257,00.

Assim, são os seguintes os volumes e os níveis característicos fixados no presente estudo preliminar:

- Cota do coroamento da barragem: 284,50.
- Cota do NPA: 280,00.
- Cota do NME: 257,00.
- Volume total da albufeira, à cota do NPA: 300.777 m<sup>3</sup>.
- Volume útil da albufeira: 256.649 m<sup>3</sup>.

Volume morto da albufeira: 44.128 m<sup>3</sup>. Área inundada pela albufeira, à cota do NPA: 21.661 m<sup>2</sup>.

### 3.5.2 Conceção da Barragem

#### 3.5.2.1 Escavações e contenções

Com base na caracterização Geológico-Geotécnica efetuada, estabelecem-se para a escavação a realizar do horizonte de fundação, os critérios de escavabilidade dos materiais a aplicar, consoante as características resistentes locais.

A metodologia de escavação da fundação da barragem, deverá responder com a segurança exigida a este tipo de obras, aos zonamentos caracterizados pelas seguintes descrições resumidas:

ZG1 - corresponde a um maciço rochoso classificado como Moderadamente Duro a Duro. Assim, o desmonte do maciço será do tipo a fogo (com recurso a explosivos), recomendando-se que seja implementada a técnica de pré-corte. Pretende-se com o pré-corte, que seja assegurada a melhor qualidade do maciço escavado, minimizar a fracturação do maciço, a abertura de fraturas existentes e o aumento global de segurança da zona envolvente;

ZG2 e ZG3 - correspondem a um maciço rochoso classificado como Brando a Moderadamente Duro, que se define como 5% Duro, 25% Moderadamente Duro e 70% Brando. A escavação poderá ser

realizada com recurso a meios mecânicos (escavação ou escarificação), com recurso a desmonte com explosivos, essencialmente para desagregação, em algumas zonas pontuais. Na zona de maciço rochoso classificado como duro o desmonte do maciço será do tipo a fogo (com recurso a explosivos), recomendando-se que seja implementada a técnica de pré-corte. Pretende-se com o pré-corte, que seja assegurada a melhor qualidade do maciço escavado, minimizar a fracturação do maciço, a abertura de fraturas existentes e o aumento global de segurança da zona envolvente;

De uma forma geral, o zonamento de escavação é o seguinte:

Margem Direita ..... ZG3 e ZG2 - Ripável a parcialmente ripável;

Margem Esquerda e Leito ..... ZG3, ZG2 e ZG1 - Ripável, parcialmente ripável e não ripável

Em relação às escavações na zona a montante da superfície de referência da barragem, onde se situará a futura albufeira, recomenda-se que as escavações dos taludes deverão seguir o seguinte critério:

- Na margem Esquerda - Os talude de escavação deverão ter uma inclinação de 1:1 a 2:1 (v:h);
- Na margem Direita - Os talude de escavação deverão ter uma inclinação de 2:1 a 3:1 (v:h).

Estas inclinações refletem a diferença de inclinação das encostas das duas margens da barragem e o facto de existirem escoadas vulcânicas, desde basaltos brechóides a brechas e materiais piroclásticos, com atitudes distintas e variáveis. A adoção de inclinações mais “agressivas”, poderiam colocar em risco a estabilidade das encostas, quando acontecer a molhagem das mesmas, após o enchimento da albufeira. Dado que os taludes têm uma altura média de 14 m, poderá equacionar-se a adoção de uma banquetta com cerca de 2,0m cerca dos 7,0 m de altura.

### **3.5.2.2 Corpo da Barragem**

A barragem de Banca Furada, construída em alvenaria de pedra argamassada, foi implantada ao longo de um alinhamento com a seguinte constituição, da margem direita para a margem esquerda:

- Troço que se desenvolveu ao longo de um alinhamento reto e que terá 96,0 m de extensão. Este troço correspondeu à totalidade da margem direita, aos blocos centrais e a grande parte da margem esquerda.
- Troço intermédio em arco circular, com 15 m de raio, situado na margem esquerda da barragem. Tem 19 m de desenvolvimento, medido sobre a superfície de referência da obra.
- Troço final, localizado na margem esquerda, que tem o propósito de compensar a insuficiência que a topografia tem nessa margem, formado por um alinhamento reto com 45,5 m de extensão.

Assim, a barragem tem um desenvolvimento total de 160,50 m, medido sobre a superfície de referência da obra (Figura 3-32).

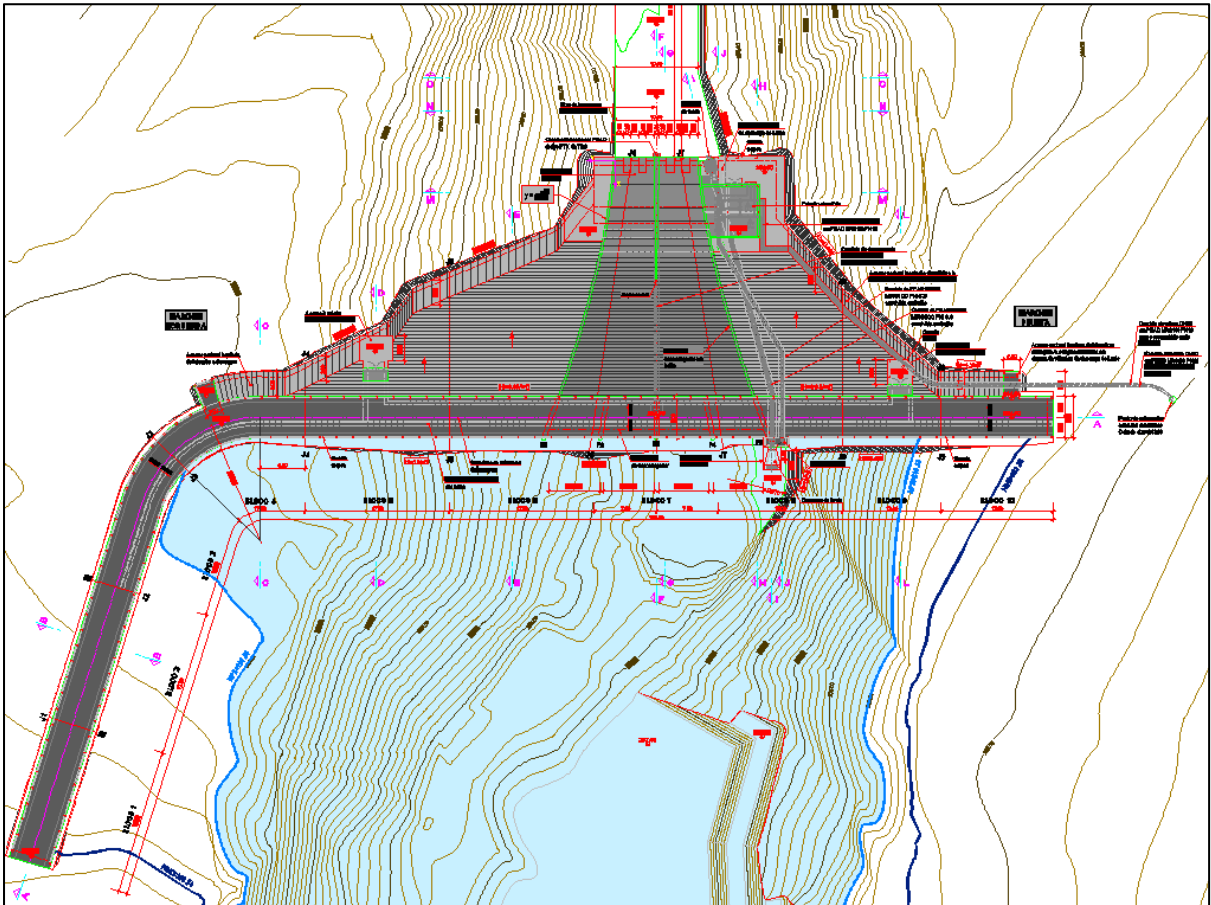


Figura 3-32 Planta da Barragem e limites hidráulicos (in Norvia, 2012).

A barragem é do tipo gravidade, com paramento de montante vertical e paramento de jusante com declive de 1,0V:0,8H (Figura 3-33).

Na Figura 3-33 estão esquematizados o corpo gravítico da barragem em alvenaria de pedra argamassada, a galeria de inspeção e drenagem onde se efectuam os trabalhos de impermeabilização, a tubagem de escoamento das águas infiltradas no corpo da barragem e o descarregador de cheias em forma de “salto de Ski”.

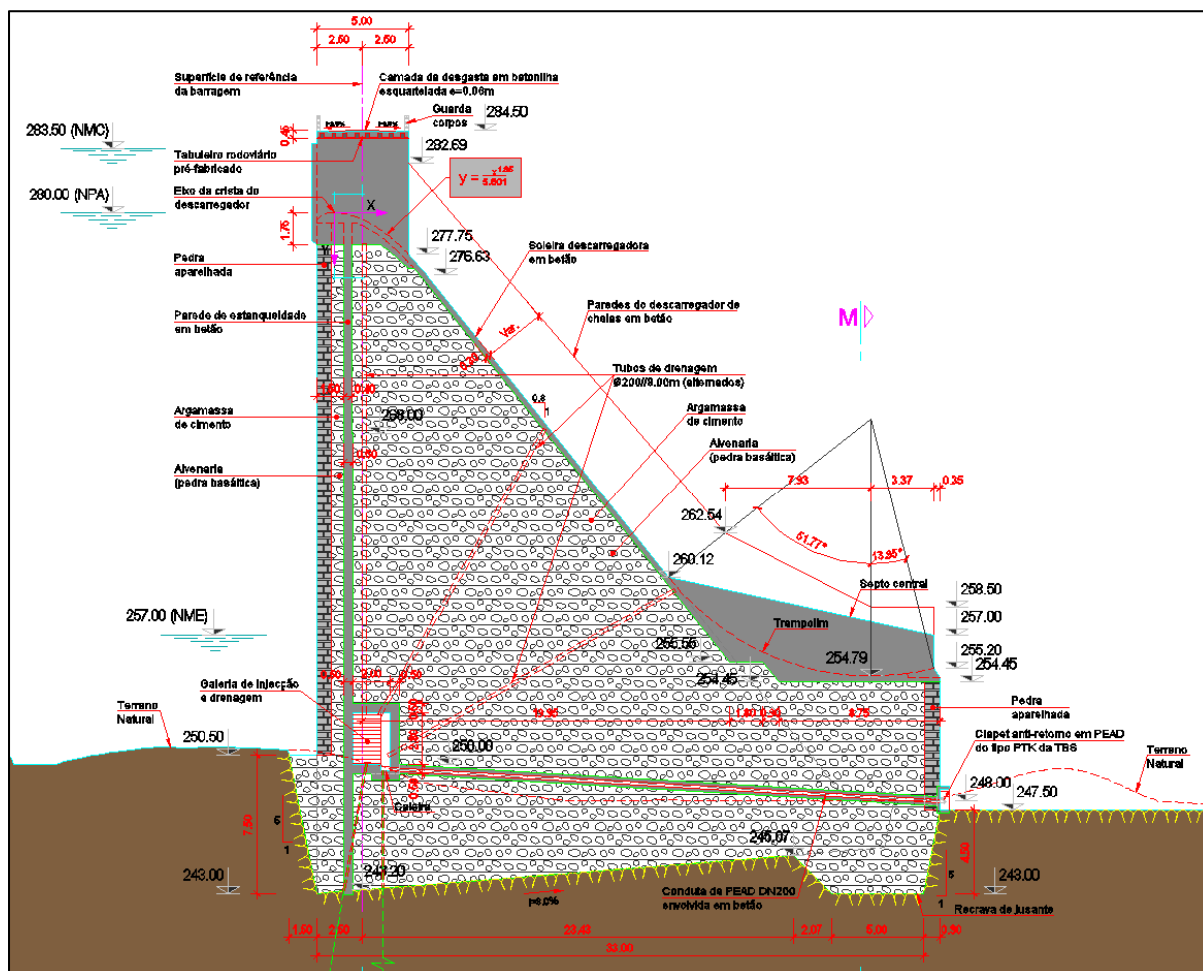


Figura 3-33 - Perfil transversal da barragem com indicação de elementos principais (in Norvia, 2012).

O coroamento situar-se à cota 284,50, correspondendo os níveis de pleno armazenamento (NPA) e de Máxima Cheia (NMC) respetivamente às cotas 280,00 e 283,50.

A obra tem 41,50m de altura máxima acima da fundação, dos quais cerca de 3,5m corresponderão à profundidade de encastramento da fundação. Neste troço de maior altura, a fundação da barragem é constituída por uma recrava, a jusante, tal como indicado na Figura 3-33.

A fundação da barragem tem uma inclinação ascendente de 8%, de montante para jusante, tal como indicado na Figura 3-33. Sem a execução desta pendente na fundação seriam reduzidos os coeficientes de segurança, colocando em risco a segurança da obra. Os coeficientes de segurança que adotados nos cálculos, seguindo os regulamentos nacionais e internacionais, pressupuseram que a fundação da barragem tenha uma inclinação ascendente de 8%, de montante para jusante.

Tratando-se de uma obra em alvenaria de pedra argamassada, a estanqueidade do corpo da barragem garantiu-se por meio de uma parede vertical, em betão, com 0,50 m de espessura até à cota 268,00, transitando para 0,40 m de espessura acima desta última cota. Na eventualidade da água passar através da parede de betão, existe um sistema de drenagem localizado no corpo da barragem constituído por tubos Ø200 em PVC crepinados (perfurados), o qual encaminha as águas afluentes para o interior das galerias de injeção e drenagem (Figura 3-34).



parede de estanqueidade da barragem. No topo, serão circunscritas por uma laje em betão, com 0,50 m de espessura e, a jusante, por uma parede com igual espessura, também em betão. Dado que os troços de galeria situados nas encostas apresentam uma inclinação considerável prevê-se a instalação de um corrimão e a execução de degraus com as seguintes dimensões: margem esquerda - espelho - 0,22 m; patim - 0,25 m; margem direita - espelho - 0,25 m; patim - 0,25 m. Cada troço de galeria está provido de, apenas, uma entrada, ambas situadas no paramento de jusante da barragem. A galeria mais extensa tem uma entrada localizada na margem esquerda da obra, cuja plataforma de acesso se encontra à cota 272,50. O ingresso a esta plataforma será efetuado a partir da extremidade esquerda do coroamento da barragem. A galeria situada na encosta direita do vale tem uma entrada nesta margem, cuja plataforma de acesso se encontra à cota 274,75. O acesso a esta plataforma é efetuado a partir da extremidade direita do coroamento da barragem. Este acesso dá, igualmente, serventia à plataforma de entrada na estação elevatória e na câmara de válvulas da descarga de fundo, implantada à cota 256,00.

Na sua extremidade de jusante, esta conduta está equipada com um clapet anti-retorno, também em PEAD, destinado a evitar a inundação da galeria de injeção e drenagem durante episódios de cheia, em que o nível no leito do rio a jusante suba significativamente.

### **3.5.2.3 Tratamento de fundação**

#### **a) Introdução**

De acordo com as condições geológico-geotécnicas reconhecidas na fundação da barragem, nas características geomecânicas do maciço no local de implantação da obra e, às tensões a suportar, preconizou-se de modo a melhorar as condições de fundação, preconiza-se um tratamento geral do maciço através da execução de injeções de consolidação.

#### **b) Injeções de Consolidação**

De acordo com os resultados obtidos nos trabalhos de prospeção geotécnica realizada, que permitiram realizar a interpretação e definição do zonamento geotécnico do maciço rochoso, considera-se necessário realizar um tratamento de contenção e consolidação do mesmo. O critério geotécnico de definição do horizonte de fundação prendeu-se com a barragem de interceção da ZG2 ou ZG1, o que nem sempre foi possível, dado que a fundação da barragem intercepta em todos os blocos a ZG3. Deste modo, e de forma a melhorar as condições de fundação da barragem, preconizou-se um tratamento de consolidação do maciço de fundação, através de a execução de injeções de consolidação sistemáticas e ocasionais, conforme a maciça tenha características pertencentes à ZG3 ou a ZG2, respetivamente.

De acordo com a classificação geotécnica do maciço rochoso, foi definido o seguinte zonamento geotécnico em função do valor de RMR:

$$ZG3 \text{ RMR} \leq 40 \quad ZG2 \text{ } 41 \leq \text{RMR} \leq 50 \quad ZG1 \text{ RMR} \geq 51$$

Tendo como base as recomendações apresentadas por Romana (2003), para o tratamento da fundação de barragens, define-se que o tratamento da fundação com injeções de consolidação deve ser executado de acordo com os seguintes princípios:

ZG3 - injeções de consolidação sistemáticas - 4 alinhamentos segundo o perfil de referência da barragem com afastamento de 4,0 metros. Cada alinhamento terá 10 furos de injeção verticais com profundidades médias de 5,0 metros abaixo do horizonte de fundação e afastados entre si de 4,0 metros.

ZG2 - injeções de consolidação ocasionais - deve ser realizado tratamento de consolidação da fundação sempre que se verificarem as seguintes condições:  $\geq (F3, F4)$  (com  $F4 > 25\%$ ) e  $\geq (W2, W3)$  (com  $W3 > 25\%$ ).

ZG1 - não necessita de tratamento. A profundidade de tratamento de consolidação será de cerca de 5 metros.

As injeções de consolidação serão realizadas diretamente sobre o terreno natural, após a conclusão das operações de escavação e atingido o horizonte de fundação da barragem.

Durante os trabalhos de desmonte do maciço, para a fundação da barragem, no eventual caso de ser necessário o recurso a explosivos (ZG1) deverão ser tidos cuidados adicionais de forma a minimizar a interferência no maciço rochoso, nomeadamente através da aplicação da técnica de pré-corte do maciço. O recurso à técnica de pré-corte irá permitir assegurar a melhor qualidade do maciço escavado, minimizar a sua fracturação e abertura de fraturas existentes.

### c) Injeções de Colagem Pedra argamassada/rocha

Considerou-se que a ligação pedra argamassada-rocha será efetuada através da injeção de caldas de cimento, em furos dispostos em leque, executados a partir de uma camada de pedra argamassada com 4m de altura.

Os furos, com 76mm de diâmetro, terão um comprimento de 3 metros abaixo da interface pedra argamassada/rocha (Figura 3-35).

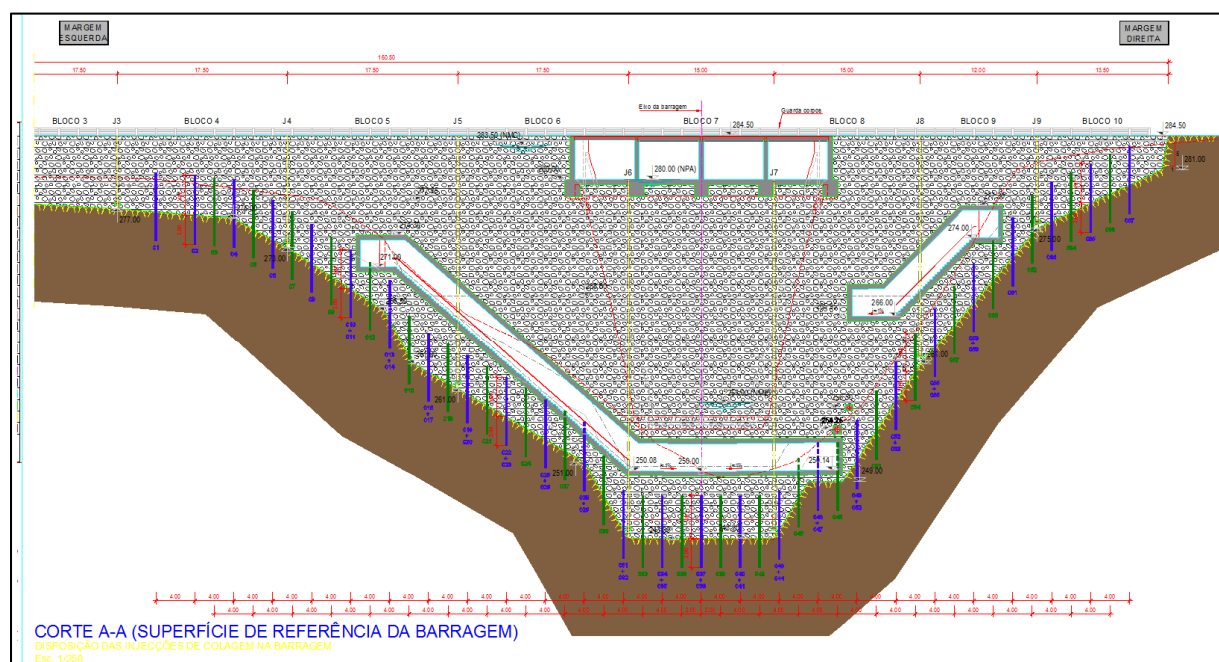


Figura 3-35 Perfil longitudinal da barragem com indicação do sistema de injeções de colagem (in Norvia, 2012).

A injeção de cada furo será feita de uma só vez com o obturador colocado na pedra argamassada a cerca de 1 m acima da interface pedra argamassada/rocha. Tratando-se de injeções muito próximas da superfície o método de GIN não será aplicado, optando-se pelo método tradicional com pressões limitadas e controlo rigoroso das ressurgências para evitar sobre consumos desnecessários.

As Injeções terão pressões máximas de 2 bar. Tendo em consideração as várias limitações à execução destas injeções com aplicação de pressões reduzidas, que conduzem a baixas penetrações no maciço, definiu-se uma malha de furos bastante apertada e aproximadamente regular, baseada num raio de ação da ordem de 2m.

Em princípio, o volume de calda injetado será limitado pela observação de ressurgências à superfície.

Havendo situações propícias a fugas de calda não controláveis e sem participação no tratamento, deve limitar-se o volume a 100 l de calda por metro de furo em rocha.

Em relação às caldas de cimento a utilizar convém iniciar-se por uma calda fluida ( $C/A = 1/2$  em peso) e terminar com uma calda mais densa e estável com  $C/A = 1/1$ . Esta última calda deverá ter uma viscosidade de Marsh de 32 a 35 s, decantação inferior a 10% e densidade igual ou superior a 1,5.

#### d) Cortina de Estanqueidade

Embora o maciço rochoso interessado pela barragem da Banca Furada tenha revelado, na zona prospetada, permeabilidades baixas a muito baixas na zona do leito da ribeira sensivelmente a partir dos 14,0 m de profundidade, este revelou-se como muito permeável na zona do leito da barragem até à profundidade anteriormente referida e na totalidade das suas margens.

No presente caso, a execução dos furos de injeção iniciais reveste-se de especial importância na medida em que estes terão uma dupla função. Por um lado servirão para garantir a estanquidade do maciço e, por outro para permitir a aferição das quantidades de calda de cimento a consumir na realização da Cortina de Estanquidade, bem como o acerto dos procedimentos de injeção das caldas.

A Cortina de Estanquidade será constituída por uma única fiada de furos, segundo o perfil de referência da barragem, a executar em parte a partir da galeria de injeção, e composta pela execução de furos primários e furos secundários localizados ao longo da superfície de referência da barragem, tanto no leito da ribeira como nas suas margens.

Estipulou-se um afastamento para os furos primários de 12 metros. Os furos secundários serão efetuados entre dois furos primários consecutivos. A sua realização estará dependente dos resultados obtidos nos ensaios do tipo "Lugeon".

Da mesma forma, a realização dos furos terciários estará dependente da eficiência das injeções se calda nos furos primários e secundários assim como dos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade efetuados no interior desses furos. Como critério inicial preconiza-se a realização de ensaios Lugeon em todos os furos primários e secundários, sendo o critério ajustado no decurso da execução da Cortina de Estanquidade (Figura 3-36).

Salienta-se que na execução da sondagem SR5, intercetaram-se cavidades vulcânicas, na margem esquerda, a uma profundidade de 30,0 m e 34,5 m. As locas intercetadas, poderão constituir

um canal vulcânico com alguma dimensão e projeção lateral pelo que deverão ser alvo de um tratamento específico através de injeções de colmatação, de modo que, durante a execução das injeções de consolidação, não ocorra nenhum vazamento da calda de cimento e que motive a utilização de uma quantidade substancialmente superior ao previsto.

As injeções de calda de cimento para os furos da Cortina de Estanquidade deverão ser efetuadas pelo processo ascendente em troços com comprimento máximo de 5 metros, alterando-se a sua realização para troços de 3 metros caso o maciço evidencie um grau de fracturação que justifique uma câmara de injeção mais reduzida. Admite-se que as injeções de calda possam ser efetuadas em troços descendentes, caso os graus de fracturação e alteração do maciço rochoso não permitam a execução de injeções em troços ascendentes.

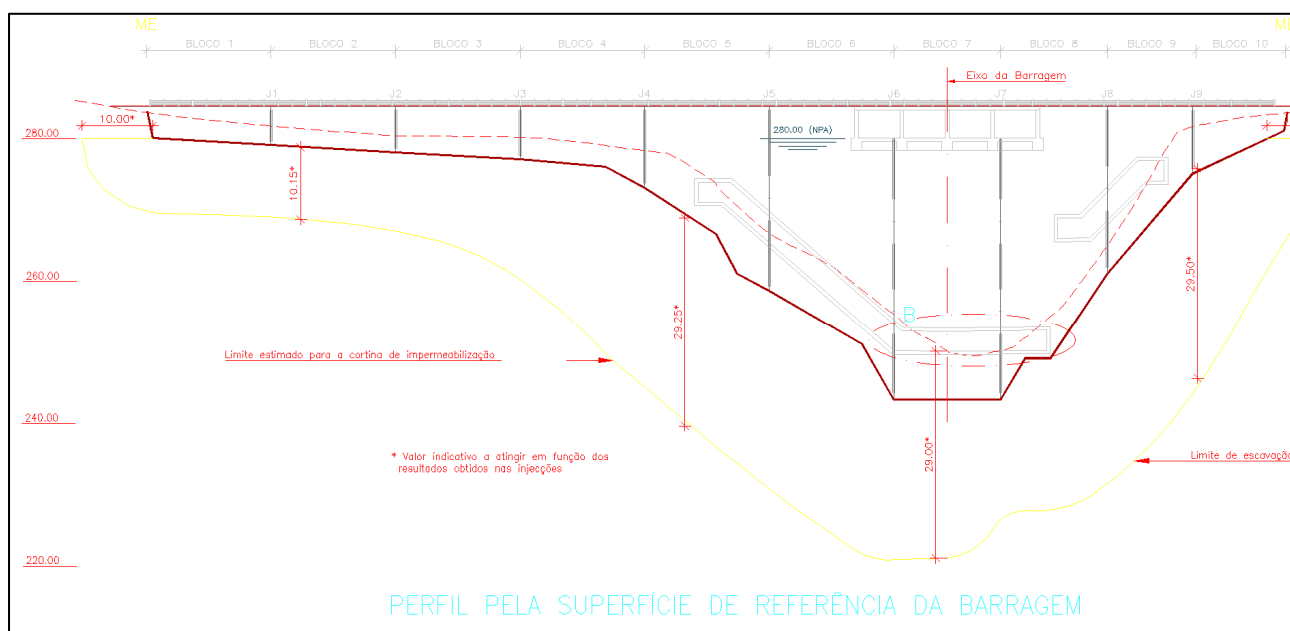


Figura 3-36 Perfil longitudinal da barragem com indicação da cortina de estanquidade (in Norvia, 2012).

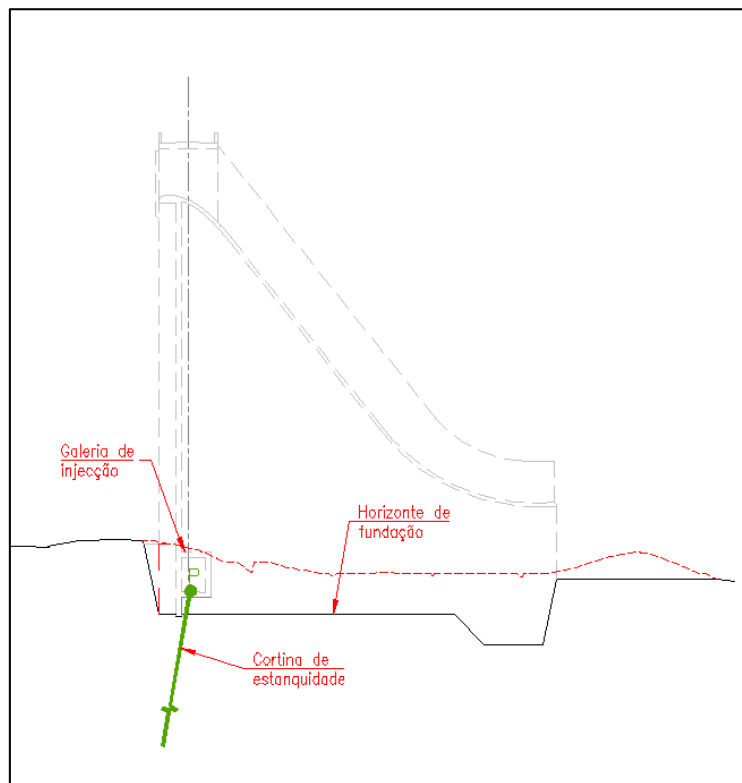


Figura 3-37 Perfil transversal com indicação de localização de cortina de estanqueidade (in Norvia, 2012).

#### 3.5.2.3.1 Cortina de Drenagem

Os furos da cortina de drenagem só poderão ser executados após conclusão dos trabalhos relativos à execução da cortina de estanqueidade e das injeções de colagem pedra argamassada-rocha (Figura 3-34).

A cortina de drenagem será monolinar e vertical. Será realizada a partir da soleira da galeria de injeção e drenagem situada na base do corpo da barragem e, no exterior, a partir da fundação. Os furos exteriores, localizar-se-ão junto ao paramento de jusante da barragem. As águas de infiltração serão encaminhadas para caleiras localizadas na base do paramento de jusante, uma em cada margem, executadas para o efeito que, por sua vez, as conduzirão para jusante da obra.

O comprimento dos furos, com 76 mm de diâmetro.

Os furos, imediatamente antes de serem revestidos, deverão ser devidamente lavados e limpos de todos os detritos e partículas soltas. O revestimento dos furos da cortina de drenagem consiste em tubos de PVC rígido de 50mm de diâmetro, perfurados ou com ranhuras que não deverão ultrapassar a dimensão de 2mm, envolvidos por geotêxtil não tecido com 200 gr/m<sup>2</sup>. A extremidade inferior dos tubos deverá ser protegida por tampa adequada.

Considera-se, também, que deverá ser instalada uma rede piezométrica para monitorização do comportamento hidráulico do maciço e das subpressões instaladas, que deverá ser integrada no sistema de observação da barragem.

### **3.5.3 Fase de obra - Tratamento de fundações**

#### **3.5.3.1 Cortina de impermeabilização**

A execução em fase de obra da cortina de impermeabilização realizou-se simultaneamente com os trabalhos de execução da própria estrutura da barragem. Foi necessário efetuar bancadas em alvenaria nas margens de modo a acomodar os trabalhos de impermeabilização, perfuração, injeção e testes.

À semelhança de todas as obras desta tipologia foi extrapolado em fase de projeto um nível mínimo de impermeabilização que contava em executar os furos primários (afastamento de 12m), furos secundários (afastamento de 6m) e furos terciários (afastamento de 3m) e atingir assim valores abaixo de 3 U.L (Unidades de Lugeon) em toda a extensão da fundação. No entanto tanto os relatórios geotécnicos como o próprio projeto de execução mencionam que devido à elevada heterogeneidade do maciço rochoso, existe um risco de esses 3 primeiros tratamentos não serem suficientes nalgumas zonas da fundação.

Foram iniciados os trabalhos com um trecho experimental no bloco 5, que se revelou como o mais heterogéneo na fase de estudos.

Seguidamente foram continuados os trabalhos nos restantes blocos mais profundos. Os trabalhos foram executados até ao nível quaternário, revelando mesmo assim zonas de permeabilidade acima do previsto.

Na Figura 3-38 pode-se verificar nas zonas de cores mais escuras, a representação gráfica do tratamento quaternário, sendo que cada furo é representado em cada troço de 5m com uma cor do lado direito relativo aos resultados de lugeon e no lado esquerdo ao consumo de caldas. As cores mais escuras representam tanto maiores consumos como lugeons mais elevados. Sugere assim que tanto no bloco 5 como nos primeiros 10m do horizonte de fundação os terrenos ainda apresentem alguma permeabilidade e onde será necessário continuar os trabalhos de injeção de caldas.

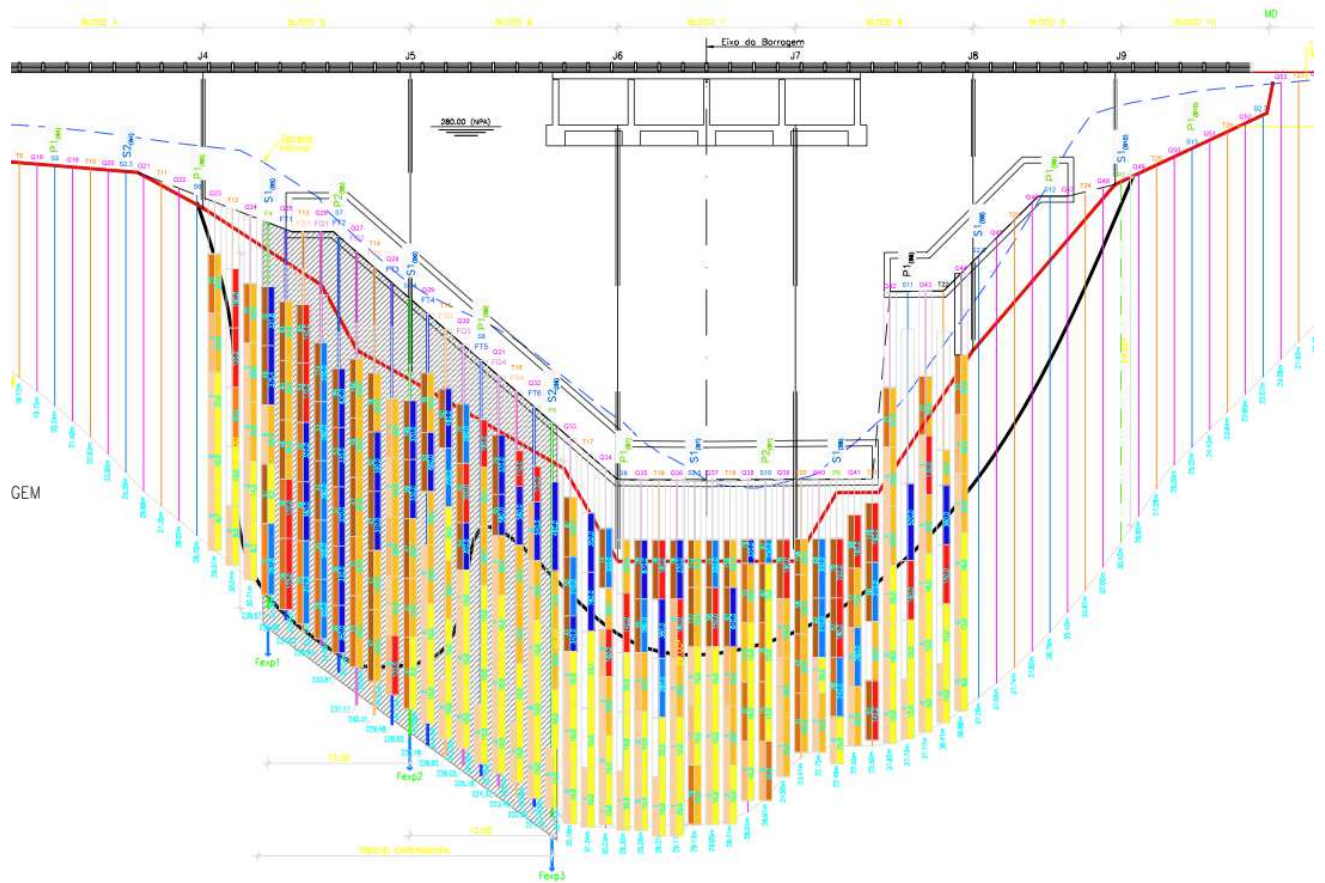


Figura 3-38 - representação gráfica de consumos de calda e resultados de lugeon por troços de 5m em cada furo. (afastamento de furos de 1,5m - tratamento quaternário).

À data da execução da presente dissertação, encontra-se em execução um novo plano de impermeabilização que irá permitir reduzir a permeabilidade do maciço nas zonas em que foram constatados Lugeons acima do critério de aceitação (>3 U.L.). Apresenta-se na Figura 3-39 o esquema proposto para a continuação dos trabalhos de impermeabilização.

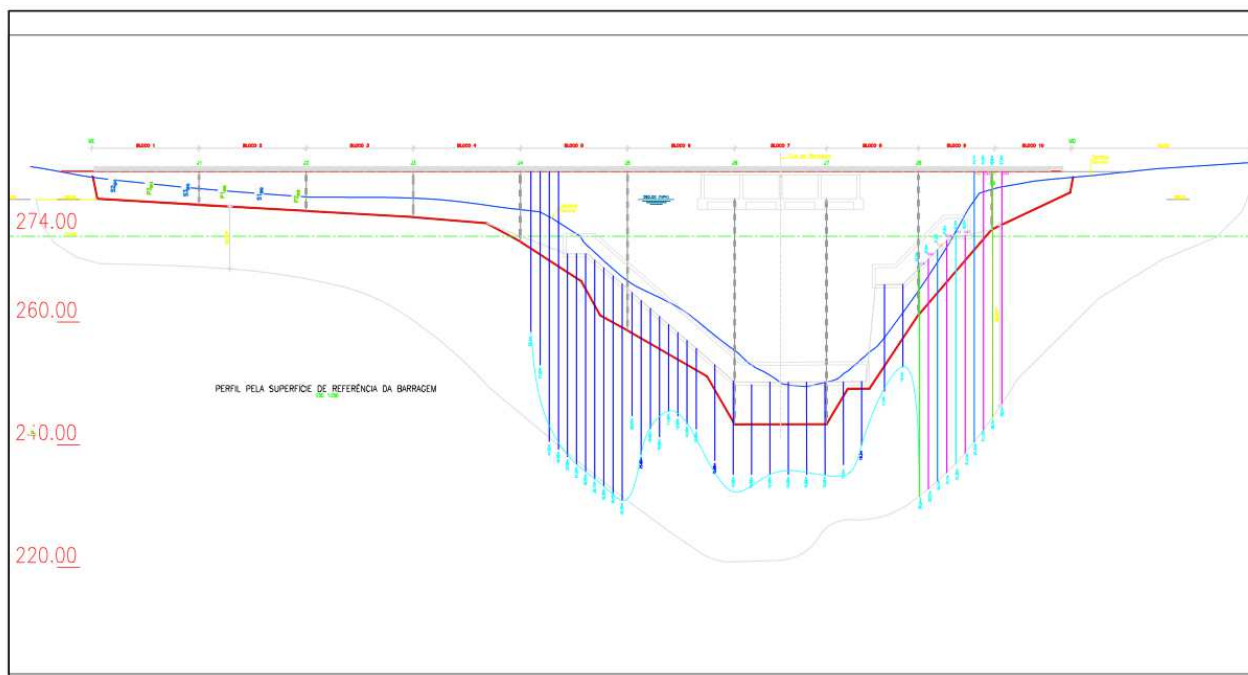


Figura 3-39 - Esquema proposto de tratamento de impermeabilização seguinte fase.

Para a elaboração deste esquema, desenhou-se um perfil longitudinal abaixo do qual os valores de Lugeon são inferiores a 3 Unidades e previu-se um afastamento de 1,5m entre furos. Assim o tratamento final ficará com afastamento entre furos de 75cm.

### 3.5.3.2 Aspectos construtivos - Acompanhamento da fase construtiva da obra

A fase de construção da obra iniciou-se em Janeiro de 2013 com atividades de mobilização de recursos ao que se seguiram as fases de construção propriamente dita, que resumidamente se dividem em 6 fases, a escavação, alvenaria de fundação, tratamento de consolidação da fundação, alvenaria de elevação, tratamento de impermeabilização da fundação e descarregador de cheias. Seguidamente se desenvolve em que consistiram estas atividades.

#### a) Escavações

Nesta fase da obra executaram-se as escavações do horizonte do terreno natural até às cotas previstas em Projeto. Devido às elevadas inclinações do terreno natural, esta fase foi efetuada com recurso a escavadoras munidas com martelo pneumático e longo alcance. Foram escavados cerca de 14.000 m<sup>3</sup> de rocha.

Toda a zona da albufeira foi também alvo de escavações no sentido de permitir aumentar o volume de armazenamento da barragem para 300.000m<sup>3</sup> de água. Foram escavados um total de 78.000m<sup>3</sup> de solos e rocha.

#### b) Alvenaria de pedra argamassada 1ª camada

Para permitir a execução da cortina de colagem betão/rocha, foi construído uma fundação em pedra argamassada até 4 metros de espessura. Esta camada tem um duplo propósito, permitindo a execução técnica da cortina anteriormente mencionada através de uma possança que impede o

refluxo livre das injeções de calda e permitindo também a execução de plataformas horizontais que auxiliam o posicionamento dos equipamentos de injeções.

c) Tratamento de consolidação da fundação

Após construídos os patamares de alvenaria de fundação, são executados os trabalhos de injeção de cortina de consolidação, com furos até as 5m de profundidade. Esta cortina não é mandatória em todo perfil longitudinal da barragem e é necessário ser feita uma inspeção visual pelo Geólogo para definir a localização dos locais que efetivamente necessitam deste tratamento. No caso da Barragem de Banca Furada, este tratamento de consolidação foi executado em todo o perfil da barragem.

d) Alvenaria de pedra argamassada 2ª camada

Após terminados os trabalhos da cortina de colagem betão/rocha e consolidação, inicia-se a execução da 2ª camada de alvenaria de pedra argamassada que prossegue até ao coramento da barragem. Esta fase tem um desenvolvimento mais célere em termos de rendimentos devido à menor dificuldade de execução dos trabalhos de alvenaria argamassada. Inicia-se igualmente a execução da laje inferior das galerias de inspeção e drenagem.

e) Cortina de Impermeabilização

A cortina de impermeabilização (ou estanqueidade) tem início nos locais onde não está prevista a galeria de inspeção e drenagem, para diminuir os custos de furação, sendo feita a partir das plataformas de alvenaria de fundação. Após a execução da galeria de inspeção e drenagem os equipamentos são mobilizados para efetuar a cortina de impermeabilização dentro da galeria. Dependendo da extensão desta galeria é necessário providenciar ventilação secundária para permitir a execução dos trabalhos em perfeitas condições de segurança. No caso da barragem da banca Furada a ventilação foi assegurada pelos tubos de drenagem do corpo da barragem que estavam dispostos a cada 8m com ligação ao exterior.

A execução desta cortina segue o procedimento de gradualmente reduzir as distâncias entre furos, iniciando-se a furação com distâncias de 12 m (furos primários) e reduzindo depois para 6m (furos secundários). Nos furos secundários são executados ensaios de Lugeon para determinar a eficácia de impermeabilização no tratamento primário, no caso de os ensaios resultarem em Lugeon acima de 3 unidades, prossegue-se o tratamento com furação afastada de 3m (furos terciários). Sucessivamente prossegue-se este procedimento até a fundação ser considerada impermeável em toda a extensão da fundação da barragem. No caso da barragem de Banca furada, foi necessário prosseguir o tratamento até afastamentos de 1,5 (furos quinquenários).

f) Descarregador de cheias

Posteriormente à execução da alvenaria de pedra argamassada (corpo da barragem) são executados os trabalhos de betão armado do descarregador de cheias (Salto de Ski) que no caso em estudo é constituído pela laje de fundo, muros laterais e ponte.

No Anexo VI apresentam-se fotografias representativas das fases descritas anteriormente.

## 4 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

Do presente trabalho apresentam-se as principais conclusões.

Existem apenas alguns casos ao nível mundial de execução de barragens em maciços vulcânicos, sendo a Nova Zelândia o país com maior implementação. Os maciços vulcânicos devido à elevada velocidade de génese são propícios a heterogeneidade global intrínseca, que implica maiores riscos de implementação de projetos onde a impermeabilidade é um dado primordial.

A aplicação de metodologias ditas normais e correntes em maciços rochosos não vulcânicos no estudo, planeamento e projeto de barragens deve ser cuidadosamente adaptada consoante as fases evolutivas do processo.

É um dado adquirido que o nível de estudos geotécnicos neste tipo de maciços deve ser majorado e incrementado ao longo do processo, ou seja, não devem ser adotadas prescrições mínimas correntes nas avaliações técnico-económicas de projetos.

Será uma boa prática aumentar a malha de ensaios geotécnicos na zona albufeira da barragem inferindo-se a existência de potenciais galerias que invalidem a utilização da albufeira para o fim a que se destina. Precisamente esse tema está no centro de uma problemática mais abrangente referente à funcionalidade do projeto como um todo, que só através de metodologias de análise de risco com base em múltiplas fontes de conhecimento disponíveis poderá ser atingido o objetivo de diminuição de custos em tratamentos de fundações.

Tal como em maciços cársicos a existência de vazios de média a grande dimensão no interior do maciço de fundação, pode levar à rutura da superestrutura pelo desenvolvimento de canais hadoc de percolação de água que com o tempo originam arrastamento de finos e aumento de volume de cavidades incapazes de sustentar os terrenos superiores.

Existem diversos métodos de remediação destes fenómenos caracterizantes deste tipo de maciços e a sua aplicação inicial em fase de obra é uma mais-valia futura, visto o seu reduzido custo comparativamente a processos remediativos posteriores.

Denota-se atualmente em Cabo Verde uma evolução positiva relativamente a todos estes aspetos e garantidamente que novos projetos de barragens serão executados com recurso a este incremento recente de conhecimentos nesta área.

O presente caso de estudo, numa região onde os recursos hídricos são muito escassos, com regimes de precipitações raros e por vezes com padrões anómalos é de primordial importância a

construção de infraestruturas deste tipo, no sentido de tornar o nível de vida das populações locais com condições aceitáveis.

Os terrenos de fundação de origem vulcânica são de elevada heterogeneidade e levaram a uma barragem do tipo gravidade, constituída essencialmente por pedra de alvenaria argamassa e uma parede de betão especial para cumprir a estanqueidade necessária. Outros órgãos especiais se associaram tais como as galerias de inspeção e drenagem, descarregador de cheias, estação de bombagem e cortina de drenagem.

A nível de escavações iniciais foi cumprido o perfil de projeto à exceção do bloco 5 onde foi necessário executar uma escavação adicional devido à existência de um depósito de materiais piroclásticos não identificados nas sondagens.

Devido à elevada Heterogeneidade do maciço de fundação verificaram-se quatro tratamentos, de consolidação, de colagem betão/rocha, de impermeabilização e de drenagem. Estes últimos dois são os que maior importância têm para o funcionamento da barragem visto proverem o maciço de impermeabilidade necessária à retenção das águas a montante e à segurança da superestrutura.

Enfatiza-se o facto que apesar do plano de injeções, no sentido de se conseguir a estanqueidade da base da barragem, ser mais denso do que o usual, após o tratamento secundário se verificaram zonas de elevada permeabilidade, sendo necessário prosseguir o tratamento até aos furos quinquenários, ficando os furos com afastamento de 1,5m.

Por fim, tendo a experiência da presente obra entende-se que no futuro em situações similares:

- a) Ocorra uma maior quantidade de estudos geotécnicos que o usual em outro tipo de maciços rochosos;
- b) Sob o ponto de vista de variedade, salienta-se que se deveria recorrer a estudos geofísicos de diferentes tipos para aferir se os mesmos convergem nos resultados;
- c) Sob o ponto de vista de dimensionamento, deve-se prever o uso de maiores volumes de materiais no sentido de preencher cavidades que possam surgir, ou zonas de terrenos muito deficientes nas suas características geotécnicas que tenham de ser substituídas;
- d) Em relação à garantia da estanqueidade da fundação da barragem, os ensaios Lugeon consideram-se adequados no sentido da sua verificação.
- e) Deve-se prever em fase de estudos o alargamento dos ensaios geotécnicos à zona da albufeira, promovendo um conhecimento generalizado da zona de implantação da barragem e também um conhecimento mais detalhado eventuais descontinuidades.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, E. (2010). *Esquema regional de ordenamento do território Ilha de S.Nicolau*. Praia, Cabo Verde.
- Associates, W. (2015). *St. Francis Dam Disaster*. Obtido em site <http://www.waterandpower.org> em 02-05-2015
- Barton, N. (2013). *Shear strenght criteria for Rock, rock joints, rockfill and rock masses*. Obtido de Journal of rock mechanics and geotechnical engineering. 261 p.
- Bebiano, J. (1932). *A Geologia do Arquipélago de Cabo Verde*. Comunicações dos serviços Geológicos de Portugal, XVIII, 275 p.
- Brito, S.; Oliveira, A. (1998). *Geologia de Engenharia*. ABGE.
- Bruce, D. A. (1998). *Embankment Dams on Karstic Limestone*. Geosystems, Kleinfelder.
- Cadol, D.; Wohl, E.; David, G (2015), *Channel Wood and Beavers in the Colorado Front Range*. Obtido em site <http://warnercnr.colostate.edu/>, em 20-6-2015.
- DGA. (2004). *Livro branco sobre o estado do ambiente em Cabo Verde*. Praia. Direção Geral do Ambiente. 228p.
- Duelter, C. (1882). *Vulcane de caoverden und iher Producte*. Graz, Austria.
- FEMA. (2013). Obtido de Federal Emergency Management Agency no site <http://www.fema.gov> em 10-10-2014.
- Filho, A; Azevedo, J.L. (1998). *Geotecnia*. ABGE.

- Flogl, w. (2010). *The history of world register of dams*. International comission of Large Dams. 10 p.
- Friedlaender, I. (1913). *Beitrage zur Kenntnis des Kapeverdischen Inslen*. Berlin.
- Ghosh, A. (2010). *Shear Streght of Dam Foundations Rock Interface*. Indian Geotechnical Conference. Munbai: Geotrendz. 1042p.
- Heilweil, V. (2006/2009). *US geoligical survey*. Ribeira Brava.
- MEECFG. (2012). *Estudos Geotécnicos da Barragem de Banca Furada*.
- Mullholland, W. C. (1987). *General guidelines for the design of small homogeneous earthfill Dams*, Walkato Catchment Board. 11 p.
- Norvia. (2012). *Projecto de Execução de Barragem de Banca Furada*.
- Pereira, J. M. (2010). *Concepção de uma estratégia de Geoconservação para Cabo Verde*. Braga, Portugal: Universidade do Minho. 383 p.
- Quinones-Rozo, C. (2010). *Lugeon test interpretation, revisited*. Oakland: URS Corporation.
- Ribeiro, L.; Ramalho, M. (2007). *Uma visita geológica ao arquipélago da Madeira*. Lisboa: DRCIERAM/INETI.
- Rocscience, (2007). *Obtido de <http://www.rocscience.com> em 20-9-2014*. Toronto.
- Safety, O. (2013). *Dams Safety*. Association of State Dam Safety Officials. Obtido de site <http://damsafety.org> em 20-11-2014.
- Saravanan. (2010). *High Pressure Seepage at Arapuni Dam, New Zealand*. Indian Institue of Technology, Mumbai.
- Schaefer, J. (2009). *Managing our Water Retention Systems*. Risk Evaluation of dams on karst foundation (p. 579). Tennessee: USSD.

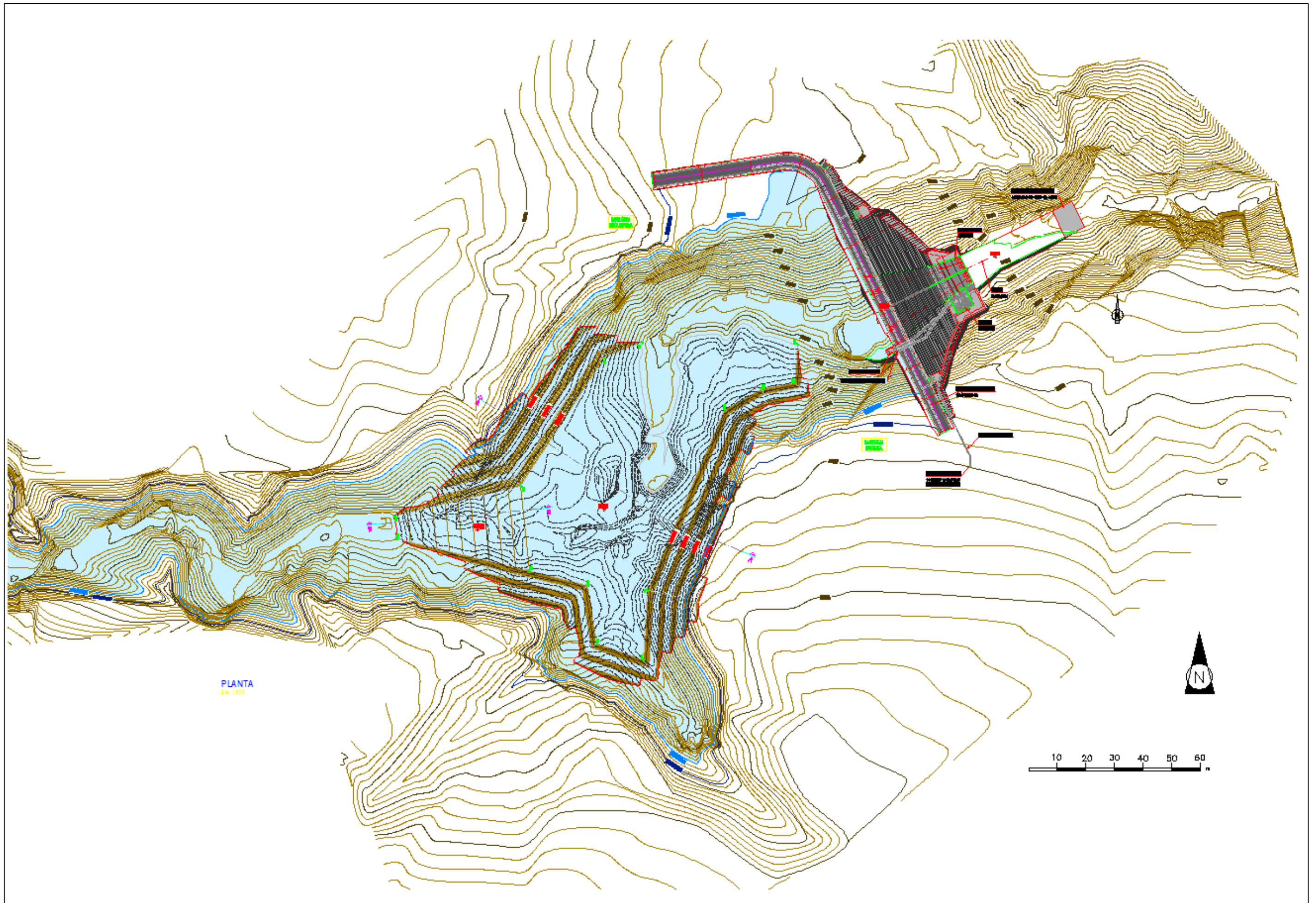
- Schettini, S. (2013). *Band-e-Amir Lakes in the desert in the mountains*. Obtido em site [www.schettini.com](http://www.schettini.com) em 15-12-2014.
- Schlumberger. (2006). *Fundamentals of formation testing*. Texas: Schlumberger Limited.
- Silva Victória, S. (2012). *Caracterização Geológica e Geotécnica das unidades Litológicas da Cidade da Praia*. Santiago, Cabo Verde. 315 p.
- Soilvision. (2015). *The evolution of geotechnical software*, obtido em site <http://www.soilvision.com>., em 2015-07-15, Soilvision Systems Ltd.
- Tahany. (2013). *Dams & Reservoirs*. Obtido de site [www.osp.mans.edu.eg](http://www.osp.mans.edu.eg) em 10-10-2014.
- Taylor, P. W. (1989). *Dams in New Zealand*. University of Auckland, Auckland.
- USACE. (2006). *Reliability analysis and risk assessment for seepage and slope stability failure modes for embankment dams*. US Army Corps of Engineers, Washington.
- Victória, S. M. (2012). *Caracterização Geológica e Geotécnica das unidades litológicas da cidade da Praia*. Coimbra: Universidade de Coimbra. 315 p.
- Wempe, W. L. (2000). *Predicting Flow properties using geophysical data - improving Aquifer Characterization*. Stanford: Stanford University.
- Xuecheng, D. (1987). *Deformability study of Gezhuoba Dam Foundation rocks*. Rocks Mechanics and Rock Engineering. Springer-Verlag 1987. Wuhan/China. 110 p.
- Yamaguchi, Y., Satoh, H., Araie, T. (2003). *Water pressure tests for Dam Foundations*. Public Works Research Institute & Newjtec Inc. Osaka, Japão.



# ANEXOS

---

ANEXO I - PLANTA TOPOGRÁFICA E IMPLANTAÇÃO DA  
BARRAGEM DE BANCA FURADA (CABO VERDE-ILHA DE  
S.NICOLAU)

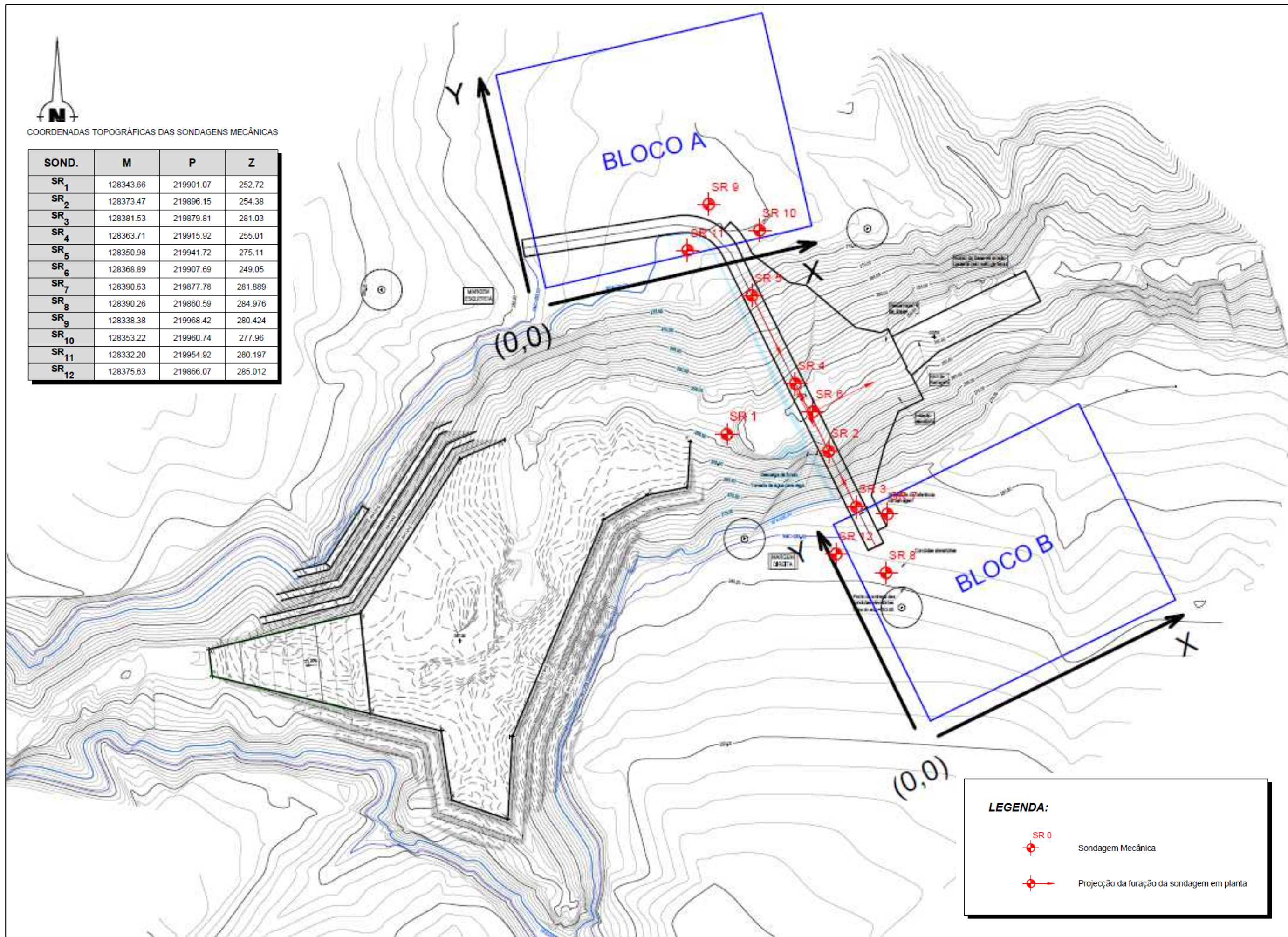


ANEXO II - PLANTA TOPOGRÁFICA E IMPLANTAÇÃO DOS TRABALHOS DE  
PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA DA BARRAGEM DE BANCA FURADA  
(CABO VERDE-ILHA DE S.NICOLAU)





COORDENADAS TOPOGRÁFICAS DAS SONDAGENS MECÂNICAS

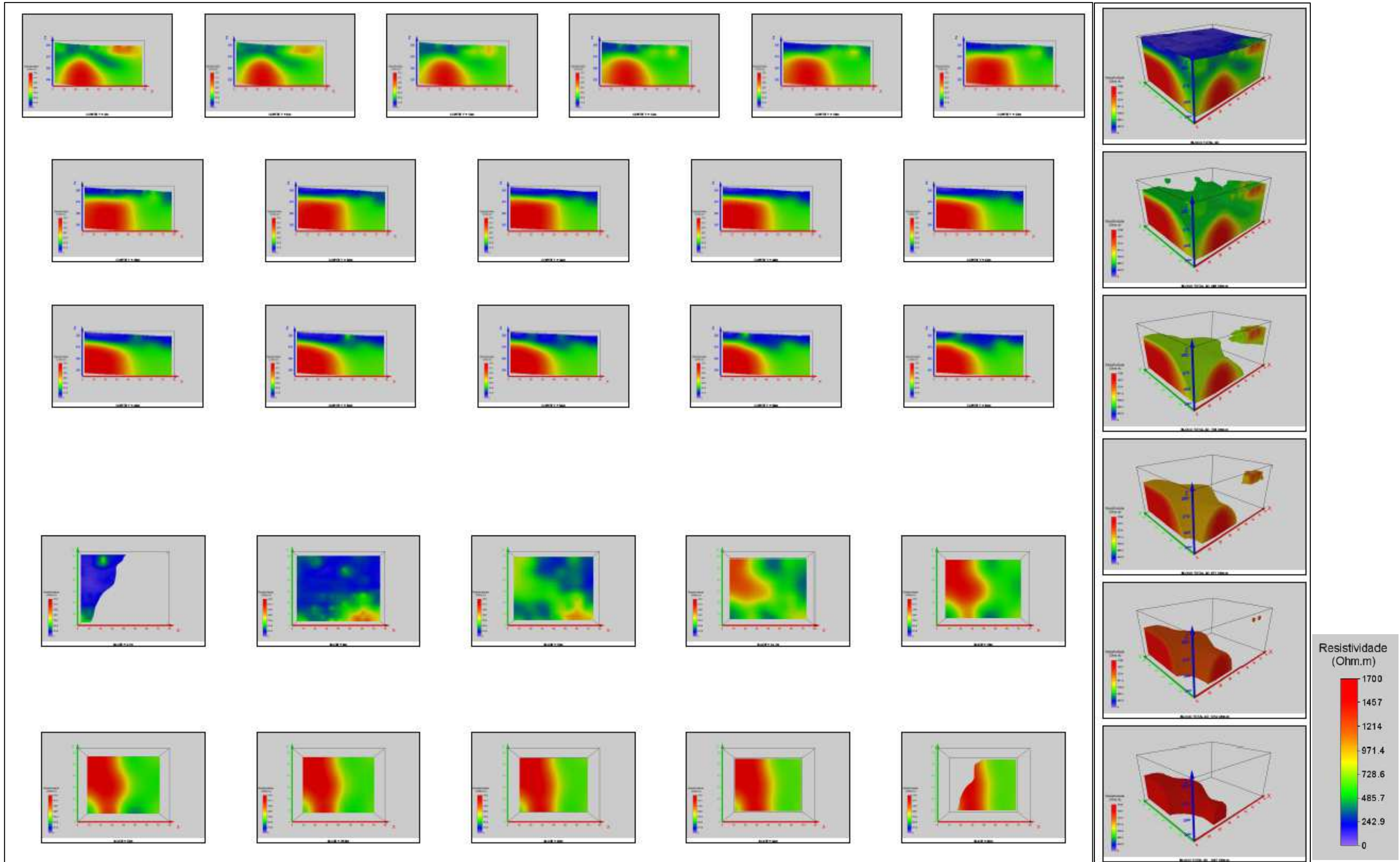
SOND.	M	P	Z
SR <sub>1</sub>	128343.66	219901.07	252.72
SR <sub>2</sub>	128373.47	219896.15	254.38
SR <sub>3</sub>	128381.53	219879.81	281.03
SR <sub>4</sub>	128363.71	219915.92	255.01
SR <sub>5</sub>	128350.98	219941.72	275.11
SR <sub>6</sub>	128368.89	219907.69	249.05
SR <sub>7</sub>	128390.63	219877.78	281.889
SR <sub>8</sub>	128390.26	219860.59	284.976
SR <sub>9</sub>	128338.38	219968.42	280.424
SR <sub>10</sub>	128353.22	219960.74	277.96
SR <sub>11</sub>	128332.20	219954.92	280.197
SR <sub>12</sub>	128375.63	219866.07	285.012



**LEGENDA:**

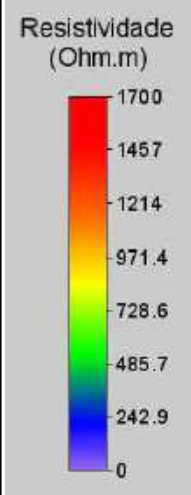
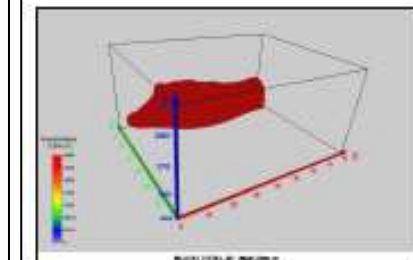
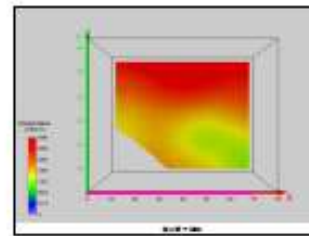
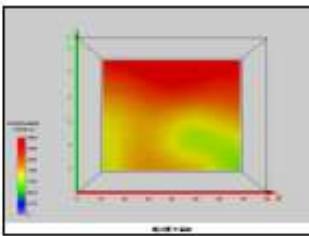
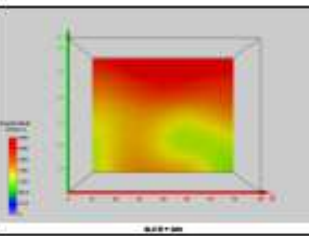
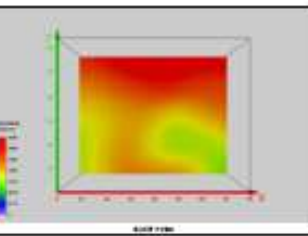
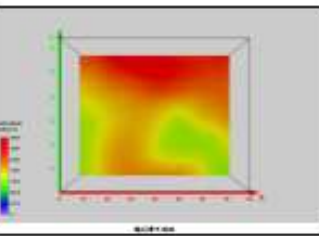
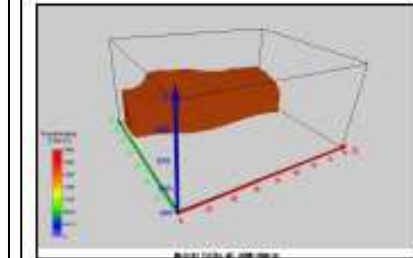
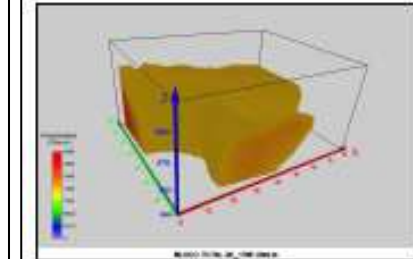
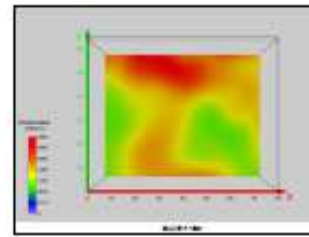
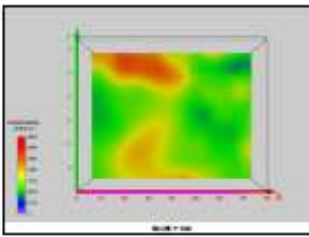
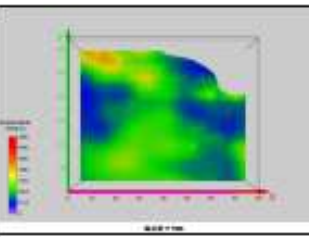
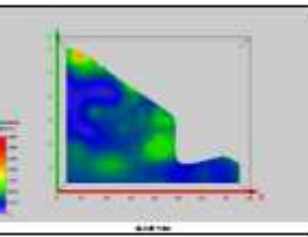
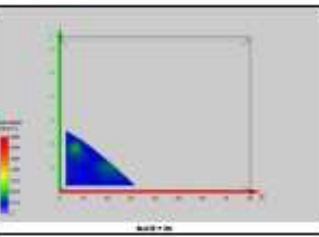
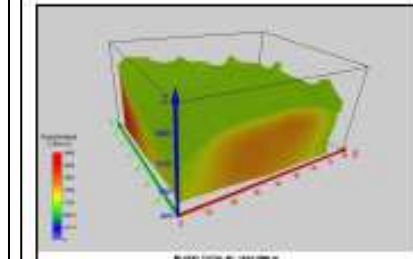
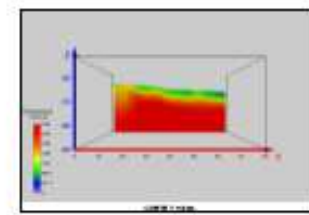
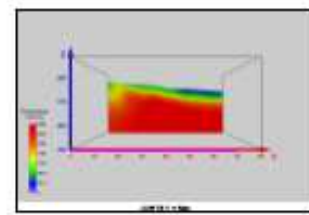
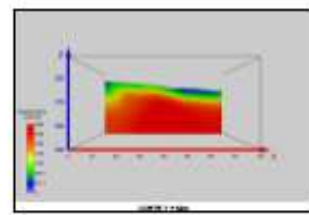
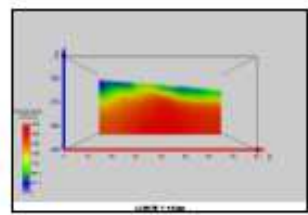
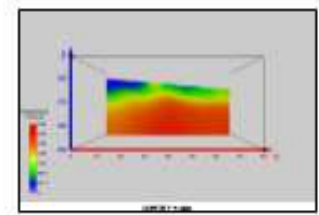
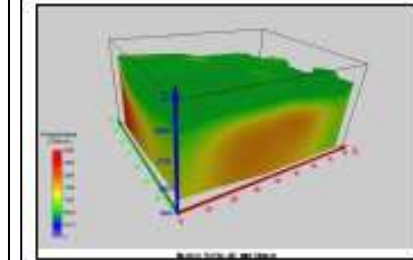
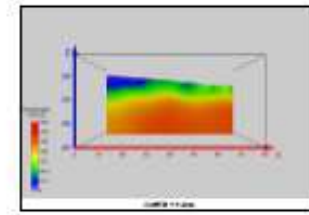
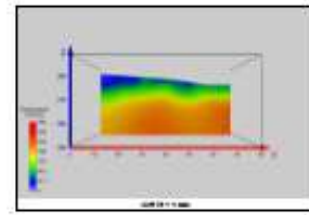
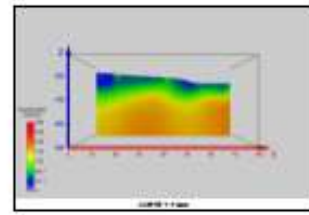
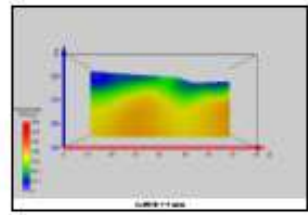
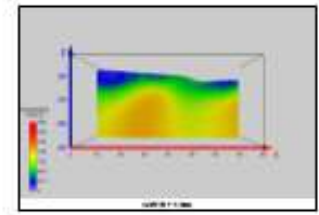
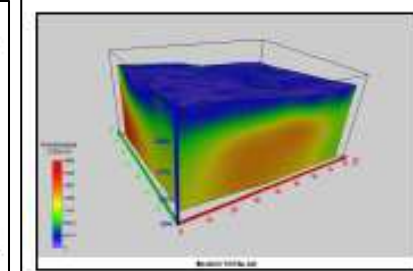
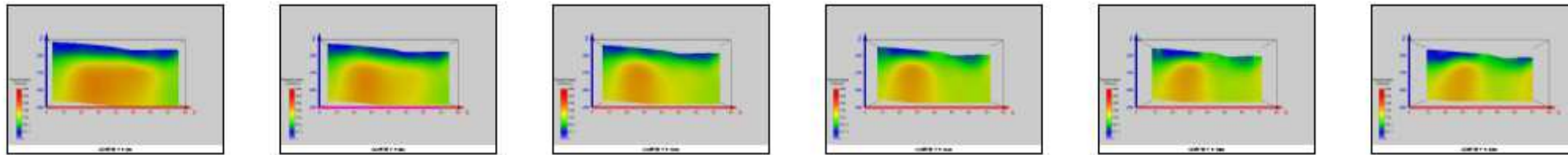
-  SR 0 Sondagem Mecânica
-  Projecção da furação da sondagem em planta

ANEXO III - RESULTADOS GLOBAIS DA PROSPEÇÃO GEOFISICA PARA  
IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM DE BANCA FURADA  
(CABO VERDE - ILHA DE S. NICOLAU)



CORTES E MODELOS GEOFÍSICOS 2D e 3D

BLOCO A



CORTES E MODELOS GEOFÍSICOS 2D e 3D  
BLOCO B

ANEXO IV IMAGENS DOS CAROTES OBTIDOS A PARTIR DAS SONDAGENS  
À ROTAÇÃO

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>1</sub>**



0,00 m - 3,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>1</sub>**



7,50 m - 10,50 m



3,00 m - 5,45 m



5,45 m - 7,50 m



10,50 m - 13,50 m



13,50 m - 16,40 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>1</sub>**



16,40 m - 19,30 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>1</sub>**



24,90 m - 27,80 m



19,30 m - 22,16 m



22,16 m - 24,90 m



27,80 m - 30,75 m



30,75 m - 32,10 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>2</sub>**



0,00 m - 3,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>2</sub>**



10,50 m - 14,30 m



3,00 m - 6,00 m



6,00 m - 10,50 m



14,30 m - 17,08 m



17,08 m - 19,92 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>2</sub>**



19,92 m - 22,92 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>2</sub>**



28,73 m - 31,73 m



22,92 m - 25,73 m



25,73 m - 28,73 m



31,73 m - 34,50 m



34,50 m - 37,40 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>3</sub>**



0,00 m - 3,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>3</sub>**



12,90 m - 15,90 m



3,00 m - 6,97 m



6,97 m - 12,90 m



15,90 m - 18,90 m



18,90 m - 23,74 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>3</sub>**



23,74 m - 29,08 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>3</sub>**



37,50 m - 40,00 m



29,08 m - 32,10 m



32,10 m - 37,50 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>4</sub>**



0,00 m - 3,25 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>4</sub>**



9,90 m - 14,05 m



3,25 m - 6,25 m



6,25 m - 9,90 m



14,05 m - 17,10 m



17,10 m - 20,10 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>4</sub>**



20,10 m - 23,02 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>4</sub>**



29,02 m - 32,10 m



23,02 m - 25,97 m



25,97 m - 29,02 m



32,10 m - 35,08 m



35,08 m - 38,07 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>5</sub>**



0,00 m - 4,50 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>5</sub>**



10,50 m - 13,50 m



4,50 m - 7,65 m



7,65 m - 10,50 m



13,50 m - 16,50 m



16,50 m - 19,50 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>5</sub>**



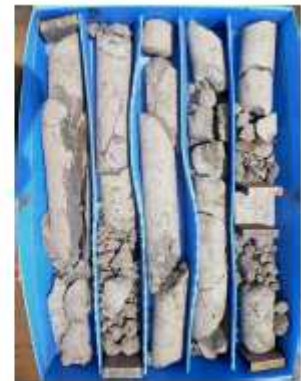
19,50 m - 24,77 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>5</sub>**



31,50 m - 36,00 m



24,77 m - 27,90 m



27,90 m - 31,50 m



36,00 m - 40,04 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>6</sub>**



0,00 m - 5,18 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>6</sub>**



11,50 m - 14,45 m



5,18 m - 8,00 m



8,00 m - 11,50 m



14,45 m - 17,10 m



17,10 m - 20,05 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>6</sub>**



20,05 m - 23,08 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>6</sub>**



28,90 m - 31,95 m



23,08 m - 25,94 m



25,94 m - 28,90 m



31,95 m - 34,95 m



34,95 m - 37,95 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>7</sub>**



0,00 m - 3,00 m



3,00 m - 6,35 m



6,35 m - 9,30 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>7</sub>**



9,30 m - 12,40 m



12,40 m - 15,10 m



15,10 m - 17,90 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>7</sub>**



17,90 m - 20,50 m



20,50 m - 23,40 m



23,40 m - 27,30 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>7</sub>**



27,30 m - 32,00 m



32,00 m - 37,20 m



37,20 m - 40,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>8</sub>**



0,00 m - 3,10 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>8</sub>**



10,35 m - 13,05 m



3,10 m - 5,85 m



5,85 m - 10,35 m



13,05 m - 15,85 m



15,85 m - 18,60 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>8</sub>**



18,60 m - 21,90 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>8</sub>**



28,85 m - 34,80 m



21,90 m - 25,90 m



25,90 m - 28,85 m



34,80 m - 40,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>9</sub>**



0,00 m - 4,70 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>9</sub>**



14,20 m - 16,95 m



4,70 m - 11,00 m



11,00 m - 14,20 m



16,95 m - 19,75 m



19,75 m - 22,50 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>9</sub>**



22,50 m - 25,60 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>9</sub>**



31,30 m - 36,80 m



25,60 m - 28,40 m



28,40 m - 31,30 m



36,80 m - 39,80 m



39,80 m - 40,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>10</sub>**



0,00 m - 4,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>10</sub>**



12,50 m - 15,20 m



4,00 m - 9,70 m



9,70 m - 12,50 m



15,20 m - 17,80 m



17,80 m - 20,70 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>10</sub>**



20,70 m - 23,45 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>10</sub>**



28,85 m - 31,70 m



23,45 m - 26,25 m



26,25 m - 28,85 m



31,70 m - 34,45 m



34,45 m - 37,20 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>11</sub>**



0,00 m - 3,60 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>11</sub>**



11,30 m - 14,30 m



3,60 m - 7,50 m



7,50 m - 11,30 m



14,30 m - 16,80 m



16,80 m - 19,60 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>11</sub>**



19,80 m - 24,30 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECCÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>11</sub>**



30,00 m - 35,20 m



24,30 m - 27,30 m



27,30 m - 30,00 m



35,20 m - 38,20 m



38,20 m - 40,00 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>12</sub>**



0,00 m - 3,30 m



3,30 m - 8,60 m



8,60 m - 11,85 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>12</sub>**



11,85 m - 14,40 m



14,40 m - 17,00 m



17,00 m - 20,60 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>12</sub>**



20,60 m - 26,10 m



26,10 m - 28,70 m



28,70 m - 32,10 m

**MOTA-ENGIL, S.A.**  
SUCURSAL DE CABO VERDE

CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM  
DE BANCA FURADA

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

**SR<sub>12</sub>**



32,10 m - 38,30 m



38,30 m - 40,00 m

ANEXO V - PRINCIPAIS RESULTADOS A PARTIR DOS CAROTES OBTIDOS NAS  
VÁRIAS SONDAJENS À ROTAÇÃO

Nota: apresenta-se o Log de uma sondagem para servir de exemplo.

SONDAGEM Nº	SR1
ESTUDO	14 107
Pag. 1 de 4	
CLIENTE: MOTA-ENGIL, S.A. - Sucursal de Cabo Verde	COTA: 252.72 m
PROJECTO: CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE BANCA FURADA, PROSPECÇÃO GEOTECNICA	COMPRIMENTO: 32.10 m
LOCALIZAÇÃO: Ilha de S.Nicolau - Cabo Verde	INCLINAÇÃO: 90º AZIMUTE: Vertical
	COORDENADAS: M= 126264.82 P= 218842.74
DIÂMETRO: 0.00-13.50m-101mm 13.50-27.00m-96mm 27.00-32.10m-76mm	REVESTIMENTO: 0.00-6.00m-113mm 3.00-13.50m-98mm
EQUIPAMENTO: Mustang 4 F1	INICIO: 10-03-2012
TIPO SONDAGEM: Rotação	TERMINO: 10-04-2012

Comprimento (m)	R.Q.D. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Piezômetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Penetração			
0												
0.5						Basalto vacuolar, decomposto a muito alterado, de cor cinzenta, apresentando níveis de cor amarelo-alaranjada provenientes do produto de alteração.						
1.0						Basalto vacuolar, medianamente a muito alterado, de cor cinzenta, apresentando material argilo-siltoso, de cor amarelo-alaranjada, entre as superfícies de fractura.						
1.5												
2.0						Basalto vacuolar, muito alterado a decomposto, de cor cinzenta, apresentando níveis de cor amarelo-alaranjada provenientes do produto de alteração.						
2.5												
3.0												
3.5												
4.0						Basalto vacuolar, medianamente alterado, de cor cinzenta, apresentando material argilo-siltoso, de cor amarelo-alaranjada, entre as superfícies de fractura.						
4.5												
5.0												
5.5												
6.0												
6.5												
7.0												
7.5												
8.0												
8.5												
9.0						Basalto compacto, medianamente a pouco alterado, de cor cinzenta.						
9.5												
10.0												

  	SONDAGEM Nº	SR1
	ESTUDO	14 107
Pág. 2 de 4		
CLIENTE: MOTA-ENGIL, S.A. - Sucursal de Cabo Verde PROJECTO: CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE BANCA FURADA, PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA LOCALIZAÇÃO: Ilha de S. Nicolau - Cabo Verde	COTA: 252.72 m COMPRIMENTO: 32.10 m INCLINAÇÃO: 90° AZIMUTE: Vertical COORDENADAS: M: 126264.82 P: 218842.74	
DIÂMETRO: 0.00-13.50m=101mm 13.50-27.00m=96mm 27.00-32.10m=76mm	REVESTIMENTO: 0.00-6.00m=113mm 6.00-13.50m=98mm	EQUIPAMENTO: Mustang 4-F1 TIPO SONDAGEM: Rotação
		INÍCIO: 10-03-2012 TERMINO: 10-04-2012

Comprimento (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Nível da Água	Piezômetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)			
50.0											
70.0						Basalto compacto, alterado, de cor cinzenta, apresentando por vezes níveis de fracturação intensa.			Ensaio Luqoon (12.7 U.L)		
70.0											
70.0											
70.0											
85.0						Basalto vacuolar, medianamente a muito alterado, de cor cinzenta.			Ensaio Luqoon (12.5 U.L)		
85.0											
85.0											
85.0											
85.0						Basalto compacto, medianamente a pouco alterado, de cor cinzenta, apresentando por vezes material argilo-siloso, de cor amarelo-alaranjada, entre as superfícies de fractura.					
85.0											
85.0											

  	SONDAGEM Nº	SR1
	ESTUDO	14 107
Pag. 3 de 4		
CLIENTE: MOTA-ENGIL, S.A. - Sucursal de Cabo Verde PROJECTO: CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE BANCA FURADA, PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA LOCALIZAÇÃO: Ilha de S. Nicolau - Cabo Verde	COTA: 252.72 m COMPRIMENTO: 32.10 m INCLINAÇÃO: 90° AZIMUTE: Vertical COORDENADAS: M= 126264.82 P= 218942.74	
DIÂMETRO: 0.00-13.50m- 101mm 13.50-27.00m- 96mm 27.00-32.10m- 76mm	REVESTIMENTO: 0.00-6.00m- 113mm 3.00-13.50m- 98mm	EQUIPAMENTO: Mustang 4-F1 TIPO SONDAGEM: Rotação
	INÍCIO: 10-03-2012	TERMINO: 10-04-2012

Compartimento (m)	R.O.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT		Ensaio	Piezômetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)		
21.00 - 21.50	65.0					Basalto compacto, medianamente alterado a pouco alterado, de cor cinzenta, apresentando por vezes material argilo-siltoso, de cor amarelo-alaranjada, entre as superfícies de fractura.				
21.50 - 22.00	85.0									
22.00 - 22.50	85.0					Brecha vulcânica, medianamente a pouco alterada, de cor cinzenta a bege.				
22.50 - 23.00	85.0									
23.00 - 23.50	80.0									
23.50 - 24.00	80.0									
24.00 - 24.50	80.0									
24.50 - 25.00	80.0									
25.00 - 25.50	80.0									
25.50 - 26.00	100.0					Basalto compacto, pouco alterado, de cor cinzenta.			Ensaio Luqaon (0.9 U.L.)	
26.00 - 26.50	100.0									
26.50 - 27.00	100.0									



ANEXO VI - IMAGENS SOBRE O ACOMPANHAMENTO DA OBRA

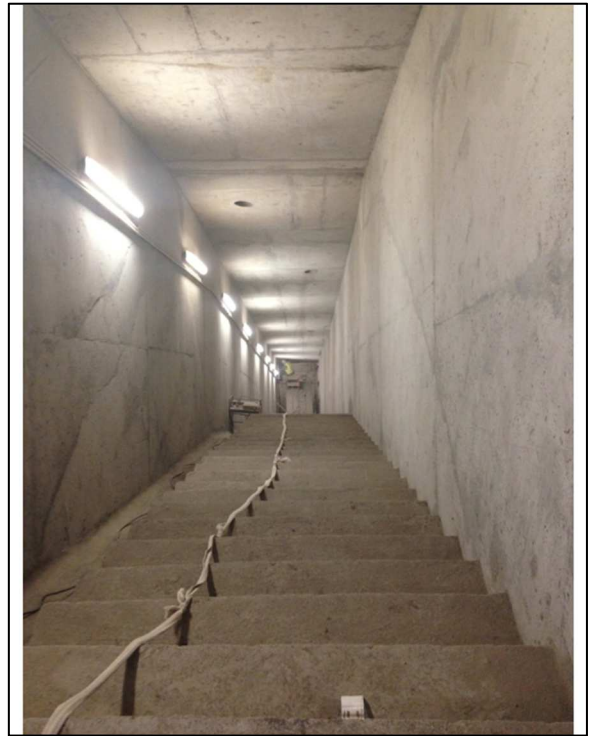
## Fase a) Escavação



## Fase b) e c) Alvenaria de fundação e injeções de consolidação



# Fase d), e) Alvenaria de elevação e Injeções de impermeabilização



## Fase f) Descarregador de Cheia

