



Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Licenciado em Engenharia Geológica

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas - Relatório de atividade profissional

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia
Geológica ao abrigo do Despacho nº20/2010

Supervisora: Prof. Doutora Eng.^a Paula F. da Silva, GeoBioTec &
DCT – FCT NOVA

Juri:

Presidente: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Professor Auxiliar – FCT NOVA
Vogal(ais): Doutora Maria da Graça Brito – Professora Auxiliar – FCT NOVA
Doutora Eng.^a Paula F. da Silva, Professora Auxiliar – FCT NOVA

Setembro 2018

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas - Relatório de atividade profissional.

Copyright © Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpetuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Resumo

O presente relatório de actividade profissional foi realizado para a obtenção do Grau de Mestre por Licenciados pré-Bolonha em Engenharia Geológica ao abrigo do Despacho nº20/2010 da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, e sintetiza o percurso profissional do autor durante os 16 anos de experiência acumulada em projectos geotécnicos em Portugal e no estrangeiro.

Descrevem-se em particular, as actividades técnicas desenvolvidas em três projectos relevantes de obras subterrâneas que contribuíram fortemente para a aquisição de conhecimentos e competências do autor. Para cada projecto descreve-se a obra, a respectiva solução adoptada, bem como a intervenção desenvolvida.

Através do presente relatório, é realçada a importância do consultor em Engenharia Geológica, quer como projectista quer como fiscal da construção, para o sucesso e controlo técnico-financeiro das empreitadas.

Palavras chave: Projectos geotécnicos, consultoria, supervisão de construção, obras subterrâneas

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

Abstract

The presented report is submitted for the obtainment of the Master's degree in Geological Engineering by Pre-Bologna graduates according to the dispatch n. 20/2010 of the Faculty of Sciences and Technology of NOVA University of Lisbon, and resumes the professional responsibilities and achievements during the sixteen years of engineering activity of the author in geotechnical projects in Portugal and abroad.

Particularly, it is described the executed activities during three important projects of underground works and their relevant constraints and technical challenges that contribute for the increasing development of knowledge and skills by the author. For each project, the development is presented, along with the adopted technical solutions and the role played by the author.

The same report highlights the importance of the Geological Engineering consultant in the organization of a large project (both as designer or works supervisor) for the due success and relevant technical-financial control.

Keywords: Geotechnical projects, underground works, consultancy, construction supervision

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

Índice de conteúdos

Resumo.....	III
Abstract	V
1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Formação académica e complementar	3
1.3. Associações profissionais	3
2. Atividade e experiência profissional	5
3. Projectos profissionais relevantes	9
3.1. Principais empresas associadas.....	9
3.1.1. DHV, SA	9
3.1.2. Lahmeyer International	9
3.1.3. Lombardi SA.....	9
3.2. Empreendimentos mais emblemáticos.....	9
3.2.1. Reforço de Potência de Alqueva II, EDP (2008-2011).....	9
3.2.1.1. Enquadramento do Projecto	9
3.2.1.2. Enquadramento da empresa anfitriã.....	17
3.2.1.3. Responsabilidades profissionais	17
3.2.1.4. Casos de obra e medidas de contingência adoptadas.....	20
3.2.2. Construção do Aproveitamento Hidroelétrico de Laúca (2090 Mw), Angola (2013-2016). 26	
3.2.2.1. Enquadramento do projecto	26
3.2.2.2. Enquadramento da empresa anfitriã.....	30
3.2.2.3. Responsabilidades profissionais	31
3.2.2.4. Casos de obra e medidas de contingência adoptadas.....	31

3.2.3. Construção do Túnel T-48 da Linha Ferroviária USBRL-(Udhampur-Baramulla Railway Line Project)-Caxemira, India.....	53
3.2.3.1. Enquadramento do Projecto	53
3.2.3.2. Enquadramento da empresa anfitriã.....	59
3.2.3.3. Responsabilidades profissionais	60
3.2.3.4. Caso de obra e medidas de contingência adoptadas	61
4. Considerações finais.....	67
Referências bibliográficas	69

Índice de figuras

FIGURA 3.1. PERFIL LONGITUDINAL DO CIRCUITO HIDRÁULICO DE ALQUEVA II	11
FIGURA 3.2. CARTOGRAFIA GEOLÓGICA DE ALQUEVA II – FASE DE CONCURSO	12
FIGURA 3.3. EMBOQUILHAMENTO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO ESCAVADOS A PARTIR DA TOMADA DE ÁGUA.	13
FIGURA 3.4. VISTA DA ESCAVAÇÃO DA CENTRAL ONDE É VISÍVEL O EMBOQUILHAMENTO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO.	13
FIGURA 3.5. FURAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE EXPLOSIVOS (DRILL & BLAST) NOS TÚNEIS DE ADUÇÃO DO CIRCUITO HIDRÁULICO.....	13
FIGURA 3.6. SUSTIMENTO PROVISÓRIO NOS SUPORTES TIPO A, B, C E D	15
FIGURA 3.7. EXEMPLO DE FICHA DE OBRA PARA REGISTO DOS PARÂMETROS GEOMECÂNICOS UTILIZADOS NA CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO	16
FIGURA 3.8. GRÁFICO DAS LEITURAS OBTIDAS NAS ESTAÇÕES DE CONVERGÊNCIA INSTALADAS NA GA1.	19
FIGURA 3.9. INSTALAÇÃO E CALIBRAÇÃO DE CÉLULAS DE CARGA EM ANCORAGENS.....	19
FIGURA 3.10. PLANTA COM A REDE DE DRENOS PREVISTA EM PROJETO DE EXECUÇÃO	20
FIGURA 3.11. EVOLUÇÃO DOS NÍVEIS FREÁTICOS ANTES E APÓS O ESVAZIAMENTO DOS FUROS	21
FIGURA 3.12. LOCALIZAÇÃO NO TERRENO DOS FUROS DOS PIEZÓMETROS, COM INDICAÇÃO DA FALHA, DE DIRECÇÃO E-W E INCLINAÇÃO PARA N.	22
FIGURA 3.13. JUMBO PERFURADOR UTILIZADO NA FURAÇÃO DAS SONDAGENS DESTRUTIVAS EM AVANÇO.....	25
FIGURA 3.14 EXECUÇÃO DO FURO EXPLORATÓRIO COM RECURSO À FERRAMENTA DO JUMBO.....	25
FIGURA 3.15 . LOCALIZAÇÃO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS DO PROJECTO	27
FIGURA 3.16. LOCALIZAÇÃO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS DO PROJECTO	27
FIGURA 3.17. LOCALIZAÇÃO DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS DO PROJECTO.....	28
FIGURA 3.18. LOCALIZAÇÃO DO PROJECTO EM EXTRACTO DA CARTA GEOLÓGICA DE ANGOLA 1:1000000, 1988. SEM ESCALA.	30
FIGURA 3.19. SECÇÕES ADOPTADAS NA ESCAVAÇÃO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO. ESQUERDA: ESCAVAÇÃO EM ABÓBADA E REBAIXO. DIREITA: ESCAVAÇÃO EM SECÇÃO PLENA	32
FIGURA 3.20. CORTE LONGITUDINAL TIPO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO	32
FIGURA 3.21. SUSTIMENTO DA SECÇÃO CORRENTE DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO (TROÇOS A, B, C E E)	34
FIGURA 3.22. DIAGRAMA DAS DIVERSAS FRENTE DE ESCAVAÇÃO DOS TUNEIS DE ADUÇÃO	35
FIGURA 3.23 – DIAGRAMA DE FOGO TIPO PARA OS TÚNEIS DE ADUÇÃO – SECÇÃO PLENA	36
FIGURA 3.24 – DIAGRAMA DE FOGO TIPO PARA OS TÚNEIS DE ADUÇÃO – ABÓBADA E REBAIXO (PLANTA)	37
FIGURA 3.25 – DISTRIBUIÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO	38
FIGURA 3.26. LOCALIZAÇÃO DOS ALVOS DE CONVERGÊNCIA NA SECÇÃO DE ESCAVAÇÃO	39
FIGURA 3.27. DESLOCAMENTOS MEDIDOS NA SECÇÃO DE CONVERGÊNCIAS AO PK 1+295 DO TÚNEL T4A, EM ZONA DE INFLUÊNCIA DE FALHA E MACIÇO CLASSIFICADO COMO CLASSE IV	40
FIGURA 3.28. TÚNEL T2C. FURAÇÃO DA FRENTE COM JUMBO, PARA DESMONTE.....	40

FIGURA 3.29. PLANTA DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO COM DISTRIBUIÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA.....	41
FIGURA 3.30. DISPERSÃO DO VALOR Q DE BARTON AO LONGO DOS TÚNEIS T1 E T2	42
FIGURA 3.31. DISPERSÃO DO VALOR Q DE BARTON AO LONGO DOS TÚNEIS T3 E T4	43
FIGURA 3.32. DISPERSÃO DO VALOR Q DE BARTON AO LONGO DOS TÚNEIS T5 E T6	44
FIGURA 3.33. TÚNEL T1C. PK 0+86. CARREGAMENTO DOS FUROS COM EXPLOSIVOS (EMULSÃO).....	45
FIGURA 3.34. TÚNEL T2C. OPERAÇÃO DE SANEAMENTO MECÂNICO	45
FIGURA 3.35. TÚNEL T5C. APLICAÇÃO DE ANCORAGENS PASSIVAS NA ABÓBADA	46
FIGURA 3.36. TÚNEL T1C. APLICAÇÃO DE BETÃO PROJECTADO REFORÇADO COM FIBRAS	46
FIGURA 3.37. ESQUEMA DE FURACÃO PARA AS INJEÇÕES DE IMPERMEABILIZAÇÃO	47
FIGURA 3.38. FURAÇÃO PARA INJEÇÕES DE IMPERMEABILIZAÇÃO NOS TÚNEIS DE DESVIO.....	50
FIGURA 3.39. OBTURADOR COLOCADO NO FURO DE INJEÇÃO.....	50
FIGURA 3.40. ACOMPANHAMENTO DO CONTROLO DE QUALIDADE DAS CALDAS PRODUZIDAS	50
FIGURA 3.41. FLUXOGRAMA DE EXECUÇÃO DAS INJEÇÕES DE IMPERMEABILIZAÇÃO	51
FIGURA 3.42. ASPECTO DA UNIDADE DE INJEÇÃO UTILIZADA.....	52
FIGURA 3.43. LOCALIZAÇÃO DO TÚNEL T-48.....	53
FIGURA 3.44. SECÇÕES TIPO DO TÚNEL PRINCIPAL E TÚNEL DE SERVIÇO	55
FIGURA 3.45. VISTA GERAL DO EMBOQUILHAMENTO NORTE.....	58
FIGURA 3.46. ESCAVAÇÃO DO TÚNEL PRINCIPAL EM CLASSE B1	58
FIGURA 3.47. INSTALAÇÃO DE ENFILAGENS NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO.....	58
FIGURA 3.48. ASPECTO DA LITOLOGIA ENCONTRADA DURANTE A ESCAVAÇÃO: FILITOS COM INTERCALAÇÕES DE QUARTZO	59
FIGURA 3.49. INSTALAÇÃO DE LATTICE GIRDER NO TÚNEL DE SERVIÇO.....	59
FIGURA 3.50. FRENTE DE ESCAVAÇÃO PREVIAMENTE AO COLAPSO	62
FIGURA 3.51. APÓS O AVANÇO DE ESCAVAÇÃO, A AFLUÊNCIA DE ÁGUA PROVOCOU UM COLAPSO PARCIAL DA ABÓBADA.....	62
FIGURA 3.52. REFORÇO DA FRENTE COM ESCOMBROS E BETÃO PROJECTADO	63
FIGURA 3.53. DRENAGEM DO MACIÇO ACIMA DA COTA DO TOPO DA CAVIDADE.....	64
FIGURA 3.54. DRENAGEM DA FRENTE	64
FIGURA 3.55. ESCAVAÇÃO DO ESCOMBRO ANTERIORMENTE DEPOSITADO NA FRENTE APOS INSTALAÇÃO DAS HEB E ENFILAGENS.....	65

Índice de tabelas

TABELA 1.1. ACTIVIDADE PROFISSIONAL-SÍNTESE	2
TABELA 3.1. FASEAMENTO DA APLICAÇÃO DO SUPORTE EM FUNÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO ESCAVADO	14
TABELA 3.2 – DADOS RECOLHIDOS ANTES E APÓS O ESVAZIAMENTO DOS FUROS DOS PIEZÓMETROS.....	21
TABELA 3.3. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS INCLUÍDAS NO PROJECTO.....	28
TABELA 3.4 –DESENVOLVIMENTO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO.....	33
TABELA 3.5 – TIPOS DE SUSTIMENTO PREVISTOS PARA OS TÚNEIS	34
TABELA 3.6. CARACTERÍSTICAS DA FURAÇÃO PARA DESMONTE	36
TABELA 3.7. RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE CALDAS DE CIMENTO EM LABORATÓRIO DA OBRA	48
TABELA 3.8. RESULTADOS OBTIDOS DURANTE AS INJEÇÕES DO TÚNEL DE DESVIO 2	52
TABELA 3.9. SUSTIMENTO A APLICAR NO TÚNEL PRINCIPAL T-48	57
TABELA 3.10. TIPOS DE SUSTIMENTO APLICADO NO TÚNEL DE SERVIÇO	57

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

1. Introdução

1.1. Enquadramento

O crescente desenvolvimento das obras de engenharia civil, aliado à necessidade de ocupação de áreas geotecnicamente menos favoráveis à implantação de estruturas e atendendo a factores sócio-económicos, tem permitido a expansão de novas técnicas de construção que interagem directamente com as características intrínsecas dos terrenos.

Uma completa caracterização geológico-geotécnica e a realização de estudos geotécnicos dos terrenos intersectados por estes empreendimentos, na fase de projecto, revela-se importante no sentido de diminuir significativamente todos os factores que possam contribuir para a incerteza, quer em termos de custos quer em termos de prazos de conclusão das empreitadas, nomeadamente para obras subterrâneas, pontes e barragens.

Esta incerteza significa em regra para os Donos de Obra, na fase de construção, o aumento de trabalhos não previstos e derrapagem nos prazos de execução. Considerando que a realização de estudos geológico-geotécnicos adequados não ultrapassam, geralmente, 1% dos custos de execução e cerca de 10 a 20% do custo da elaboração do Projecto, é actualmente reconhecida a importância da realização destes trabalhos preliminares, bem como de um adequado e permanente acompanhamento em obra por técnicos especializados em Geotecnia.

A maior parte da actividade profissional do autor (Tabela 1.1), concentrou-se na área da Consultoria de Engenharia em fase de construção e, mais concretamente, no controlo geotécnico em obra, no âmbito da Gestão e Fiscalização de Empreendimentos. Esta última pretende avaliar os pressupostos definidos em Projecto e adaptá-lo às reais condições dos terrenos encontrados, propondo soluções economicamente viáveis que reduzam o factor “incerteza” que caracteriza as obras geotécnicas e, conseqüentemente, permitam ao Dono de Obra a tomada de decisão em tempo adequado.

Este relatório descreve, de uma forma sucinta, quer os principais projectos onde o autor participou activamente, bem como a natural evolução na carreira profissional, desde cargos especificamente técnicos no terreno até cargos de gestão de equipas consultoras, demonstrando assim, que adquiriu, ao longo da sua vida profissional de Engenheiro Geólogo, as competências e conhecimentos necessários para obter o grau de Mestre ao abrigo do Despacho nº20/2010 na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Tabela 1.1. Actividade profissional-síntese

Período	Empresa	Projecto	Cargo	Síntese
Abril 2002 – Novembro 2004	FBO (integrado no consórcio CENOR-FBO)	Túnel de interligação Odelouca – Funcho	Engenheiro Geólogo/Engenheiro de frente	Integrado na equipa de Fiscalização. Mapeamento geológico-geotécnico e classificação geomecânica da frente de escavação para definição do suporte primário em conjunto com o Empreiteiro. Supervisão da escavação em TBM, instalação do suporte primário e revestimento definitivo
Novembro 2004 – Maio 2005	DHV FBO Consultores	Adução de água a Ponte de Sor	Engenheiro de frente	Integrado na equipa de Fiscalização. Acompanhamento e supervisão em obra dos trabalhos de escavação e instalação de tubagens e acessórios.
Maio 2005 – Abril 2007	DHV FBO Consultores	Canal de adução Loureiro – Monte Novo	Engenheiro Geotécnico / Adjunto do Chefe de Fiscalização	Integrado na equipa de Fiscalização. Responsável pelo acompanhamento e supervisão no âmbito geotécnico da Empreitada. Análise e aprovação de toda a documentação de âmbito geotécnico. Adjunto do chefe da Fiscalização para todas as áreas (técnica, administrativa, Qualidade, custos)
Abril 2007 – Maio 2008	DHV Consultores	Construção da Barragem de Odelouca – 2a fase	Engenheiro Geotécnico / Engenheiro de Frente	Integrado na equipa de Fiscalização. Acompanhamento e supervisão em obra dos trabalhos das galerias de injeção e drenagem (estrutura em betão armado e execução de injeções de colagem e impermeabilização).
Maio 2008 – Novembro 2008	DHV Consultores	Ligação ferroviária ao Porto de Aveiro	Engenheiro Geotécnico residente / Responsável da secção de terraplenagens	Integrado na equipa de Fiscalização. Chefia da equipa de acompanhamento e supervisão em obra dos trabalhos de geotecnia e terraplenagens. Análise e aprovação de toda a documentação de âmbito geotécnico.
Novembro 2008 – Agosto 2011	DHV Consultores	Reforço de Potência do Aproveitamento hidroelétrico de Alqueva (Alqueva II)	Engenheiro Geotécnico Residente	Integrado na equipa de Fiscalização. Responsável pela área de Geotecnia, análise e aprovação de toda a documentação de âmbito geotécnico. Mapeamento geológico-geotécnico e classificação geomecânica da frente de escavação para definição do suporte primário em conjunto com o Empreiteiro.
Agosto 2011 – Março 2013	DHV Consultores	Construção das ETAR Aires, Poceirão e Águas de Moura	Engenheiro Chefe residente	Chefia da equipa de Fiscalização. Acompanhamento e supervisão dos trabalhos em obra. Controlo do progresso físico e financeiro.
Outubro 2013 – Março 2016	Lahmeyer International GmbH	Aproveitamento hidroelétrico de Laúca, Angola	Engenheiro Túneis / Geologia	Integrado na equipa de Fiscalização. Responsável de frente Mapeamento geológico-geotécnico e classificação geomecânica da frente de escavação para definição do suporte primário em conjunto com o Empreiteiro. Supervisão da escavação e instalação do suporte primário.
Maio 2016 – Actualmente	Lombardi SA	Túnel T48 – Ligação ferroviária de Caxemira (Udhampur-Baramula), India	Engenheiro Chefe Residente	Chefia da equipa de assistência técnica do Projectista em obra. Supervisão dos trabalhos em obra. Coordenação com a equipa de projectistas em Nova Deli e na Suíça.

1.2. Formação académica e complementar

O autor possui a licenciatura em Engenharia Geológica pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa realizada entre 1995 e 2001. Desde então tem complementado e actualizado os seus conhecimentos principalmente em auto-formação.

Como formação complementar, o autor participou em diversos cursos e especializações que contribuíram para o seu desenvolvimento profissional, os quais são enumerados em baixo:

- Workshop “Explosivos” inserido na Feira Ibérica da Indústria Mineira, Aljustrel, Maio 2013;
- Curso de Gestão Inicial de Projectos (35 h) – ISQ, Lisboa, Março 2013;
- Seminário “Aspectos geotécnicos do projecto, construção, exploração e análises de risco em obras subterrâneas”, LNEC, Dezembro 2009;
- Curso de Auditor Interno de Qualidade (35 h) - Ogimatech, Lisboa, Abril 2008;
- Curso de revestimento de betão em túneis - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Junho 2007;
- Programa de Estágio em exploração mineira (15 dias) – Mina de sal-gema da Clona, SA , Loulé, Abril 1997.

1.3. Associações profissionais

O autor é membro efectivo nº 58.087 desde 2005, do colégio de Engenharia Geológica e de Minas da Ordem dos Engenheiros.

É ainda membro nº 1666 da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

2. Atividade e experiência profissional

O autor iniciou a sua experiência profissional ainda durante a sua formação académica, com um estágio profissional de cerca de 7 meses na secção de exploração de pedreiras na empresa SECIL SA, que decorreu na unidade do Outão – Setúbal, entre Setembro de 2001 e Abril de 2002, onde elaborou a cartografia geoquímica da pedra de margas e a definição dos elementos químicos presentes na matéria-prima para fabricação de cimento.

A partir de Abril de 2002 e até Novembro de 2004, o autor exerceu a sua actividade profissional como Engenheiro de frente/Engenheiro Geólogo no Projecto do Túnel de Interligação Odelouca-Funcho, integrado na equipa de Fiscalização do Consórcio DHVFBO (posteriormente DHV)-CENOR. Foi a primeira grande experiência em obras geotécnicas subterrâneas, com as dificuldades inerentes da escavação com recurso a TBM em maciço de flysh no atravessamento de várias zonas de falha e dificuldade para a escavação e o respectivo suporte.

Entre Novembro de 2004 e Maio de 2005, o autor foi responsável pela supervisão dos trabalhos no Projecto de Adução de Água a Ponte de Sor, como Engenheiro de Frente pela DHVFBO (posteriormente DHV), a qual foi escolhida pela empresa Águas de Portugal, como consultora para os trabalhos de Fiscalização e revisão de projecto. As características geográficas do projecto, o qual ocupava grande parte do concelho de Ponte de Sor, a integração de vários sub-empregados e trabalhos em contexto urbano, com forte impacto sobre outras redes existentes, forneceu ao autor uma boa capacidade de organização, planeamento e adaptação de soluções em obra.

A partir de 2005, e já integrado nos quadros permanentes da DHV, o autor foi Engenheiro chefe adjunto da equipa de Fiscalização do Projecto de Construção do Canal de adução Loureiro-Monte Novo (cliente: EDIA). Os trabalhos de terraplenagem (escavações e aterros controlados) ocuparam a grande maioria do volume do projecto, tendo a actividade de supervisão dos trabalhos exercida uma importância acrescida.

Entre Abril de 2007 e Maio de 2008, a actividade profissional do autor foi exercida no Projecto da Construção da Barragem de Odelouca, como Engenheiro Geotécnico responsável pela frente da fundação da barragem na equipa de Fiscalização do Consórcio CENOR-DHV com responsabilidades de acompanhamento e controlo dos trabalhos de preparação da superfície, construção da galeria de injeção (e respectivos trabalhos acessórios de definição de locais para a cortina de injeções de impermeabilização), galeria de drenagem e trabalhos de injeções de colagem.

No período de Maio 2008 a Novembro de 2008, o autor foi responsável pelo núcleo de Terraplenagens da equipa de Fiscalização do Projecto de Ligação Ferroviária ao Porto de Aveiro (cliente: REFER). Este projecto incluiu a execução de trabalhos geotécnicos muito específicos devido à localização em zona de estuário da ria de Aveiro, como foi o caso da execução de estacas prancha, estacas de brita ou geodrenos e respectivos aterros de pré-carga.

Entre Novembro de 2008 e Agosto de 2011, o autor integrou a equipa de Fiscalização do Projecto de Construção da Central Hidroelétrica Alqueva II, para a EDP, como responsável pela área de Geologia/Geotecnia pela DHV. Neste projecto destacam-se os trabalhos de escavação subterrânea dos túneis de adução, execução de poços de adução utilizando a técnica de *Raise Boring*, bem como a escavação a céu aberto da central principal e respectivos trabalhos de sustimento dos taludes. De salientar a importante condicionante do Projecto: toda a construção foi realizada a cotas inferiores à albufeira existente, o que obrigou à execução de duas ensecadeiras, uma das quais com um importante projecto de cortina de injeções de impermeabilização. Por este motivo também, a componente de instrumentação, a qual o autor foi responsável pelo acompanhamento e controlo, teve um papel relevante durante a construção.

Em Outubro de 2013 e até Março de 2016, o autor participou no mais importante projecto hidroelétrico de África à data: o Aproveitamento Hidroelétrico de Laúca, em Angola, integrado na equipa de Supervisão e Revisão do Projecto do Consórcio Lahmeyer International-COBA, como Engenheiro de túneis/Geotécnico da empresa alemã Lahmeyer International. As suas responsabilidades recaíram, essencialmente, na supervisão das obras subterrâneas dos túneis de desvio, túneis de adução à central principal e galerias de injeção e drenagem da barragem. Entre outros, supervisionou os trabalhos de escavação subterrânea, instalação de sustimento e instrumentação.

Actualmente e desde Maio de 2016, é *Chief Resident Engineer* na equipa de *Detail Design Consultant* (Projectista) do Projecto de Construção da linha ferroviária de Caxemira, Índia, pela empresa suíça Lombardi SA, a qual é responsável pelo Projecto de Execução e Assistência Técnica em obra. As principais responsabilidades do autor passam por gerir e chefiar a equipa de supervisão da Lombardi presente em obra, assim como prestar assistência ao cliente (Indian Northern Railways) em ligação com a equipa de projecto em Nova Deli e na Suíça. A grande complexidade geológica da área do projecto, em plena zona dos Himalaias e consequentes desafios de execução das obras subterrâneas, contribuem fortemente para ampliar a experiência do autor.

Adicionalmente às competências e conhecimentos em obras geotécnicas, o autor esteve ainda envolvido na supervisão e acompanhamento de obras civis, como foi o caso de três estações de tratamento de águas

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

residuais para a Simarsul, no concelho de Setúbal, como Engenheiro Chefe Residente integrado na equipa da DHV. Esta experiência contribuiu para o aprofundamento de competências e conhecimentos adicionais na área da engenharia civil, engenharia hidráulica e gestão de projectos.

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

3. Projectos profissionais relevantes

Apresenta-se, seguidamente, uma breve descrição das principais empresas onde o autor teve oportunidade de desenvolver os seus conhecimentos e competências profissionais, a que sucede a descrição das características de alguns dos projectos mais relevantes no currículo do autor, assim como casos de obra específicos e as funções que desempenhou no respectivo desenrolar.

3.1. Principais empresas associadas

3.1.1. DHV, SA

A DHV SA desenvolveu actividade de consultoria em engenharia em Portugal desde os anos 90. Anteriormente designada por FBO, a empresa foi adquirida posteriormente pelo grupo holandês DHV, passando a designar-se em Portugal por DHVFBO e, posteriormente, DHV SA. A principal área de actividade da DHV em Portugal passou pela consultoria nas áreas do ambiente, planeamento estratégico, estudos de impacto ambiental, estudos de transporte e mobilidade assim como uma forte posição na gestão de projectos, supervisão e fiscalização de empreendimentos. Em 2013, o grupo internacional DHV (agora Royal HaskoningDHV) decidiu descontinuar o negócio no mercado Português.

3.1.2. Lahmeyer International

A Lahmeyer International é uma empresa de consultoria de engenharia alemã com 120 anos de actividade. As principais áreas de negócio são a energia, transportes e recursos hídricos e energia hidroelétrica. Actualmente a empresa faz parte do grupo internacional Tractebel.

3.1.3. Lombardi SA

A Lombardi SA fundada pelo professor Giovanni Lombardi nos anos 50 do século XX e com escritórios na Suíça (sede), Europa, América Latina e Índia, tem uma forte implantação em estudos e projectos de obras subterrâneas. A Lombardi SA participou no projecto do túnel de São Gotardo na Suíça (57 km) como projectista e supervisor durante a construção.

3.2. Empreendimentos mais emblemáticos

3.2.1. Reforço de Potência de Alqueva II, EDP (2008-2011)

3.2.1.1. Enquadramento do Projecto

A Empreitada Geral de Construção do Projecto do Reforço de potência da central hidroelétrica Alqueva II, compreendeu a execução das seguintes obras de construção civil:

- Estrada de acesso à Central, a partir da que estabelece a ligação com a estrutura da descarga de fundo da barragem, adaptando-a de modo a garantir o acesso à estrutura das grades da restituição, às comportas dos tubos de aspiração, à cobertura da Central e à Subestação;
- Central e Subestação exterior, parcialmente localizada sobre o corpo da Central, incluindo escavação a céu aberto com um volume de cerca de 400 000 m³;
- Galeria de ataque para permitir a escavação de ambas as galerias de adução, com um desenvolvimento de cerca de 141 m e uma secção em ferradura de hasteais perpendiculares à soleira, com 5 m de largura e 5,5 m de altura;
- Tomadas de água e galerias de adução subterrâneas (Figura 3.1), com 8,5 m de diâmetro interior no troço inicial e desenvolvimento total de cerca de 360 e 387 m, respectivamente nos Grupos 1 e 2, aproveitando a estrutura de betão existente para isolar a zona de entrada do sistema da tomada, através da instalação de ensecadeira;
- Restituição através de canal trapezoidal escavado na rocha, com 47 m de largura de rasto e uma extensão próxima de 60 m, incluindo ensecadeira parcialmente em terreno natural;
- Trabalhos de recuperação e integração paisagística do local da obra e da escombeira;
- Trabalhos diversos (selagens, injeções, montagens, monitorizações, entre outros).

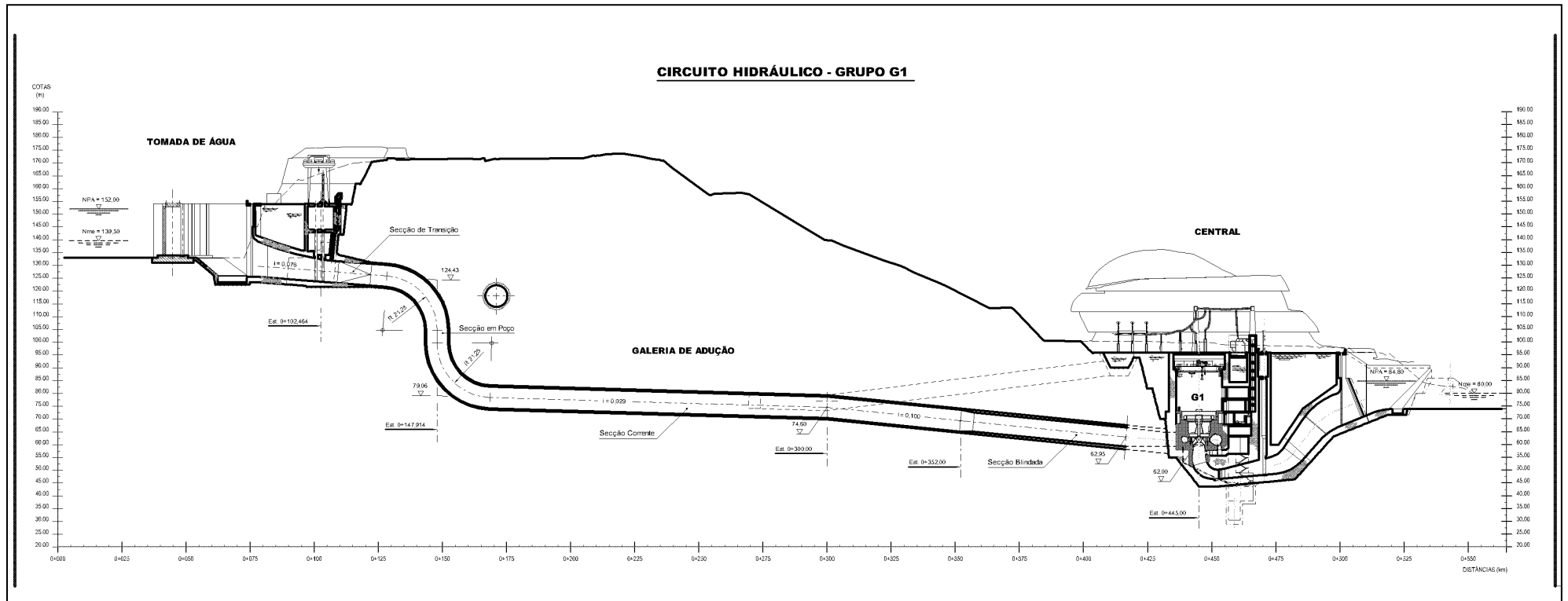


Figura 3.1. Perfil longitudinal do circuito hidráulico de Alqueva II (adaptado de COBA, 2007)

Relativamente ao enquadramento geológico (Figura 3.2), as escavações previstas em projecto, nomeadamente da central a céu aberto, tomada de água e do circuito de adução subterrâneo (Figura 3.3 a Figura 3.5), interceptaram as seguintes formações:

- a) *Complexo Vulcano-Sedimentar de Moura-Ficalho*, constituída por metassedimentos, nomeadamente xistos, filitos e materiais carbonatados metamorfizados;
- b) *Xistos verdes intercalados de mármore*. Estas rochas ocorrem sob a forma de bandas estratiformes maciças ou laminadas. Quando maciças, as rochas iniciais poderiam ter sido escoadas basálticas ou rochas vulcânicas intrusivas intermédias a ácidas, transformadas por recristalização e neoformação de minerais em rochas metamórficas verdes.

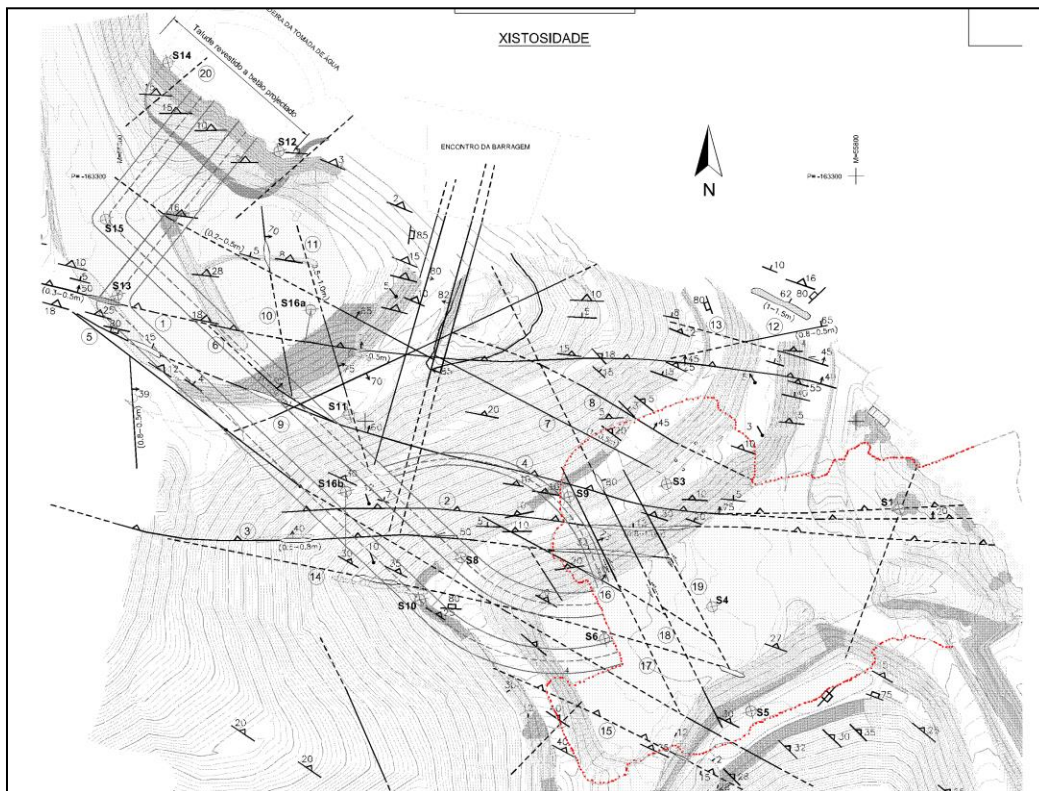


Figura 3.2. Cartografia geológica de Alqueva II – fase de concurso (adaptado de COBA, 2007)



Figura 3.3. Emboquilhamento dos túneis de adução escavados a partir da tomada de água.

Figura 3.4. Vista da escavação da central onde é visível o emboquilhamento dos túneis de adução.



Figura 3.5. Furação para colocação de explosivos (Drill & Blast) nos túneis de adução do circuito hidráulico

Embora a actividade do autor tenha sido diversificada em todo o âmbito deste projecto, que pela sua natureza engloba um número significativo de trabalhos geotécnicos (escavações subterrâneas, céu aberto, injeções, contenções, aterros, etc), esta secção inclui um resumo sucinto dos trabalhos de escavação subterrânea.

Assim, e no que diz respeito à execução das obras subterrâneas, o projecto de execução definiu quatro classes distintas de sustimento em função do valor estimado do índice obtido através da classificação geomecânica do maciço rochoso (Tabela 3.1 e Figura 3.6). Neste caso, o maciço escavado foi classificado segundo Bieniawski, (1989) pelo respectivo índice RMR.

A metodologia de escavação escolhida pelo Empreiteiro dividiu-se em duas fases:

1ª fase – Abóbada e hasteais

2ª fase – Rebaixo dos hasteais

Tabela 3.1. Faseamento da aplicação do suporte em função da classificação geomecânica do maciço escavado

suporte	Faseamento da aplicação do sustimento
A e B	1- aplicação de swellex após cada avanço
	2- colocação de BP pode aguardar, no máximo, até à conclusão do 2º avanço consecutivo. Na abóboda deverá ser aplicado BP a seguir a cada avanço da frente
C e D	1- aplicação de swellex após cada avanço
	2- Aplicação da 1ª camada BP a seguir a cada avanço da frente, incrementando a espessura nos avanços consecutivos até atingir espessura projecto

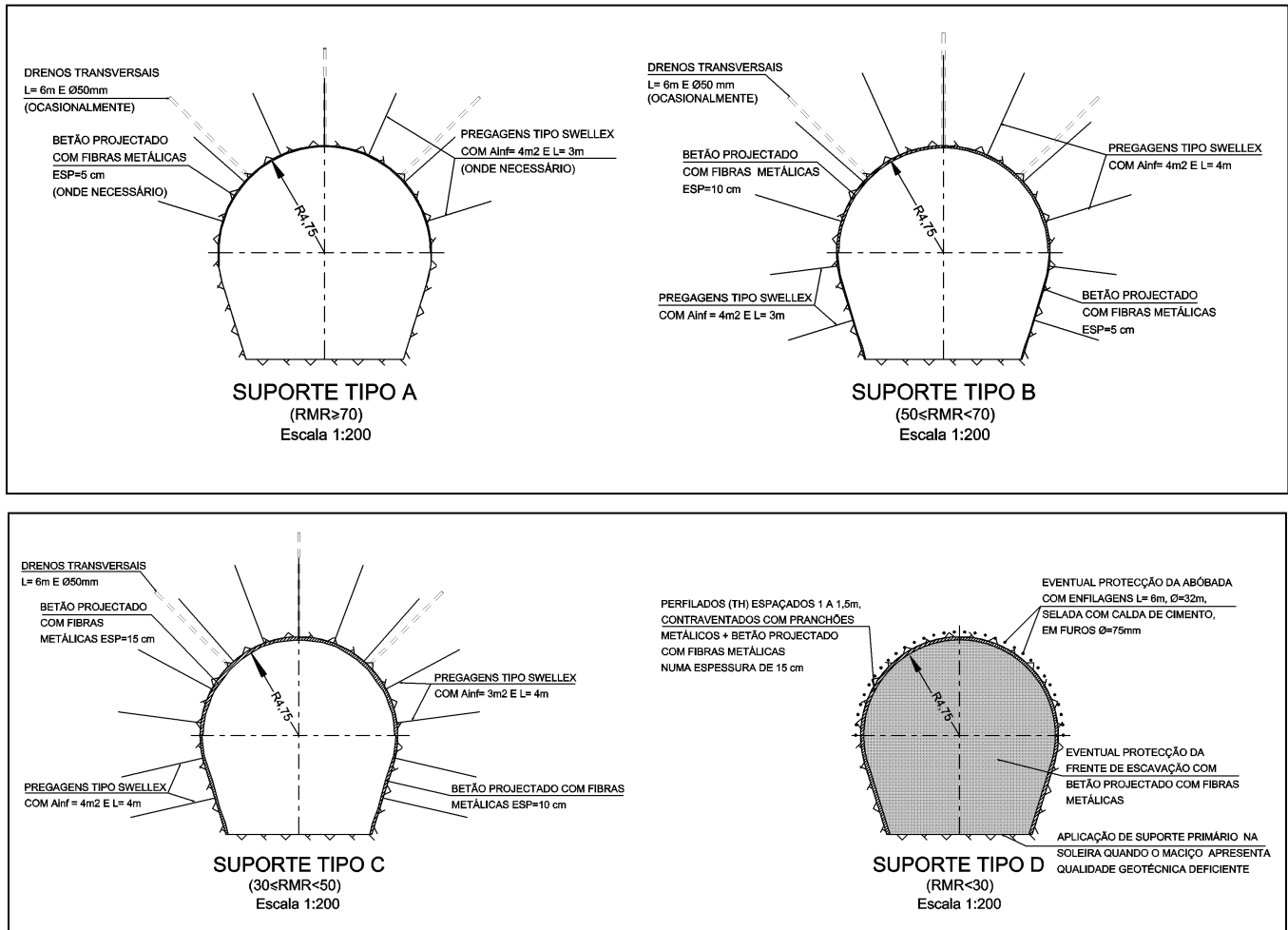




Figura 3.6. Sustimento provisório nos suportes tipo A, B, C e D (adaptado de COBA, 2007)

A quase totalidade da extensão do circuito hidráulico foi escavado em maciço classificado com valores de RMR correspondentes ao suporte tipo A (cerca de 40%) ou B (cerca de 60%), sendo muito pequena a expressão das restantes tipologias (tipo C < 1%).

A boa qualidade do maciço é plenamente justificada devido à natureza litológica dos xistos verdes, competentes, com valores elevados de RQD, bem como à localização relativamente superficial da escavação subterrânea com valores máximos de recobrimento de 100 metros, onde o estado de tensão não se revelou um problema. Por outro lado, a natureza intrínseca da xistosidade dominou os comportamentos potenciais de instabilidade do maciço durante a escavação, com o perigo de destaque de cunhas instáveis por conjugação das famílias de discontinuidades. A instalação de pregagens pontuais foi utilizada como suporte adicional nestes casos. No âmbito do acompanhamento realizado

em obra, o autor teve a seu cargo a validação do registo de classificação geomecânica da frente de escavação (Figura 3.7).





REFORÇO DE POTÊNCIA DO ALQUEVA GALERIA DE ADUÇÃO 2

Classificação de Bieniawski ao PK 0+123,9

Point Load Mpa	Res. Comp. Uniaxial Mpa		
>10	>250	15	Valor Adoptado 12
4 - 10	100 - 250	12	
2 - 4	50 - 100	7	
1 - 2	25 - 50	4	
< 2 *	5 - 25	2	
< 2 *	1 - 5	1	
< 2 *	< 1	0	

RQD %		
90 - 100	20	Valor Adoptado 18
75 - 90	17	
50 - 75	13	
25 - 50	8	
< 25	3	

Características das descontinuidades (ver nota)		
Paredes rugosas, descontinuas, fechadas, paredes sem alteração	30	Valor Adoptado 6
Paredes ligeiramente rugosas, abertura < 1 mm, paredes ligeir. alteradas	25	
Paredes ligeiramente rugosas, abertura < 1 mm, paredes muito alteradas	20	
Contínuas;		
Paredes lisas ou preenchimento argiloso < 5 mm ou abertura 1 - 5 mm	10	
Contínuas;		
Preenchimento argiloso > 5 mm ou abertura > 5 mm	0	

Espaçamento descontinuidades		
> 2 m	20	Valor Adoptado 17
0.6 - 2 m	15	
200 - 600 mm	10	
60 - 200 mm	8	
< 60 mm	5	

Orientação descontinuidades		
Muito Favorável	0	Valor Adoptado -5
Favorável	-2	
Razoável	-5	
Desfavorável	-10	
Muito desfavorável	-12	

Água Subterrânea			
Fluxo/10 m túnel	Quociente=Pressão hidráulica fracturas/ Tensão principal	Condições Gerais	
Nulo	0	Seco	Valor Adoptado 14
< 10 l/min	0.0 - 0.1	Húmido	
10 - 25 l/min	0.1 - 0.2	Saturado	
25 - 125 l/min	0.2 - 0.5	Golejante	
> 125 l/min	> 0.5	Escorrência	

RMR
62
SUPORTE TIPO
B


Direcção Perpendicular ao eixo do Túnel				Direc. Paralela ao eixo		Inclinação
A favor da Escavação		Contra a Escavação		45°-90°	20°-45°	0° - 20°
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	Muito Desfavorável	Razoável	Razoável
Muito Favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável			

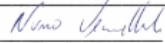
Nota: Guia para a classificação das características das descontinuidades

Comprimento da descontinuidade	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m
Separação (abertura)	6	4	2	1	0
	fechada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5mm
Rugosidade	6	5	3	1	0
	muito rugosa	rugosa	ligeira/ rugosa	lisa	espelhada
Enchimento	6	4	2	2	0
	nenhum	< 5mm, duro	> 5mm, duro	< 5mm, mole	> 5mm, mole
Alteração	6	5	3	1	0
	não alterada	ligeira	moderada	muito alterada	decomposta

SOMA DOS PESOS	CLASSE Nº	DESCRIÇÃO
100 - 81	I	Muito Bom
80 - 51	II	Bom
50 - 41	III	Razoável
40 - 21	IV	Mau
<20	V	Muito Mau

Data: 22 / 02 / 2010

Efectuado por: 

Validado por: 
(Fiscalização)

* limite de sensibilidade do aparelho

Figura 3.7. Exemplo de ficha de obra para registo dos parâmetros geomecânicos utilizados na classificação do maciço (adaptado de CÊGÊ/HidroAlqueva ACE, 2010)

3.2.1.2. Enquadramento da empresa anfitriã

Os serviços da DHV, empresa responsável pelos serviços de Fiscalização e acompanhamento dos trabalhos em obra, inseriram-se no âmbito do Regulamento de Segurança de Barragens (decreto-lei 344/2007 de 15 Outubro de 2008) que define o enquadramento legal e responsabilidades dos Donos de Obra, e respectivos agentes, na construção de barragens no território nacional.

Assim, o contrato de Fiscalização, actividade na qual o autor esteve integrado, incluía as seguintes actividades:

- i. Gestão da informação;
- ii. Controlo do planeamento, quantidades e custos;
- iii. Controlo de Qualidade;
- iv. Controlo geológico e geotécnico;
- v. Controlo ambiental;
- vi. Colaboração no âmbito da segurança e saúde no trabalho

3.2.1.3. Responsabilidades profissionais

As funções e responsabilidades específicas do autor nesta empreitada visavam garantir o acompanhamento geológico e geotécnico de construção, nomeadamente:

- Participar nas reuniões preparatórias do início das escavações, para proceder à preparação e implementação das actividades associadas à execução da cartografia geológica e caracterização geotécnica das superfícies escavadas, do Plano de Observação e Monitorização da Obra (POMO) e do Plano de Monitorização das Vibrações da Obra (PMVO);
- Pronunciar-se sobre as metodologias de execução de escavações, incluindo propostas de pré-contenção e contenção, e da cartografia geológica de engenharia e caracterização geotécnica das superfícies escavadas (subterrâneas e a céu aberto), verificando o seu cumprimento;
- Convocar, participar e registar em acta as reuniões técnicas semanais, durante as fases de escavação, para análise de questões do âmbito da geologia e da classificação geotécnica dos maciços interessados pelas escavações em curso;

- Appreciar a informação proveniente da monitorização da Obra para, nomeadamente, avaliar e promover de imediato as acções correctivas de eventuais irregularidades, ou situações particulares que possam colocar em risco a segurança da Obra;
- Appreciar e validar no final de cada dia de trabalho de escavação, as fichas de caracterização geológica e geotécnica e os respectivos registos fotográficos e os registos diários das medições das vibrações;
- Validar os relatórios finais da escavação e da caracterização das medições efectuadas;
- Appreciar e validar os sistemas de observação propostos para controlo das deformações dos maciços envolventes ou dos suportes instalados nas escavações subterrâneas, dos taludes nas escavações a céu aberto e das enseadeiras;
- Verificar o fornecimento e a instalação da instrumentação de monitorização definida no POMO e validar os resultados das campanhas de observação e os relatórios finais.

Uma das principais responsabilidades do autor consistiu no acompanhamento dos trabalhos de escavação e instalação do respectivo sustimento em todo o circuito hidráulico, desde a tomada de água (Figura 3.3), passando pelos dois túneis de adução, escavação da central a céu aberto e terminando na restituição.

O referido acompanhamento incluiu a validação da caracterização geológica-geotécnica do maciço escavado, através da cartografia geológica-geotécnica das frentes de escavação (a céu aberto e subterrânea) com a adopção de classificações geomecânicas (Bieniawski e Barton), bem como a consequente definição do sustimento das escavações subterrâneas (de acordo com a filosofia NATM). A cartografia da frente foi elaborada por equipa do Empreiteiro geral e o suporte para cada avanço definido em conjunto entre o geólogo do Empreiteiro geral e o autor.

Parte integrante do conceito de escavação subterrânea pelo método austríaco (NATM), a instrumentação e monitorização das escavações subterrâneas desempenhou um papel fundamental no acompanhamento geotécnico da obra. Neste âmbito, o autor foi responsável por todo o processo de aprovação dos instrumentos propostos pelo Empreiteiro geral, assim como pelo acompanhamento e supervisão da instalação, calibração e avaliação da evolução das leituras ao longo da obra (Figura 3.8 e Figura 3.9).

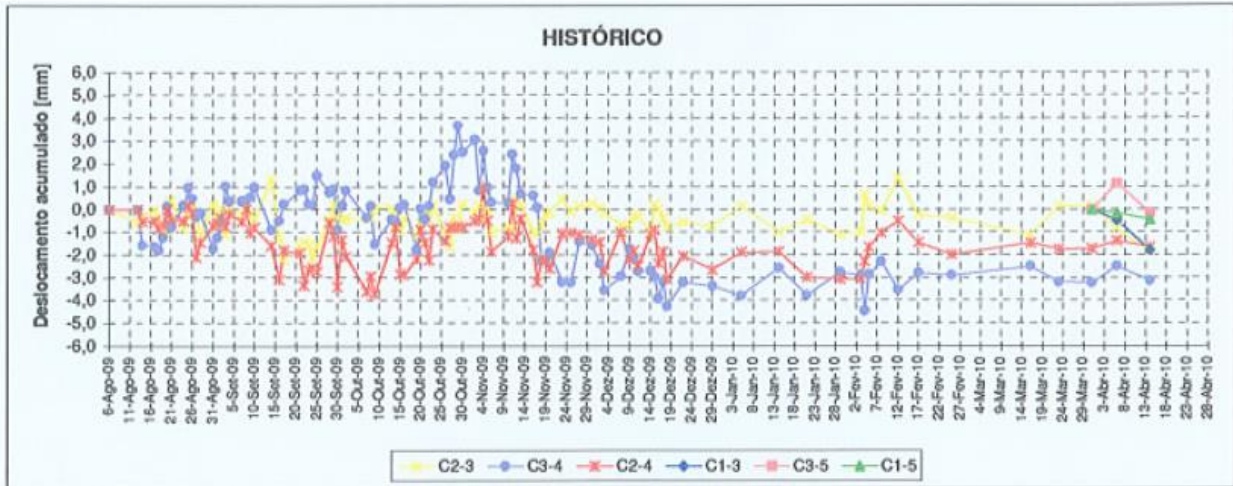


Figura 3.8. Gráfico das leituras obtidas nas estações de convergência instaladas na GA1. (adaptado de CÊGÊ/HidroAlqueva ACE, 2010)

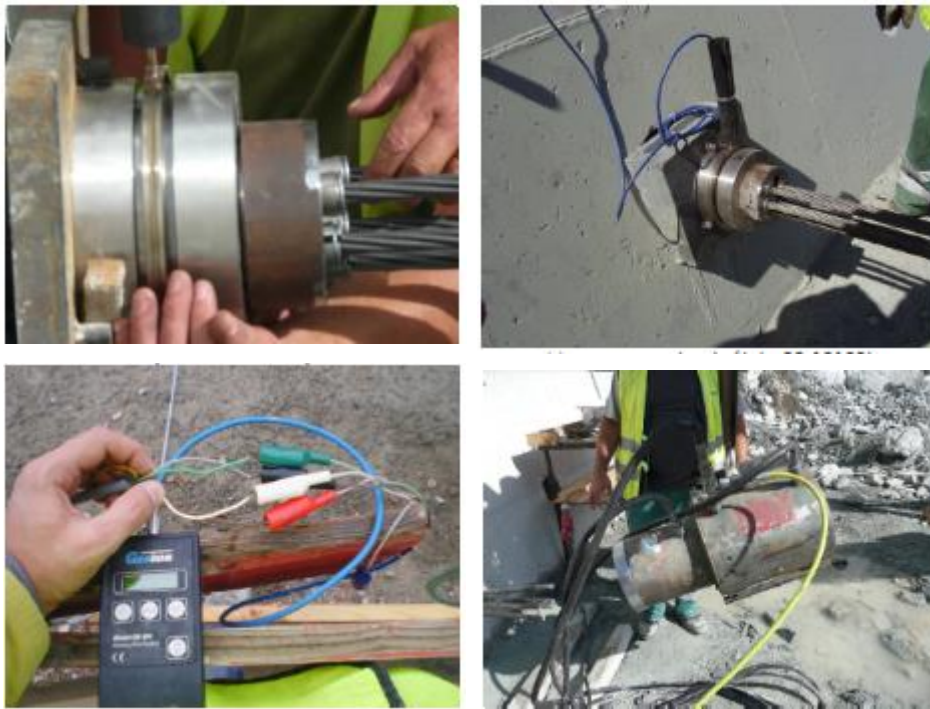


Figura 3.9. Instalação e calibração de células de carga em ancoragens (Cêgê, HidroAlqueva ACE, 2010)

3.2.1.4. Casos de obra e medidas de contingência adoptadas

i. Cortina de drenos verticais a montante da Ensecadeira de Jusante

O projecto de execução (COBA, 2007) previa, durante a fase inicial da escavação da central, a realização de uma cortina de drenos verticais profundos, à cota (71,70), a montante (sentido circuito) da cortina de impermeabilização da ensecadeira de jusante, constituída por uma fiada de 15 furos afastados de 3 metros e com 25 metros de profundidade, atingindo a cota (46,70).

O principal objectivo desta cortina seria o alívio das pressões hidrostáticas no maciço, de modo a garantir a segurança das obras de retenção (ensecadeira) e escavação até às cotas inferiores de fundação da Central (45,00).

O projecto previa, ainda, a execução de uma malha de drenos sub-horizontais, afastados de 2 metros entre si, na escavação da restituição, entre as cotas (52,00) e (62,00).

Face à observação das escavações que foram sendo realizadas na central, o autor, o qual integrava a equipa Consultora, propôs-se avaliar a real necessidade de execução das cortinas de drenagem, estudando para tal o comportamento dos níveis de água nos piezómetros 4 e 5, durante e após a abertura dos furos à roto-percussão (Figura 3.10).

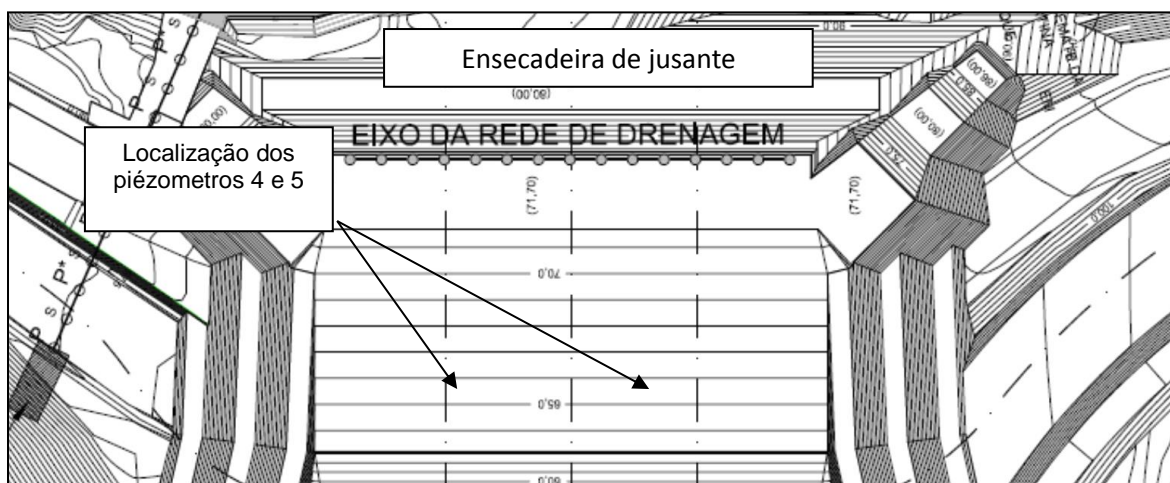


Figura 3.10. Planta com a rede de drenos prevista em projeto de execução (extrato da planta de escavações. COBA, 2008)

A seguinte metodologia foi seguida para execução e interpretação dos dados recolhidos:

- 1 – Furação à roto-percussão (utilizando apenas ar) para instalação dos piezómetros de tubo aberto 4 e 5 no dia 20.11.2009, a partir da cota de boca (68,00) e até às cotas (44,60) e (44,10) respectivamente (inicialmente estava previsto furação à rotação com recolha de amostra);
- 2 - Registo da cota dos níveis freáticos após a furação, no dia 23.11.2009;
- 3 – Esvaziamento dos furos e leituras dos níveis freáticos nos dias seguintes.

Tabela 3.2 – Dados recolhidos antes e após o esvaziamento dos furos dos piezómetros

leituras		piezómetro 4			piezómetro 5		
dia	hora	cota NF	cota boca	cota fundo	cota NF	cota boca	cota fundo
23-11-09	15:00	62,1	66,6	44,6	44,37	67,67	44,17
23-11-09	18:00	45,6					
23-11-09	20:00	45,6					
24-11-09	0:00	49					
24-11-09	6:00	53					
24-11-09	13:50	59,8					
25-11-09	17:00	61,85					
					44,47		
					46,89		

Através do conhecimento entretanto adquirido durante a escavação do maciço interessado por esta zona da obra, a Consultora solicitou o alargamento da malha de drenos sub-horizontais prevista para o talude Este, abaixo da cota (70,00), para 4x4 metros em alternativa à malha preconizada no projecto de execução de 2x2 m.

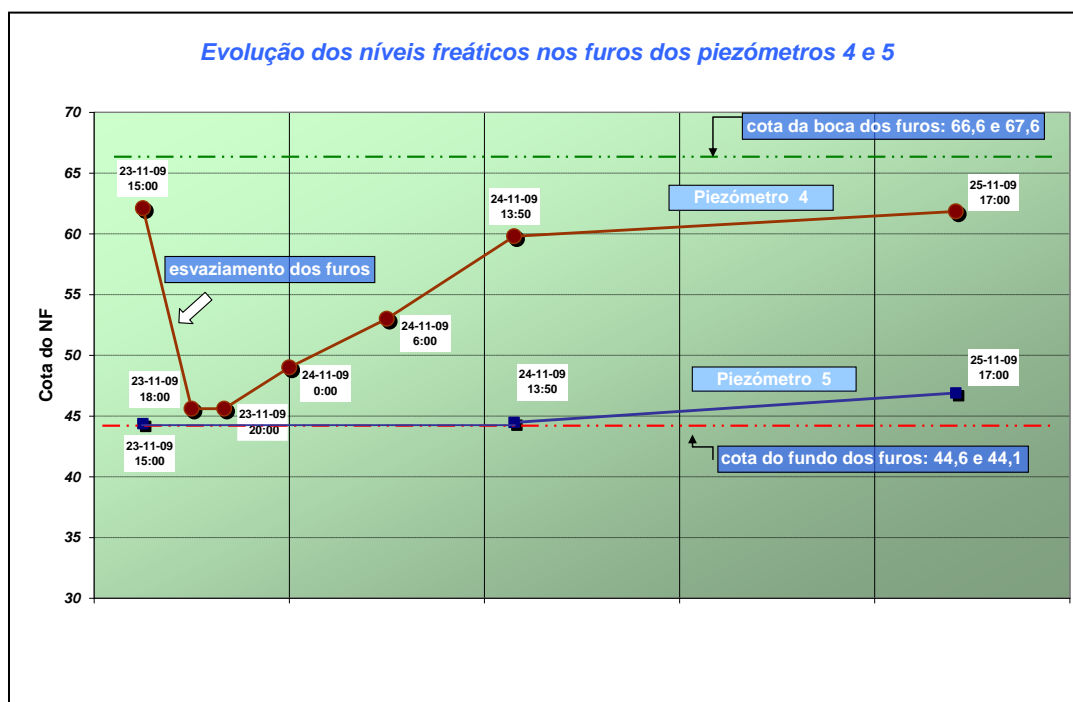


Figura 3.11. Evolução dos níveis freáticos antes e após o esvaziamento dos furos (adaptado DHV, 2009)



Figura 3.12. Localização no terreno dos furos dos piezómetros, com indicação da falha, de direcção E-W e inclinação para N.

Dos registos de leitura dos níveis freáticos antes e após esvaziamento dos furos dos piezómetros 4 e 5, constatou-se o seguinte:

- 1 - A recuperação do NF nos furos 4 e 5 foi lenta, sendo que, no caso do furo 5, este nem apresentava água no seu interior;
- 2 - O nível freático medido no furo do piezómetro 4, antes e após o esvaziamento, teria origem e seria alimentado pela fractura de direcção E-W e inclinação N (Figura 3.12) que transportaria a água proveniente dos drenos horizontais instalados no tardo da estrutura da Ensecadeira, a qual escorria pela superfície de escavação;
- 3 - Os caudais provenientes dos drenos horizontais perfurados entre as cotas (62,00) e (52,00) mostraram ser insignificantes e resultado de infiltrações superficiais, o que indicou não haver percolação pela fundação da Ensecadeira.

De acordo com estes dados, o autor e respectiva equipa foram da opinião que poderia ser recomendada a dispensa da execução da cortina de drenos a jusante da Ensecadeira. Decisão que veio a ser aceite pelo Dono de Obra (EDPP).

A não execução da cortina de drenos prevista, significou uma economia para a EDPP.

A alteração da malha de drenos sub-horizontais entre as cotas (52,00) e (62,00) permitiu reduzir em cerca de 75% os furos previstos.

Relativamente à execução da furação dos piezómetros 4 e 5, o autor e respectiva equipa em obra propôs a alteração do método de furação, inicialmente previsto como rotação com recolha de amostra, para furação à rotopercussão. Esta alteração, corroborada pela Assistência Técnica do Dono da Obra, significou uma importante poupança para a EDPP (cerca de 40% do previsto).

Deste modo, as alterações propostas pela equipa Consultora em obra, nesta frente, significaram importantes poupanças, mantendo-se o espírito do projecto e reduzindo também algum tempo nos prazos parcelares da obra.

ii. Sondagem em avanço nas galerias de adução (alteração de metodologia)

As condições técnicas do caderno de encargos, previam a realização de sondagens em avanço nas frentes de escavação subterrânea das galerias de adução, com comprimento de 20 m e diâmetro mínimo de 76 mm, com recolha de amostra. Esta furação teria como objectivo o reconhecimento complementar das condições geológico-geotécnicas do maciço a escavar e prever eventuais acidentes geológicos que pudessem provocar atrasos no progresso da escavação.

Este trabalho, previsto ser executado durante toda a actividade da escavação das galerias, estava valorizado no mapa de quantidades do contrato num total de 622 metros de furação.

Face às boas condições encontradas durante os trabalhos de cartografia geológico-geotécnica e caracterização geomecânica realizados pela equipa de geologia do Empreiteiro, juntamente com a equipa de geotecnia liderada pelo autor, após cada avanço da escavação da galeria de ataque verificou-se que o maciço atravessado podia ser considerado de boa qualidade e relativamente impermeável. A Consultora tomou então a decisão, em obra e com a ulterior concordância do Projectista, de prescindir das sondagens carotadas em avanço à rotação, uma vez que se tornaria num trabalho moroso e com claras quebras no rendimento da escavação das galerias. Considerando que os trabalhos de produção

necessitariam de parar durante 10 a 12 horas por sondagem (rendimento de cerca de 1,5 m/h e por sondagem) e que estando previstas 31 sondagens, significaria cerca de 372 horas de paragem.

Em alternativa, ficou definido que, durante a operação de furação da frente de escavação, com recurso ao Jumbo perfurador, este realizaria um furo à rotopercussão com 7 m de comprimento, em tudo idêntico aos furos para colocação das cargas explosivas, onde seriam registadas diversas informações obtidas a partir da furação, tal como:

- Rendimento de furação (ml/min);
- Afluência de água do maciço à furação, com quantificação de caudais;
- Côr da água de furação;
- Encravamento das varas ou perdas de pressão.

Estas sondagens destrutivas realizaram-se apenas nos troços a montante da intersecção com a galeria de ataque, uma vez que se entendeu que nos avanços para jusante a afluência de água não seria significativa (Figura 3.13 e Figura 3.14).

Após esta proposta da equipa Consultora, a EDPP prescindiu definitivamente deste trabalho.

A informação assim obtida na escavação da Galeria 1, foi utilizada para a Galeria 2, uma vez que esta foi escavada posteriormente.

Esta alteração deu origem a uma menor valia e a um preço novo de furação (definido a partir do preço contratual para furação de enfilagens). No total foram realizados 203 ml.

Esta alteração proposta pela equipa Consultora, significou para o Dono de Obra, uma poupança, sem prejuízo do acompanhamento geotécnico e recolhendo a informação necessária, relativamente à qualidade do maciço, conseguindo deste modo, antecipar possíveis afluências de água na frente que prejudicariam e obrigariam a paragens não previstas.

Além da redução de custos, é importante salientar a redução em termos de prazos de execução. Considerando que as sondagens destrutivas com recurso à furação à rotopercussão demoraram em média 10 min/furo (0,7ml/min) e que foram realizadas 29 sondagens, isto significou um total de cerca de 5 horas de paragem, que comparado com as cerca de 372 horas previstas, contribuíram para um avanço de 3 semanas de trabalho, não incluindo paragens por avaria.



Figura 3.13. Jumbo perfurador utilizado na furação das sondagens destrutivas em avanço.



Figura 3.14 Execução do furo exploratório com recurso à ferramenta do jumbo

3.2.2. Construção do Aproveitamento Hidroelétrico de Laúca (2090 Mw), Angola (2013-2016)

3.2.2.1. Enquadramento do projecto

O empreendimento do aproveitamento hidroelétrico de Laúca é caracterizado pelas seguintes características técnicas:

- Circuito hidráulico principal localizado na margem direita do rio Kwanza, sendo constituído por seis tomadas de água localizadas junto da barragem seguido por poços que conduzem o fluxo até aos túneis de adução, que por sua vez, o conduzem até à central principal subterrânea;
- A barragem é do tipo gravidade, constituída em betão compactado com cilindro (BCC), com altura máxima de 132 metros desde a sua fundação e comprimento total de 1.1 km. No corpo da barragem estão localizados os descarregadores de fundo, descarregador de cheias e a central ecológica;
- O desvio do rio para permitir a construção da barragem foi executado através de 2 túneis com 14 metros de altura e 14 metros de largura e comprimento de 459 m e 543 m respectivamente. Associado aos túneis de desvio, foi construída uma ensecadeira de enrocamento com núcleo impermeabilizante, a montante da barragem, com cerca de 25 metros de altura;
- A tomada de água é constituída por 6 unidades com largura total de 162 m e altura máxima de 74 metros desde a sua fundação;
- A jusante da tomada de água, os poços de adução (shafts) com cerca de 60 metros de altura e 8 metros de diâmetro foram escavados em rocha com recurso, numa primeira fase, a *raise boring* para estabelecimento de um poço de 2 metros de diâmetro de modo a permitir o lançamento dos escombros da escavação de 2ª fase (alargamento do poço por explosivos).

As obras subterrâneas do circuito hidráulico acima mencionado iniciaram-se na tomada de água, na albufeira de Laúca, à cota (779,60) em poços verticais com 58 metros cada e que antecedem 12 km de túneis de adução divididos por 6 unidades que transportam os caudais até à central principal subterrânea, constituída por uma caverna com uma altura total de 60 metros e 294 metros de comprimento. A restituição é feita através de 6 túneis de fuga, com 75 metros até ao canal de restituição à cota (601,90).

A partir da central subterrânea, a ventilação é feita através de um túnel com cerca de 60 metros e os barramentos transportados para o pátio dos transformadores através de 6 túneis, cada um com um desenvolvimento de 80 metros.

Foi definida uma galeria de drenagem de modo a controlar eventuais subpressões no maciço rochoso, na região do troço blindado dos túneis de adução e a montante da central. Esta estrutura de drenagem é constituída por uma galeria principal de 237 metros e mais 3 galerias com 20,5 metros cada.

Para ataque das várias frentes do circuito hidráulico durante a fase de construção, foram escavados túneis, alguns dos quais serão considerados definitivos para acesso à central subterrânea. No total foram executados 452 metros.

Na barragem, o projecto previa a realização de 4 galerias de drenagem e injeção em ambos os encontros e em 2 cotas distintas, num total de 511 metros. Para acesso rodoviário à Central Ecológica a partir da margem esquerda, foi executado um túnel com cerca de 600 metros de comprimento.

Nas Figura 3.15, Figura 3.16 e Figura 3.17 são representadas as frentes de obra subterrânea do Projecto.



Figura 3.15 . Localização das obras subterrâneas do Projecto (adaptado Coba/Lahmeyer 2016)

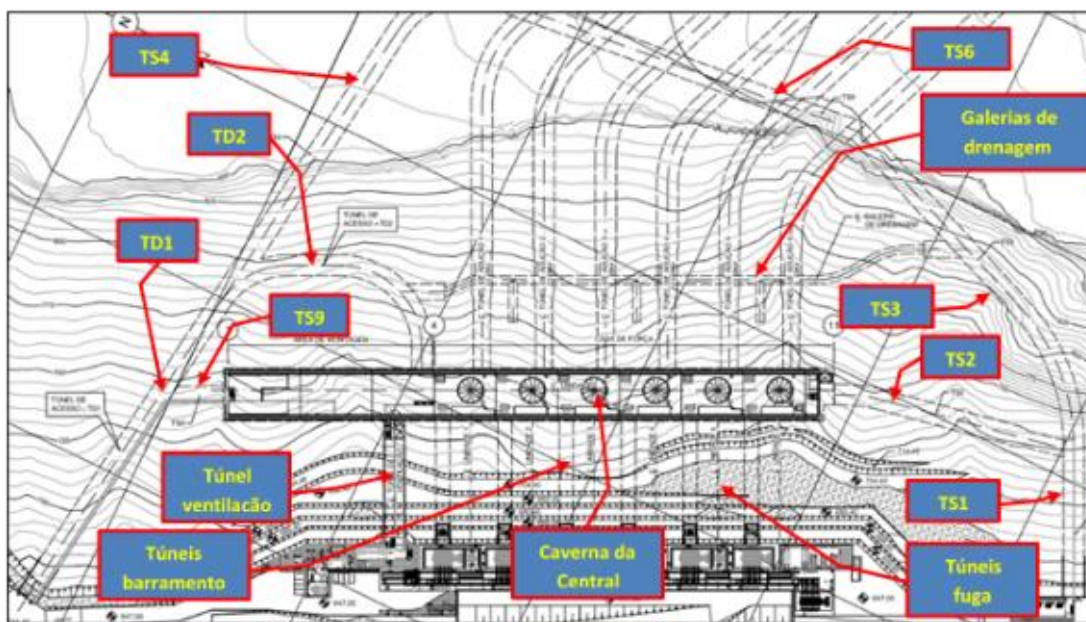


Figura 3.16. Localização das obras subterrâneas do Projecto (adaptado Coba/Lahmeyer 2016)

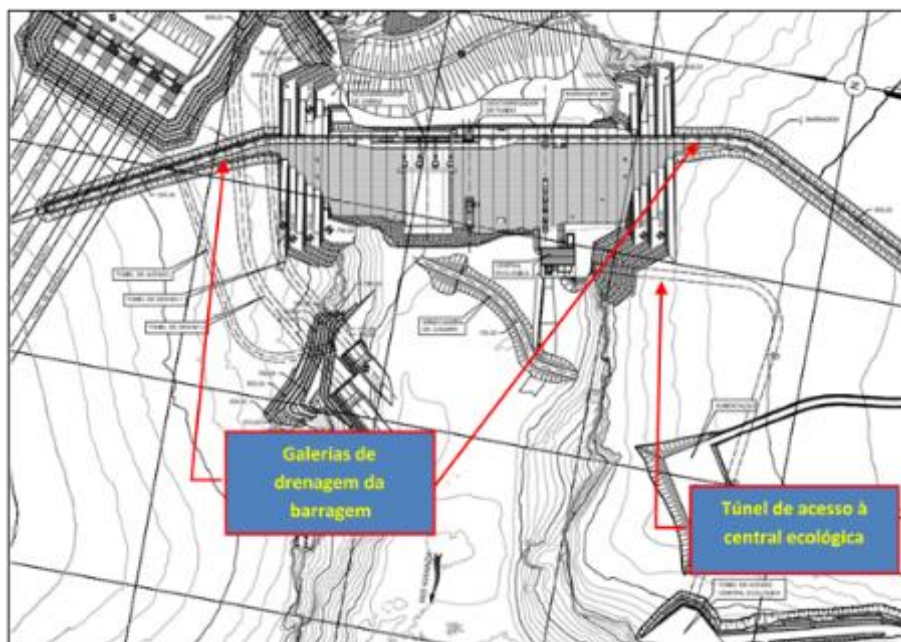


Figura 3.17. Localização das obras subterrâneas do Projecto (adaptado Cobra/Lahmeyer 2016)

Apresenta-se na Tabela 3.3, as principais características do Projecto.

Tabela 3.3. Principais características das obras subterrâneas incluídas no Projecto (adaptado Cobra/Lahmeyer, 2016)

<i>Frente</i>	<i>Comprimento (m)</i>	<i>Comprimento total (m)</i>	<i>Volume escavação (m³)</i>	<i>Cota mínima (m)</i>	<i>Cota máxima (m)</i>
Poços	6 x 58,3	349,8	24.600 (aprox)	721,3	779,6
Túneis de adução	6 x 1938,1 (média)	11.628,7	198.000 (aprox)	612,45	721,3
Caverna subterrânea da central	294	294	255.000 (aprox)	591,9	651,5
Túneis de barramento	6 x 80,2	481,3	3300 (aprox)	628,55	653,4
Túneis de fuga	6 x 74,5	452,4	57.000 (aprox)	601,88	629,8
Túnel de ventilação	60,3	60,3	4800 (aprox)	640,9	653,4
Galerias de Drenagem da Central	236,7 + 3 x 20,5	298,2	6350 (aprox)	631,4	638,7

<i>Frente</i>	<i>Comprimento (m)</i>	<i>Comprimento total (m)</i>	<i>Volume escavação (m³)</i>	<i>Cota mínima (m)</i>	<i>Cota máxima (m)</i>
Túneis de serviço / acesso	-	1683,4	121.800 (aprox)	-	-
Galerias de Drenagem da Barragem	-	510,7	5900 (aprox)	760	798
Túnel de acesso à Central Ecológica	604,6	604,6	42.000 (aprox)	730	803

Relativamente à caracterização geológica da área de implantação da obra, é importante referir que as características geológico-geotécnicas do maciço intersectado pelas estruturas subterrâneas eram bem conhecidas após a escavação das estruturas para os túneis de desvio, realizada entre 2012 e 2014, tendo sido essa a base para a elaboração do projecto de execução da empreitada da obra principal.

De acordo com o modelo geológico elaborado em Dezembro de 2014, a geologia do local de implantação do empreendimento é formada por um pacote de formações metassedimentares com uma espessura de aproximadamente 100 metros, depositadas em contacto sub-horizontal sobre formações gnaissicas de idade pré-cambrica. As formações metassedimentares são compostas de metarenitos, metassiltitos e conglomerados metamorfizados.

Foram identificadas as seguintes três unidades geológicas, conforme Figura 3.18:

- a) Depósitos de talude de idade Quaternária (tQ_{IV}), constituídos por sedimentos inconsolidados no pé das encostas do vale do Rio Kwanza, formados por arenitos e gnaisses alterados, aglomerados numa matriz areno-siltosa;
- b) Rochas metassedimentares estratificadas (R3-V_{xg}), constituídas por uma sucessão de arenitos silicificados, arenitos porosos, siltitos e brechas conglomeráticas;
- c) Complexo gnaissico (AR11) formado por gnaisses, anfibolitos e intrusões graníticas.

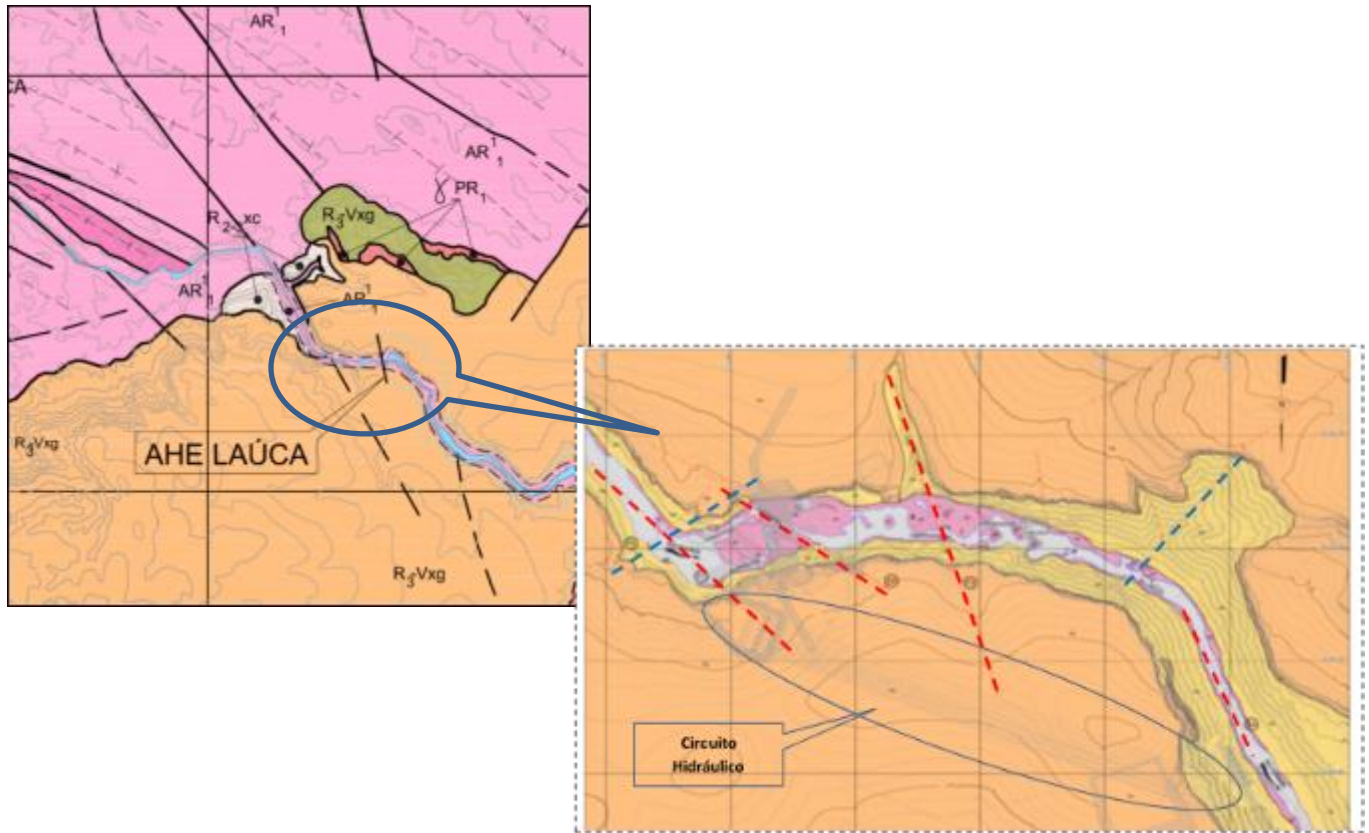


Figura 3.18. Localização do Projecto em extracto da Carta Geológica de Angola 1:1000000, 1988. sem escala. (adaptado Intertechne, 2014)

À excepção das galerias de drenagem da barragem, da zona superior dos poços e do emboquilhamento do túnel de acesso TS7, que se situam na formação metassedimentar (R3-Vxg), todas as restantes estruturas, intersectam o soco gnaissico.

3.2.2.2. Enquadramento da empresa anfitriã

A Consultora Lahmeyer international GmbH foi designada pelo Dono de Obra (Gamek – Ministério da Energia e Recursos hidráulicos) para a prestação de serviços de assistência técnica, revisão do projecto de execução e fiscalização em obra para a construção do aproveitamento hidroelétrico de Laúca, em Angola e na qual o autor desenvolveu a sua actividade durante a empreitada.

3.2.2.3. Responsabilidades profissionais

No projecto em questão, o autor esteve inserido na equipa de Geologia/Geotecnia responsável pelo acompanhamento de todas as obras subterrâneas, como engenheiro de túneis/geotécnico. Citam-se, em seguida, as principais actividades e responsabilidades do autor durante a construção:

- Acompanhamento das escavações e sustimentos dos túneis de desvio;
- Análise e aprovação de métodos construtivos apresentados pelo Empreiteiro para implementação em obra;
- Acompanhamento e supervisão dos trabalhos de injeção de impermeabilização dos túneis de desvio;
- Acompanhamento, análise e aprovação do estudo de composição de caldas de cimento para as injeções de impermeabilização dos túneis de desvio;
- Acompanhamento e supervisão dos trabalhos de escavação e sustimento dos túneis de adução;
- Acompanhamento e supervisão dos trabalhos de escavação e sustimento dos poços;
- Acompanhamento e supervisão dos trabalhos de escavação e sustimento das galerias de drenagem/injecção da barragem;
- Acompanhamento e supervisão dos trabalhos de escavação e sustimento do túnel de acesso à central ecológica;
- Validação da cartografia geológica e classificação geomecânica das frentes, com consequente definição do sustimento a instalar;
- Acompanhamento dos resultados da instrumentação instalada nas obras subterrâneas das quais foi responsável;
- Acompanhamento dos ensaios de controlo de Qualidade realizados sobre o sustimento aplicado (betão projectado, pregagens passivas e activas, caldas de cimento, entre outros).

3.2.2.4. Casos de obra e medidas de contingência adoptadas

i. Execução dos túneis de adução

A jusante dos poços, cuja metodologia não é desenvolvida neste relatório, desenvolvem-se os seis túneis que fazem a adução do circuito hidráulico à central principal, num total de 11.628 metros (Tabela 3.4),

afastados 30 metros entre si (eixo). O perfil longitudinal é apresentado na Figura 3.20. Os túneis possuíam uma secção em arco rectângulo com uma área variável em função da metodologia de escavação.

A dimensão da secção variava entre os 10,1m x 11,3 m para a escavação em duas fases e entre 10,26 x 11,0 m para a secção plena (Figura 3.19).

A escavação por montante, a partir do túnel TS8, prosseguiu em secção plena, com uma área de escavação de 101,6 m². O ataque por jusante, a partir do túnel TS6, em 2 fases: abóbada e rebaixo, com uma área de escavação de 103 m².

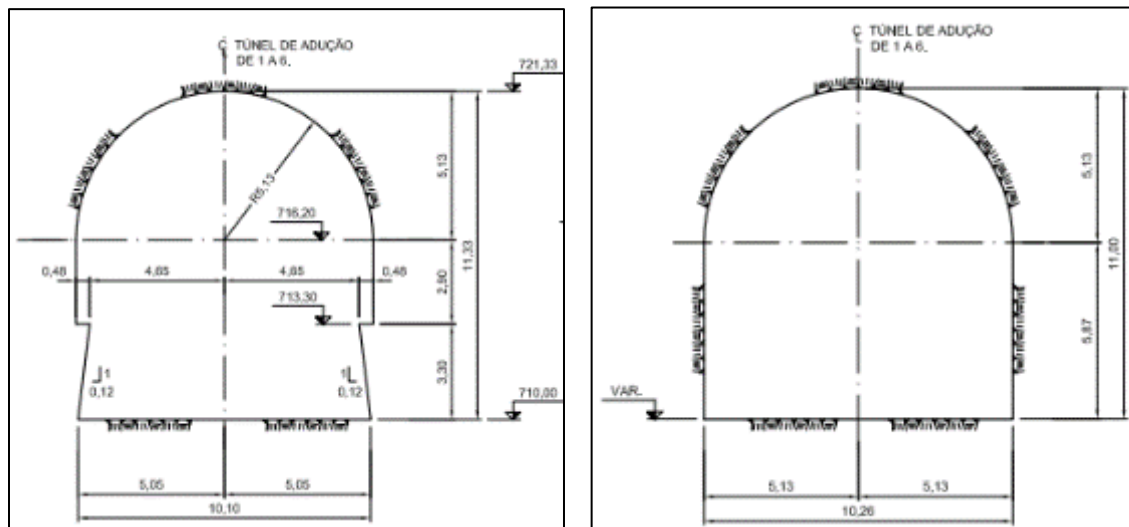


Figura 3.19. Secções adoptadas na escavação dos túneis de adução. Esquerda: escavação em abóbada e rebaixo. Direita: escavação em secção plena (adaptado de Intertechne, 2014)

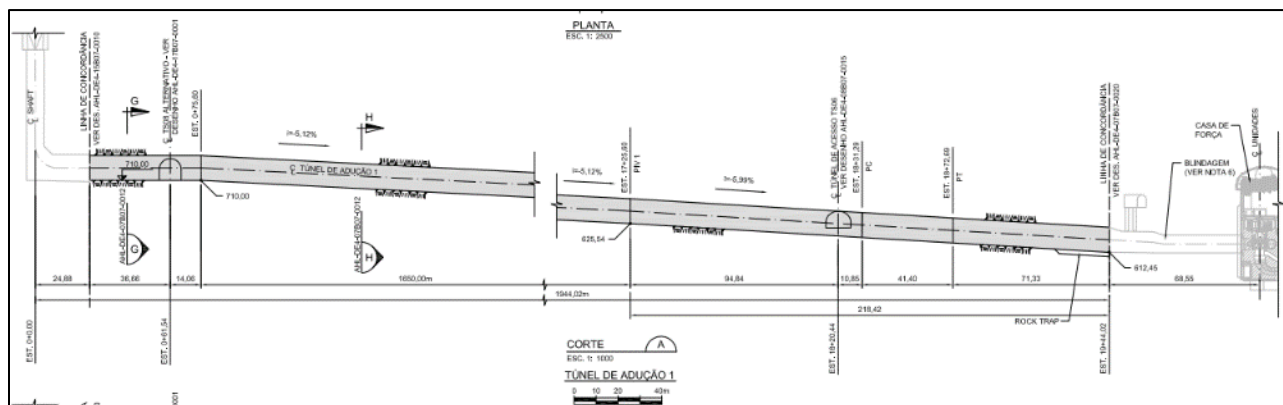


Figura 3.20. Corte longitudinal tipo dos túneis de adução (adaptado de Intertechne, 2014)

Tabela 3.4 –Desenvolvimento dos túneis de adução

Túneis (un)	PK inicial	PK final	desenvolvimento total (m)
1	0	2004	2004
2	0	1977.7	1977.7
3	0	1951.3	1951.3
4	0	1924.9	1924.9
5	0	1898.6	1898.6
6	0	1872.2	1872.2

De acordo com as frentes de escavação, foram definidos 5 troços para cada túnel:

- **Troço A:** Entre TS6 e o troço blindado;
- **Troço B:** Entre TS6 e o troço C;
- **Troço C:** Entre TS8 e o troço B;
- **Troço D:** Troço blindado (revestimento em betão + revestimento metálico);
- **Troço E:** Entre o poço e o TS8.

Relativamente ao sustimento previsto, o projecto de execução definiu 5 tipos de sustimento em função da classificação geomecânica do maciço (Figura 3.21), calculada a partir da cartografia geológico-geotécnica realizada na frente pela equipa do Empreiteiro e validada pela Fiscalização.

O sustimento definido é considerado definitivo à excepção do troço blindado e daqueles classificados como classe IV ou classe V, os quais foram alvo de revestimento em betão armado.

A Tabela 3.5 resume os tipos de sustimento previstos para os túneis de adução.

Tabela 3.5 – Tipos de sustimento previstos para os túneis (adaptado Coba/Lahmeyer, 2016)

	Ancoragens passivas (un)	Espessura BPRF (cm)	Espessura BPC (cm)	Rede electrosoldada	Cambotas treliçadas	Drenos sistemáticos
Classe I	eventual	8	-	-	-	L=2 m malha 2,5 x 2,5 m
Classe II	7 a cada 2,3 m	8	-	-	-	L=2 m malha 2,5 x 2,5 m
Classe III	10 a cada 1,7 m	8	-	-	-	L=2 m malha 2 x 2 m
Classe IV	20 a cada 1,4 m	-	15	Em todo o perímetro	-	(1)
Classe V	28 a cada 1 m	-	30	Em todo o perímetro	A cada 1 m	(1)

(1)– Nas classes IV e V, o revestimento definitivo é constituído por betão armado, com projecto próprio de drenagem e injeção

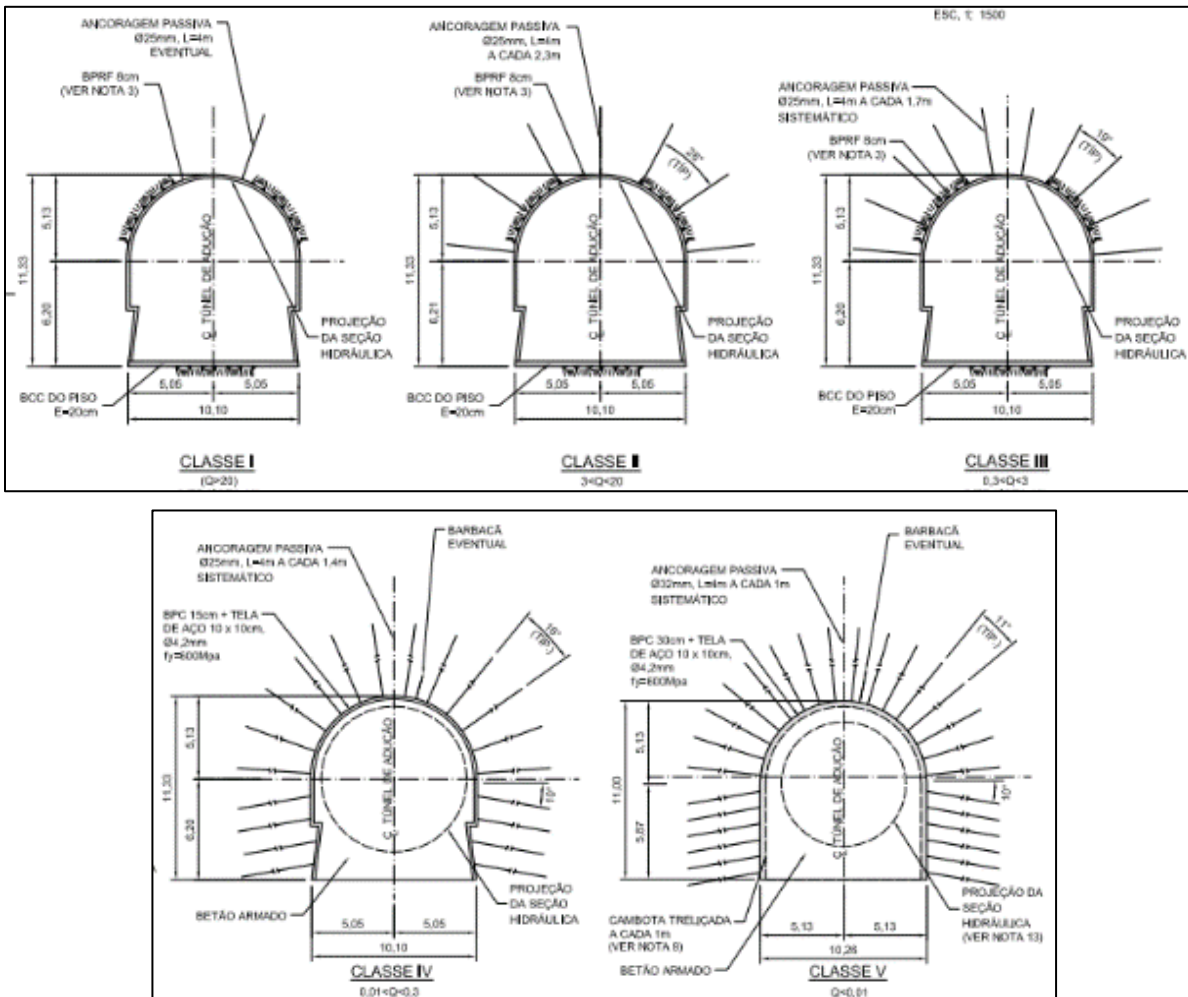


Figura 3.21. Sustimento da secção corrente dos túneis de adução (troços A, B, C e E) (adaptado Intertechne, 2014)

Após escavação dos túneis de acesso TS7, TS8 para o ataque por montante e dos túneis TD1 e TS6 por jusante, foi iniciada a escavação dos túneis de adução através do desmonte por explosivos (técnica *Drill & Blast*). Os troços A, B e D foram escavados em 2 fases. O diagrama esquemático das diversas frentes é apresentado na

Figura 3.22.

Esta metodologia compreendia uma 1ª fase de escavação da abóbada com uma altura de cerca de 8 metros, desmontada através de furação horizontal, com avanço máximo de 4 metros, por Jumbos de perfuração de 3 braços, sendo o rebaixo sido realizado numa fase posterior, com perfuração vertical por perfuradoras tipo ROC em desmonte por bancada.

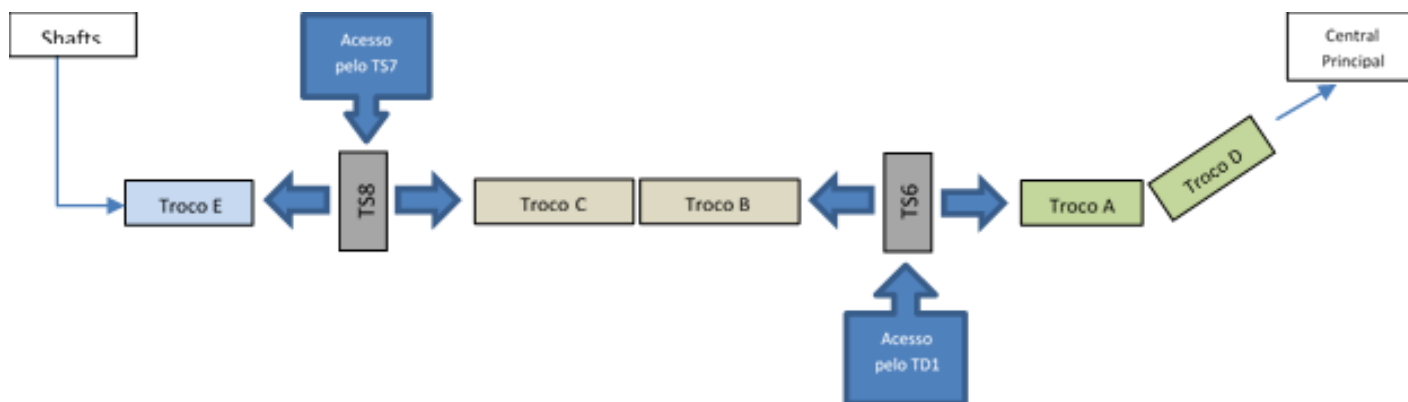


Figura 3.22. Diagrama das diversas frentes de escavação dos túneis de adução

Em contrapartida, os troços C e E foram realizados com desmonte da secção total, através de furação horizontal por Jumbos Atlas Copco XE3, de três braços, com avanço máximo de 6 metros.

O plano de fogo tipo baseou-se nos seguintes parâmetros descritos na Tabela 3.6, Figura 3.23 e Figura 3.24.

Tabela 3.6. Características da furação para desmonte

Troços montante		Troços jusante	
Nº furos	142	Nº furos	101
Comprimento	6 m	Comprimento	4,3 m
Diâmetro	48 mm	Diâmetro	51 mm
Razão de carga	1,50 kg/m ³	Razão de carga	1,47 kg/m ³
Explosivo utilizado	Riogel 0,25 x 0,03 nos furos de contorno	Explosivo utilizado	Riogel 0,61 x 0,04
	Emulsão nos furos de produção e caldeira		Cordão detonante NP 40
	Cordão detonante NP 40		Detonadores não elétricos c/ retardo
	Detonadores não elétricos c/ retardo		

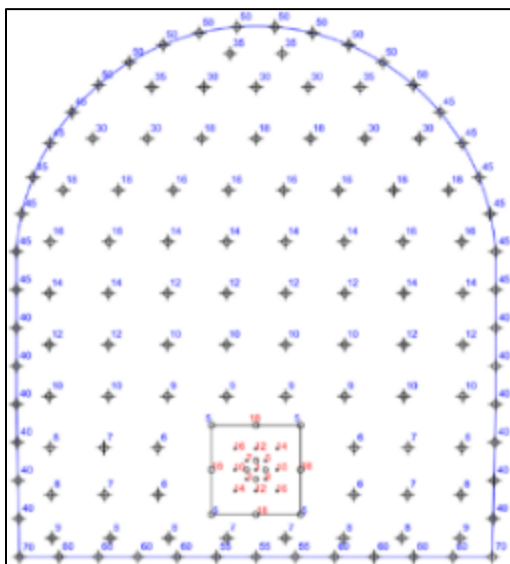


Figura 3.23 – Diagrama de fogo tipo para os túneis de adução – secção plena (adaptado de Odebrecht, 2014)

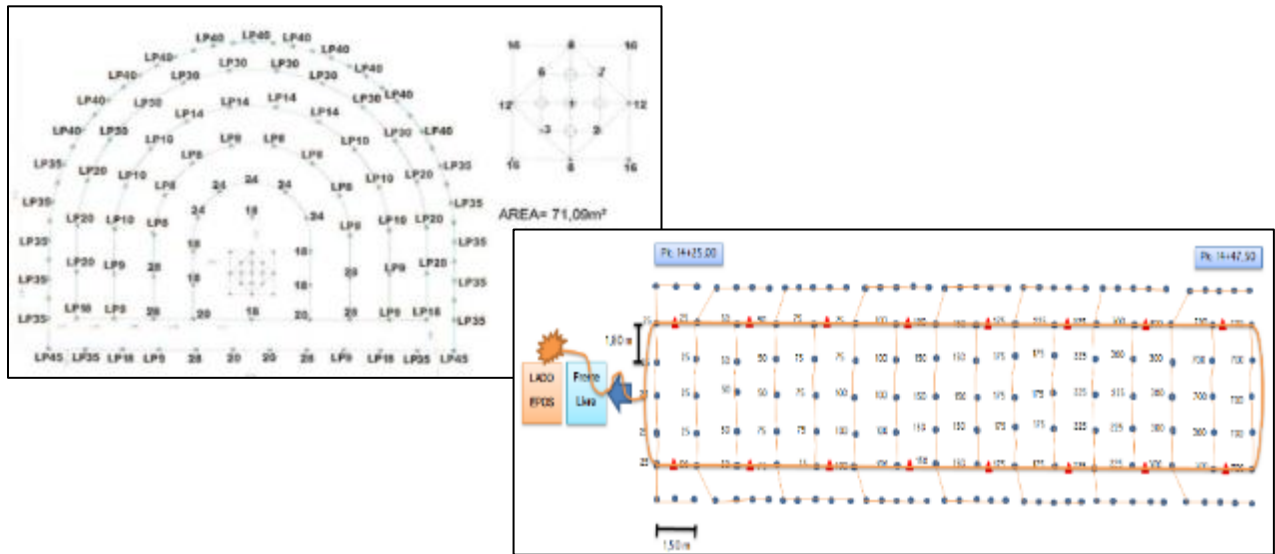


Figura 3.24 – Diagrama de fogo tipo para os túneis de adução – abóbada e rebaixo (planta), (adaptado de Odebrecht, 2014)

A aplicação do sustimento realizou-se em cada avanço de acordo com o “relatório de tratamento” emitido pela equipa de geologia do Empreiteiro e após as operações de limpeza e saneamento mecânico e manual. Seguindo indicações da equipa do Projectista em obra, na classe I e II, ficaria dispensada a aplicação imediata de betão projectado reforçado com fibras (BPRF) em cada avanço, sendo permitido ao Empreiteiro a aplicação de BPRF a cada 12 metros. As ancoragens passivas, seladas com resinas, foram aplicadas com recurso ao braço do Jumbo, cuja rotação permitia a correcta mistura da resina.

O ciclo de produção nos túneis de adução consistiu em:

- a) Furação da frente
- b) Carregamento e desmonte
- c) Limpeza dos escombros
- d) Saneamento mecânico e manual
- e) Aplicação de BPRF (BP no caso de classe IV ou V)
- f) Aplicação de rede electrosoldada (apenas em classe IV ou V)
- g) Colocação de ancoragens passivas
- h) Recobrimento das ancoragens com BPRF

O acompanhamento geológico-geotécnico das escavações foi realizado pela equipa de Geologia do Grupo de Engenharia Residente (GER) do Consultor do Empreiteiro e consistiu na cartografia geológica da frente de cada avanço e respectiva classificação dos parâmetros geomecânicos do maciço escavado (quantificados pelo índice Q de Barton), que definiria a classe de maciço e o tratamento a aplicar, de acordo com o projecto de execução. Como output deste processo, eram emitidos “Relatórios de Tratamento”, os quais foram sendo verificados e validados pela Fiscalização.

Assim, após a execução dos túneis de adução, o maciço escavado foi classificado, em cada um dos troços de acordo com a classificação definida na Figura 3.21. Em termos da caracterização global do maciço escavado, verifica-se que mais de 70% da escavação foi classificada como classe II e menos de 1% em classe IV. Não foram classificados troços em classe I ou classe V (Figura 3.25).

A Figura 3.29 apresenta o zonamento geotécnico ao longo dos túneis de adução, incluindo a localização das falhas regionais previstas no Projecto e referidas como F2 e F3 e que se esperava serem intersectadas pela escavação.

Apesar das expectativas, a localização destas falhas não se confirmou, tendo sido cartografada apenas uma falha importante e que influenciou fortemente a escavação do túnel T4A, responsável pelos trechos em classe IV entre o PK 1+236 e 1+361. Esta falha foi cartografada no início da escavação do troço B e aflorava no hasteal direito hidráulico.

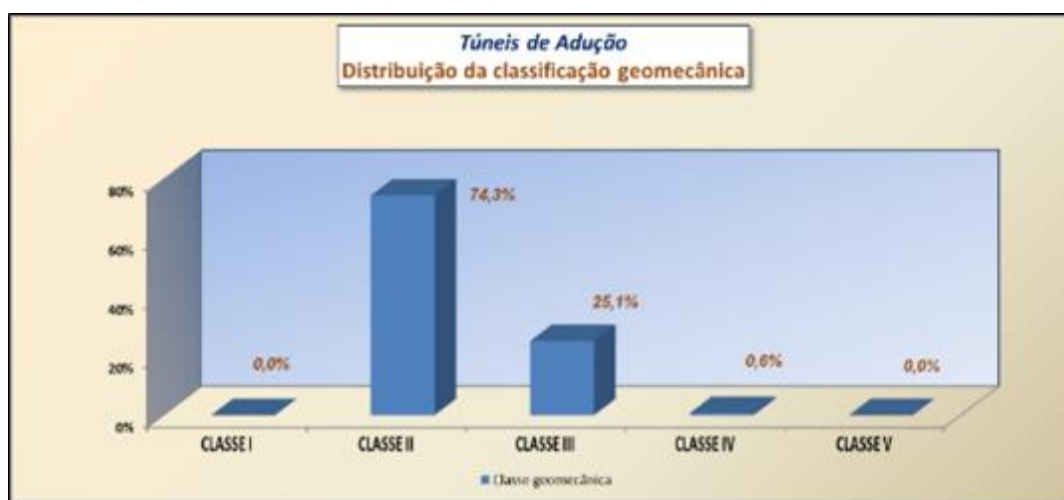


Figura 3.25 – Distribuição da classificação geomecânica do maciço (Coba/Lahmeyer, 2016)

Também no troço C, a qualidade do maciço foi influenciada por zonas de falha, nomeadamente no túnel T3A entre os PK 0+313,5 e 0+502, aflorando ao longo do hasteal esquerdo, paralela ao eixo, inflétindo depois para o interior do maciço na direcção do túnel T4A.

No túnel T4C, a escavação intersectou ao PK 0+706 uma zona de falha ao longo do hasteal direito (provavelmente a mesma do túnel T3C) que se prolongou até ao PK 0+781 onde se cruza com um alinhamento perpendicular.

Na dispersão do valor de Q , representada pelas Figura 3.30, Figura 3.31 e Figura 3.32, é possível verificar a melhor qualidade do maciço nos túneis T1 e T2, enquanto existe maior variabilidade e valores baixos de Q ao longo dos túneis T3 e T4.

O valor de Q nos túneis T5 e T6 foi condicionado após o PK 1+000, provavelmente pela zona de influência da falha F2.

O projecto de execução previa ainda a monitorização da descompressão do maciço ao longo da escavação através da observação e medição de alvos de convergência a instalar a cada 50 metros, conforme a Figura 3.26.

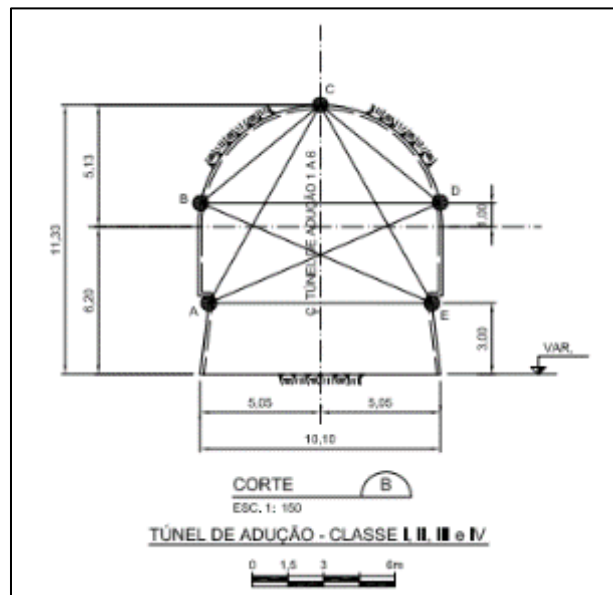


Figura 3.26. Localização dos alvos de convergência na secção de escavação (adaptado de Intertechne, 2014)

O projecto de execução previa deslocamentos máximos na ordem de 14 mm (direcção horizontal) e 10 mm (vertical), para o pior cenário (classe V). No final da escavação da abóbada, foi possível confirmar os baixos valores de deslocamentos por descompressão do maciço rochoso, como seria de esperar de

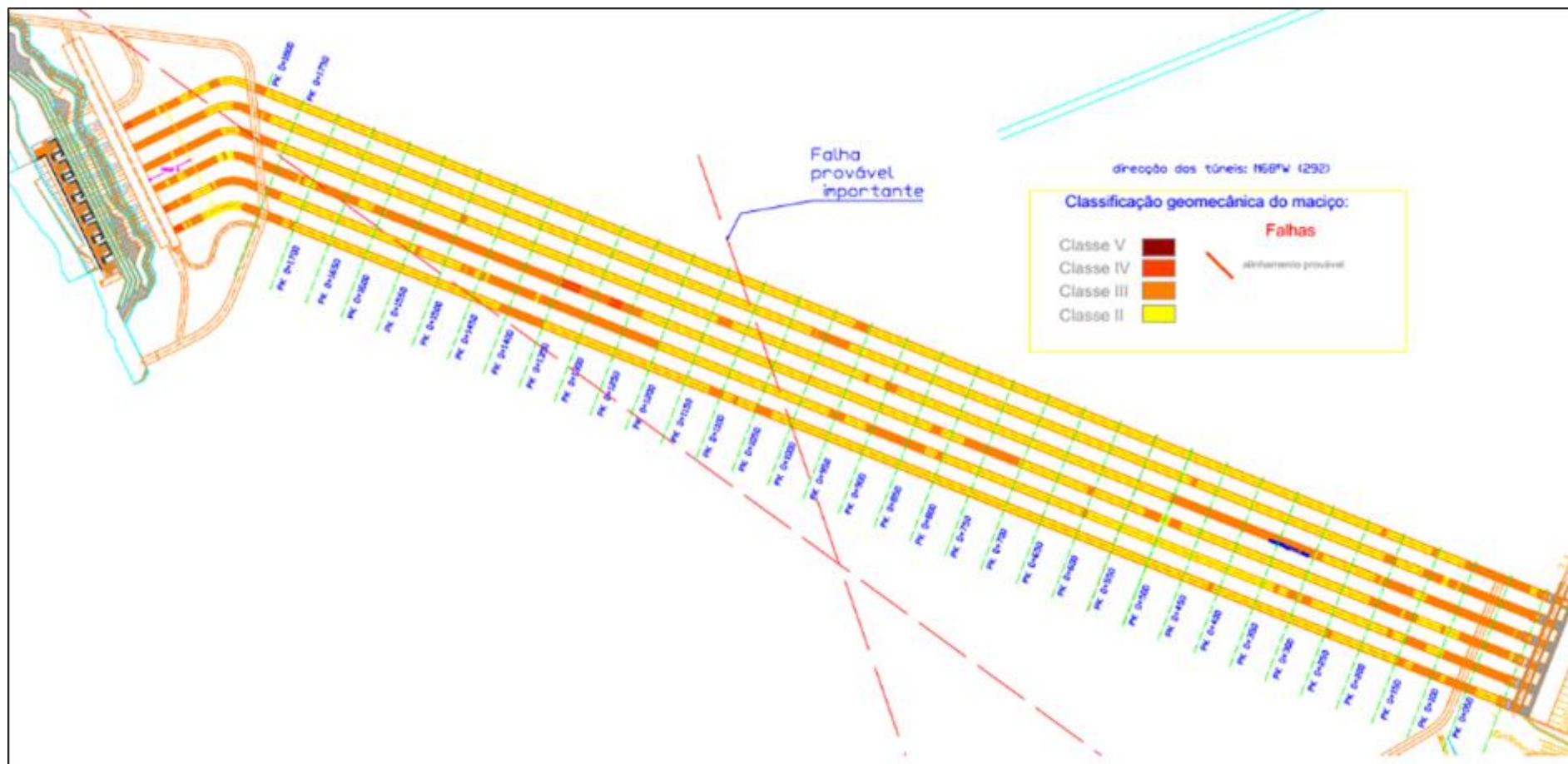


Figura 3.29. Planta dos túneis de adução com distribuição da classificação geomecânica

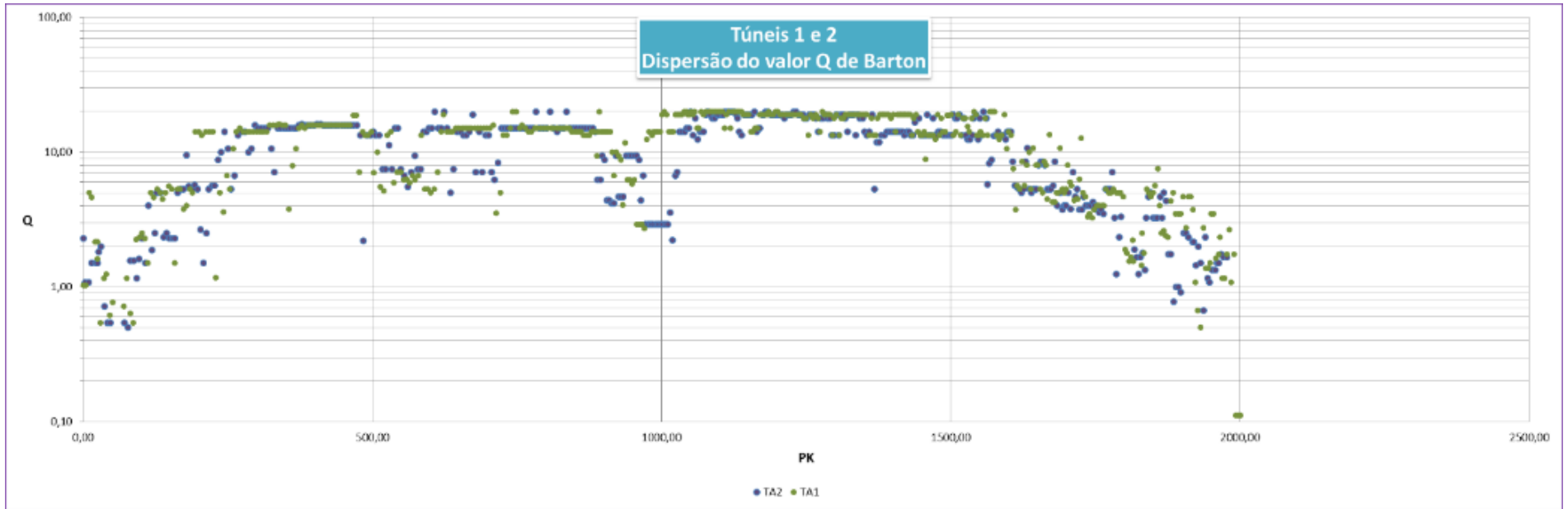


Figura 3.30. Dispersão do valor Q de Barton ao longo dos túneis T1 e T2

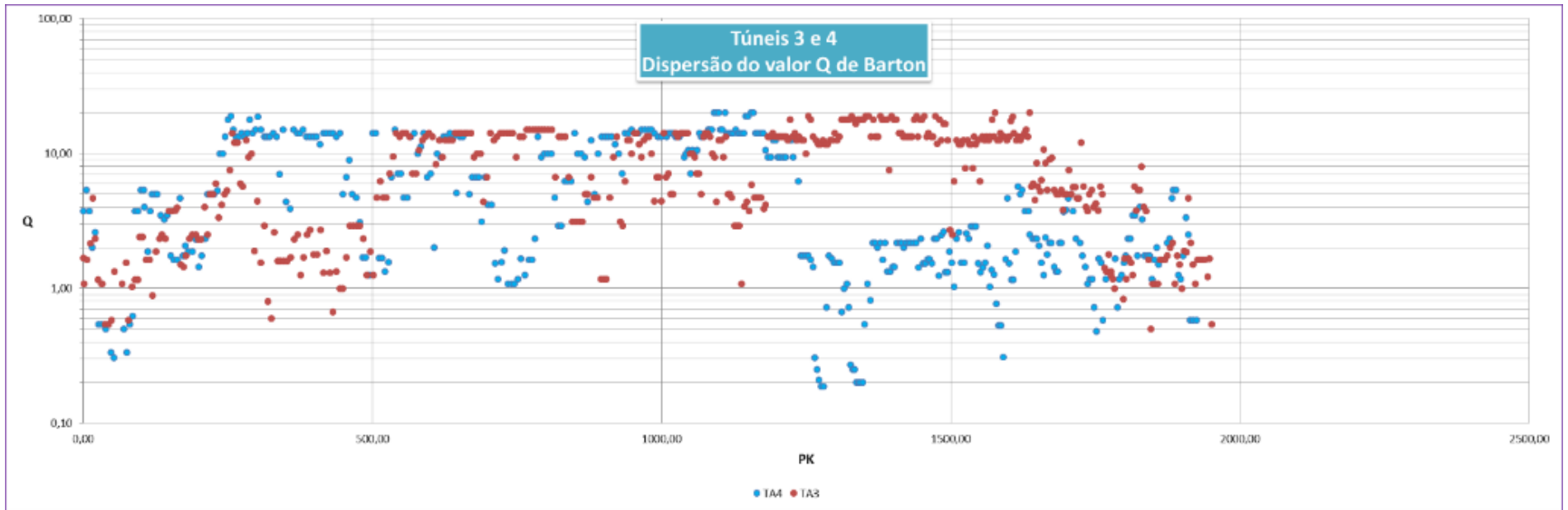


Figura 3.31. Dispersão do valor Q de Barton ao longo dos túneis T3 e T4

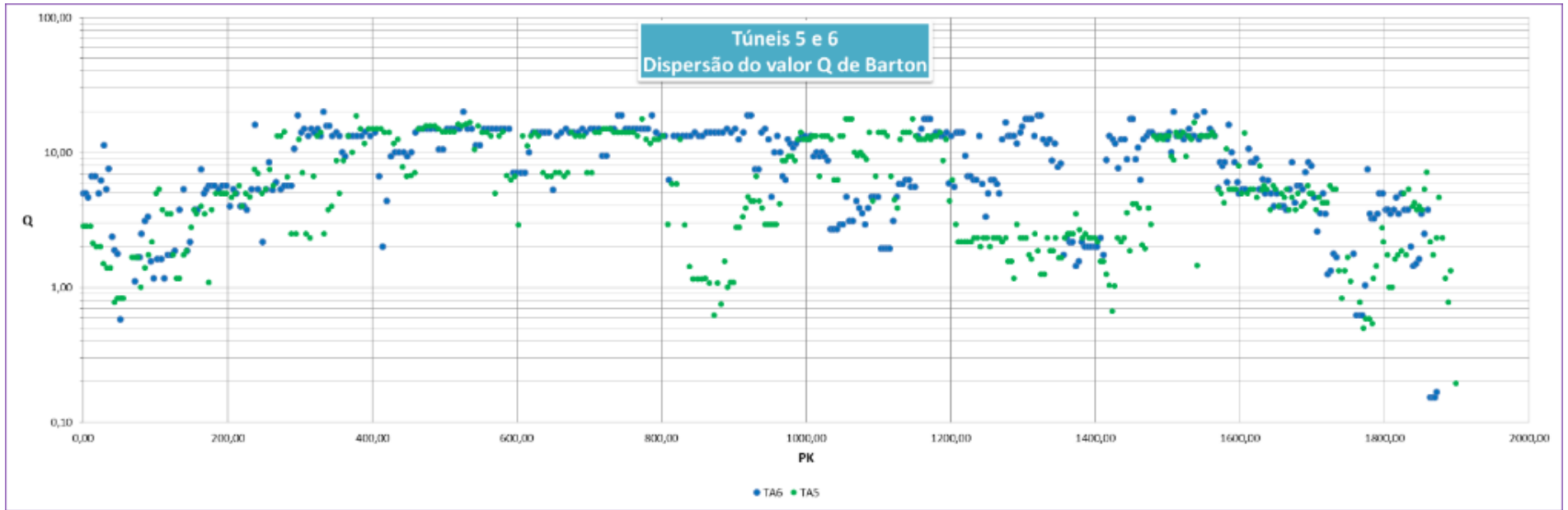


Figura 3.32. Dispersão do valor Q de Barton ao longo dos túneis T5 e T6



Figura 3.33. Túnel T1C. PK 0+86.
Carregamento dos furos com explosivos
(emulsão)



Figura 3.34. Túnel T2C. Operação de
saneamento mecânico



Figura 3.35. Túnel T5C. Aplicação de ancoragens passivas na abóbada



Figura 3.36. Túnel T1C. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras

ii. Injecções de impermeabilização dos túneis de desvio

O projecto de execução do aproveitamento hidroelétrico de Laúca previa o tamponamento dos dois túneis de desvio através de estruturas em betão armado a serem executadas no interior dos mesmos, durante o enchimento progressivo da albufeira e de uma forma alternada. Este processo obrigaria a um tratamento do maciço envolvente de modo a torná-lo impermeável para que, durante o tamponamento de um dos túneis, o outro pudesse continuar em funcionamento. Assim, foi previsto uma cortina de injeções de impermeabilização e drenagem a ser executada em ambos os túneis constituída por secções

espaçadas a 3 metros. Cada secção continha uma linha alternada de 2-3 furos com comprimento de 8.5 metros, conforme esquema em baixo.

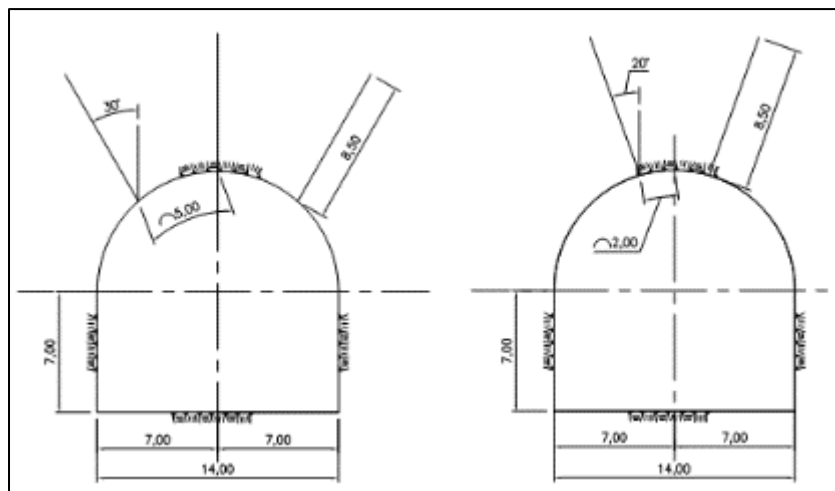


Figura 3.37. Esquema de furacão para as injeções de impermeabilização (adaptado de Intertechne, 2013)

A execução da cortina de injeções seguiu as seguintes especificações:

- Furacão em rocha com equipamento rotopercussivo dos comprimentos previstos;
- Utilização de obturadores de modo a permitir a injeção faseada por estágios ascendentes a cada 3 metros (fundo do furo em direção à boca);
- Equipamentos que permitisse o estabelecimento de um circuito de retorno de modo a que a calda de cimento possa re-circular continuamente e evitar obstrução da mesma em casos cuja absorção e baixa;
- Utilização de uma unidade de injeção equipada com misturador de alta velocidade capaz de produzir uma calda em estado coloidal, agitador mecânico com capacidade igual ou superior a 3 vezes a vazão da bomba injectora durante um minuto, bomba injectora capaz de operar a uma pressão máxima de 2.1 MPa;
- Hidrómetros e manómetros (protegidos por sistema salva-manómetros) devidamente calibrados e aferidos, com graduações adequadas às pressões e volumes a serem aplicados;
- Circuito constituído por mangueiras de pressão com engate rápido e válvulas em numero suficiente para manter o bom desenvolvimento dos trabalhos sem paragens desnecessárias e permitir a lavagem do mesmo em caso de obstrução;

- Distância entre bomba injectora e furo a injectar inferior a 50 metros;
- Tubulações e acessórios do circuito de injeção com diâmetro mínimo de 38 mm.

Relativamente à composição das caldas de cimento a serem empregues, foram realizados ensaios em laboratório de modo a definir os parâmetros reológicos que permitissem cumprir as especificações técnicas quer em termos de trabalhabilidade da calda, quer em termos de resistência à compressão. Neste caso em que se pretende executar uma cortina de impermeabilização seria importante obter uma calda com alto índice de penetrabilidade sem comprometer o valor de exsudação.

A relação água/cimento (A/C) constitui o parâmetro mais importante para atingir os resultados acima referidos. Esta pode variar, no entanto, com os resultados dos ensaios de pressão de água previamente realizados para determinação das características reais do maciço a injectar. Um maciço mais permeável significará caldas mais grossas. Em média, para injeções de impermeabilização, a experiência determina razões A/C na ordem de 1 a 0,4.

Assim, previamente ao início das injeções, o autor colaborou activamente na determinação das composições com o acompanhamento e aprovação dos ensaios de caracterização em laboratório, dos quais resultaram as várias dosagens a utilizar (Tabela 3.7).

Tabela 3.7. Resultados obtidos nos ensaios experimentais de caldas de cimento em laboratório da obra (adaptado de Odebrecht, 2014)

Código da dosagem	Data da Moldeagem	Hora da mistura	Temp. Amb.	Temp. Água	Temp. Cimento	Temp. Calda	Materiais (kg)					Aditivos		Propriedades					Resistências (MPa)						
							Cimento Es. (kg)	Cimento (kg)	Adição (%) =	Metacaulim (kg)	Água (lts)	Relação a/c	%	Sikaplast 605 (ml)	Fluidez Inicial (seg)	Fluidez após 2 horas	Temp. Calda após 2 horas	Densidade (kg/l)	Exsudação (%)	Início de Pega	Fim de pega	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias
EXP. 001	21-01-2014	08:32	26,7	24,6	25,6	28,60	50	50	Sem Adição	20 kg/cm ³	0,40	0,70	350 ml	12,21	35,16	29,4	1,930	1,25%	5:47	6:10	17,9	25,9	-	-	46,0
EXP:015	06-03-2014	10:48	26,0	26,0	28,3	27,70	54	50	8%	4 kg/m ³	30 kg/m ³	0,55	Sem Adição	8,87	14,5	28,0	1,742	2,0%	06:15	07:05	8,3	17,8	-	-	20,1
EXP:016	04-03-2014	10:45	26,4	27,1	25,8	29,10	55	50	10%	5 kg/m ³	33 kg/m ³	0,60	Sem Adição	7,1	10,53	23,50	1,742	2,5%	06:15	07:05	7,1	13,0	-	-	18,3
EXP. 042	02-04-2014	13:40	29,8	25,3	26,1	27,0	57	50	15%	7 kg/m ³	51 kg/cm ³	0,90	Sem Adição	5,97	8,97	27,6	1,489	3,7%	6:35	7:17	1,0	4,0	6,7	8,0	9,3
EXP. 043	02-04-2014	16:30	27,6	25,7	27,1	26,70	57	50	15%	7 kg/m ³	57 kg/m ³	1,00	Sem Adição	6,03	6,87	26,9	1,445	5,6%	6:18	7:25	1,0	2,3	5,3	7,1	8,7
EXP. 044	02-04-2014	15:55	28,8	25,0	27,0	28,10	50	50	Sem Adição	35 kg/m ³	0,70	Sem Adição	7,57	14,78	27,60	1,609	2,1%	5:57	6:22	3,9	6,6	11,2	13,0	14,0	
EXP. 047	04-04-2014	14:30	25,0	26,4	24,8	27,50	56	50	12%	6 kg/m ³	45 kg/m ³	0,80	Sem Adição	6,54	10,5	28,70	1,585	3,0%	06:00	07:22	3,5	7,6	10,8	15,6	16,8

Os resultados dos ensaios de caracterização foram analisados pelo autor conjuntamente com a equipa de controlo de qualidade do Empreiteiro. As principais conclusões são apresentadas de seguida:

1 – As caldas mais finas com A/C=1 e A/C=0.9 apresentaram exsudações elevadas (5.6% e 3.7% respectivamente);

2 – As caldas mais grossas A/C=0.4 e A/C=0.55 apresentaram-se bastante estáveis após 2 horas, no entanto perdiam rapidamente trabalhabilidade (teste com cone de Marsh)

3 – As caldas A/C=0.8 e A/C=0.7 aparentaram ser suficientemente estáveis, com exsudações abaixo dos 3%.

Assim, foi decidido iniciar o processo de injeção pela calda A/C=0,8.

Após a definição e aprovação das caldas de cimento a empregar nas injeções de impermeabilização, foi estabelecido o fluxograma do processo durante os trabalhos em obra. Este processo foi definido no projecto de execução e estabelecida a metodologia a seguir em função da absorção de calda em cada furo, bem como os critérios de aceitação (obtenção da “nega” em função da pressão atingida e do volume absorvido por unidade de tempo). A injeção iniciaria geralmente por uma calda mais fina (A/C =1:1 em peso) podendo ser engrossada no caso de absorções elevadas até obtenção da “nega”. As pressões de injeção foram definidas em função do comprimento do estágio de injeção, aplicando a seguinte equação:

$$P_m = P_{mb} + 0.3 H_{ob}$$

Onde, P_m =pressão no manómetro (kg/cm²), P_{mb} =1.0 kg/cm², H_{ob} =profundidade do obturador medidos em metros na vertical.

O processo estabelecido é apresentado na

Figura 3.41.

As secções de injeção foram divididas em duas fases: as linhas ímpares foram injectadas numa primeira fase, sendo as linhas pares, afastadas 3 metros das primeiras, executadas numa fase subsequente.

Os resultados mostraram, claramente, a eficácia da primeira fase de injeções, através do menor valor de consumo de calda de cimento nos furos pares (ver Tabela 3.8).



Figura 3.38. Furação para injeções de impermeabilização nos túneis de desvio



Figura 3.39. Obturador colocado no furo de injeção



Figura 3.40. Acompanhamento do controlo de qualidade das caldas produzidas



Figura 3.42. Aspecto da unidade de injeção utilizada

Durante a execução das injeções de calda, todo os dados relativos à fabricação das caldas, controlo de qualidade, pressões atingidas e volumes de absorção foram sendo registados pelo Empreiteiro sob rigoroso acompanhamento da equipa de Fiscalização.

Tabela 3.8. Resultados obtidos durante as injeções do túnel de desvio 2 (adaptado de Lahmeyer, 2014)

	nº	cimento (kg)	cimento (kg/ml)	% do total
furos secções ímpares	15	1092.2	4.3	68.79%
furos secções pares	8	495.5	3.9	31.21%

O acompanhamento de todo o processo de execução da cortina de injeções, desde a fase de ensaios de caracterização de caldas e respectiva definição da razão A/C a utilizar, até à conclusão da execução em obra, passando pelo controlo de qualidade, contribuiu fortemente para os bons resultados obtidos e para o bom nível de registo e conhecimento do tratamento realizado.

3.2.3. Construção do Túnel T-48 da Linha Ferroviária USBRL-(Udhampur-Baramulla Railway Line Project)-Caxemira, Índia.

3.2.3.1. Enquadramento do Projecto

O Túnel T-48 insere-se no Projecto de Ligação ferroviária entre o vale de Caxemira e a restante rede ferroviária da Índia. Este Projecto liga as cidades de Udhampur, no sul, e Baramulla, na parte norte do estado indiano de Jammu & Kashmir, num total de 272 km dos quais 118 km são em túneis.

O Projecto foi considerado pelo governo indiano como de importância nacional e é neste momento um dos mais importantes projectos ferroviários na Índia.

O túnel T-48 insere-se na secção Katra-Quazigund (Figura 3.43), a qual é considerada das mais exigentes em termos geológico-geotécnicos, uma vez que o alinhamento intercepta formações pertencente às 3 mais importantes unidades da cordilheira dos Himalaias: Sub-Himalaya, Lesser Himalaya and Higher Himalaya Crystalline, que são caracterizadas por importantes falhas inversas regionais.



Figura 3.43. Localização do Túnel T-48 (fonte: Google earth)

O Projecto T-48 é composto por um túnel principal, ferroviário com secção em ferradura com cerca de 57 m² de área e altura de 8 m. Este túnel desenvolve-se numa extensão de 10,2 km entre as estações de Dharam e Sumber entre os PK 100+00 e 110+214.

Paralelo ao túnel principal, existe um outro de serviço, rodoviário com aproximadamente a mesma extensão e secção de 27 m². A ligação entre os dois é feita através de 24 galerias de ligação (cross passages) a cada 375 m. As secções tipo são apresentadas na Figura 3.44.

Durante a construção, foram planeadas 2 galerias de ataque para permitir abrir diversas frentes de escavação simultâneas (no pico da escavação subterrânea, 8 frentes de túnel estão em actividade).

O projecto de execução adoptou o conceito de Método Observacional, que se insere no New Austrian Tunnel Method (NATM).

Parte essencial do conceito de método observacional, a instrumentação e monitorização do processo de escavação, foi prevista e implementada neste projeto para as estruturas subterrâneas, bem como para os emboquilhamentos do túnel. De acordo com o Eurocódigo 7 (NPEN 1997-1), *“porque a previsão de comportamento geotécnico é muitas vezes difícil, por vezes é apropriado adotar a abordagem conhecida como “o método observacional”, em que o projeto é revisto durante Construção”*. Esta abordagem do projecto é dependente, no entanto, dos seguintes requisitos básicos:

- Devem ser estabelecidos os limites de admissibilidade do comportamento;
- Deve ser avaliada a gama de comportamentos possíveis e demonstrado que existe uma probabilidade aceitável de que o comportamento real se situe aquém dos limites de admissibilidade;
- Deve ser elaborado um plano de observação com o objectivo de verificar se o comportamento real se situa aquém dos limites de admissibilidade. Tal deve tornar-se claro desde suficientemente cedo por meio de observação com intervalos de tempo suficientemente curtos para que seja possível a adopção com êxito de medidas correctivas;
- O tempo de resposta dos instrumentos de medição e a análise dos resultados devem ser suficientemente rápidos relativamente à possível evolução do sistema;
- Deve ser elaborado um plano de contingência a ser adoptado no caso de a observação revelar um comportamento para além dos limites de admissibilidade.

É possível fazer uma correlação com o conhecido ciclo **PDCA-Plan, Do, Check, Act** (Demings, 1986), a base de cada processo de garantia de qualidade. Identificando todos os cenários de risco através de

uma investigação aprofundada das condições existentes (**Plan**), as soluções mais adequadas devem ser delineadas juntamente com todas as condições pertinentes a serem implementadas (**Do**). Durante a construção, todos os inputs recolhidos a partir da monitorização programada bem como de outros dados relevantes devem ser compilados e os resultados avaliados (**Check**). O uso desses dados na melhoria e optimização das soluções projetadas (**Act**) permitirá planear os ajustes de projeto e reiniciar o ciclo.

Resumindo, o principal objectivo deste conceito será o de limitar as convergências de uma escavação subterrânea (e outras deformações e ocorrências), definindo um padrão de condições de risco, e projetando um padrão igualmente amplo de soluções para controlar o comportamento da escavação para o resultado desejado, verificando continuamente todo o processo através de um sistema de monitorização (feedback), observando assim o efeito do projecto (concepção) e da construção sobre o comportamento da escavação.

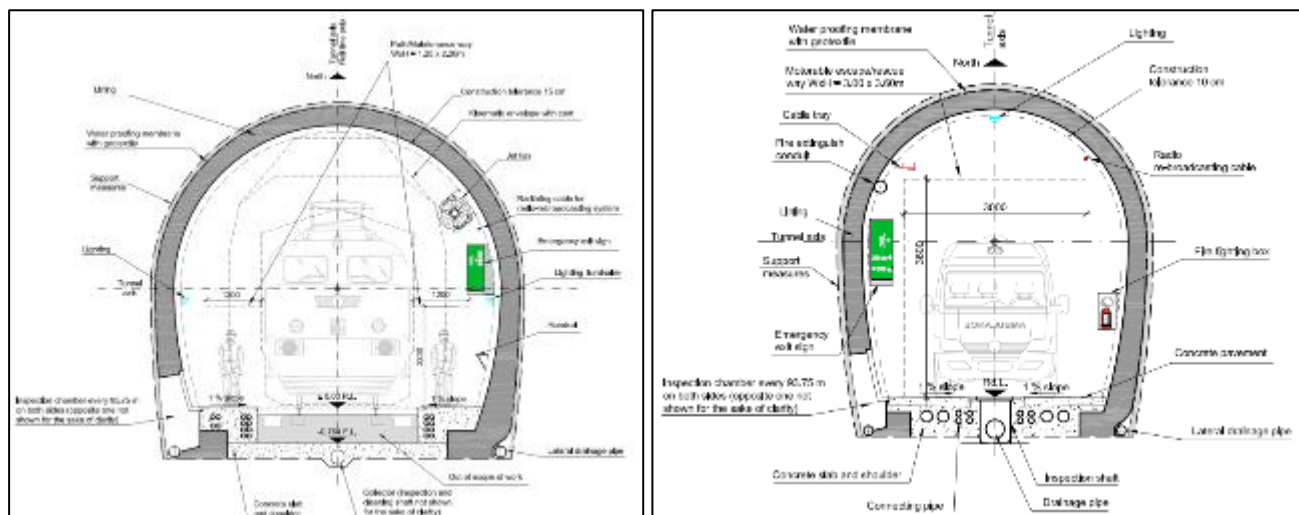


Figura 3.44. Secções tipo do túnel principal e túnel de serviço (Lombardi Engineering, 2012)

Deste modo, o projecto de execução considerou oito classes de sustimento em função do mapeamento geológico da frente de escavação e respectiva classificação geomecânica do maciço.

O processo para definição do sustimento é iniciado durante o projecto de execução, seleccionando as condições esperadas durante a escavação. Durante a construção, o processo é contínuo e inicia-se com a avaliação das condições do maciço rochoso na frente. O processo divide-se em quatro passos:

- **Definição do tipo de maciço (RT – Rockmass Type)**. Esta análise é feita por inspeção visual da frente de escavação;

- **Definição do tipo de comportamento do maciço (RBT – Rockmass behaviour Type)** em função do índice GSI (Hoek & Brown, 1997, Hoek & Marinos, 2000) e RMR (Bieniawski, 1989). Os diferentes possíveis comportamentos do maciço (instabilidade) em função das suas características geomecânicas são avaliados.

- **Definição das secções tipo de sustimento** em função das diferentes combinações de RT e RBT;

- **Avaliação dos resultados da instrumentação**, a qual permitirá avaliar a adequabilidade de cada secção tipo de sustimento instalada e possível necessidade de ajuste.

Assim, definiram-se 8 tipos de sustimento a instalar em função da combinação dos parâmetros atrás descritos: A1, A2, B1, B2, C1, C2, C2b, D (Tabela 3.9).

O sustimento a aplicar é constituído por:

- Pregagens (SN, swellex e auto-perfurantes (SDR);
- Betão projectado (com fibras e sem fibras);
- Rede eletrossoldada;
- Cambotas metálicas (lattice-girders e perfis metálicos);
- Enfilagens (com recurso a pregagens auto-perfurantes ou “pipe roofing” utilizando tubos aço diâmetro 76 mm);
- Pregagens de fibra de vidro para sustimento da frente de escavação.

As figuras Figura 3.45 a Figura 3.49 apresentam os trabalhos de instalação dos diversos tipos de sustimento.

A drenagem constitui um importantíssimo meio complementar de sustimento de modo a diminuir a pressão hidrostática sobre o maciço escavado. No túnel T-48, a furação de drenos nos hasteais do túnel é uma medida sistemática. Adicionalmente, em caso de afluência de água à frente de escavação, estão previstos furos com comprimento superior a 10 metros na face da frente do túnel.

A escavação parcial da frente por fases é uma das principais características do método observacional/ NATM. No caso do túnel T-48, apenas a classe de sustimento mais pesado prevê a escavação em “top heading” e posterior rebaixo (benching). Para as outras classes, a verificação de estabilidade mostrou que a frente é estável em escavação de secção plena (full face).

Tabela 3.9. Sustimento a aplicar no túnel principal T-48

MAIN TUNNEL								
Rock support class	full face/head and benching	admitted face advance	shotcrete	wiremesh	rockbolts	lattice girders/ steel ribs	drainage	radius excavation
A1	full face	4 m	5+5	1 layer walls+roof	spot bolts L=4	-	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	3.96
A2	full face	4 m	5+5	1 layer walls+roof	6-7 bolts L=4; spacing 1.5	-	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	3.96
B1	full face	4 m	10+5	1 layer walls+roof	6-7 bolts L=5; spacing 1.5. face:3 swelllex, L=4-6 m if nec.	-	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	4.11
B2	full face	1.5 m	15+5; face: 10 if neces	1 layer walls+roof	4 bolts/wall/LG, L=4; face: 4, L=4-6	sp 1-1,5m	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	4.16
C1	full face	1 m	20+5; face: 10 if neces	2 layers walls+roof	4 bolts/wall, L=4; face: 11 fiberglass Y35, L=12, overlapping 6m. 27 SDR 76mm, L=12, overlapping 3m sp 0.5	sp 1m	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	4.21 - 5.01
C2	full face	1 m	20+5 full perimeter; face: 10 if neces	2 layers/ full per	4 bolts/wall, L=4; face: 24 fiberglass Y35, L=12, overlapping 6m. 27 SDR 76mm, L=12, overlapping 3m; sp 0.5	sp 1m including invert (min 9 m from face)	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	4.21 - 5.01
C2b	full face	1 m	20+5 full perimeter; face: 10 if neces	2 layers/ full per	4 bolts/wall, L=4; face: 24 fiberglass Y35, L=12, overlapping 6m. 27 SDR 76mm, L=12, overlapping 3m; sp 0.5	TH 44 sp 1m (open joints before conv)	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	4.41-5.21 before conv; 4.21-5.01 after conv
D	top heading 4 diam + bench	1 m	25+5 full perimeter; face: 10 if neces	2 layers/ full per	4 bolts/wall, L=4; face: 12 fiberglass Y35, L=12, overlapping 6m. 9 32 mm SDR 76mm, L=4-6, overlapping 1m	HEB 140 sp 1m	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	4.36

Tabela 3.10. Tipos de sustimento aplicado no túnel de serviço

ESCAPE TUNNEL								
Rock support class	full face/head and benching	admitted face advance	shotcrete	wiremesh	rockbolts	lattice girders/ steel ribs	drainage	radius excavation
A1	full face	4 m	5+5	1 layer walls+roof	spot bolts L=2	-	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	2.6
A2	full face	4 m	5+5	1 layer walls+roof	4-5 bolts L=2; spacing 1.5	-	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	2.6
B	full face	1.5	10+5	1 layer walls+roof	3 bolts/wall in LG if neces L=2	LG or HEB, sp 1-1.5	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	2.65
D	full face	1 m	20+5	2 layer walls+roof	3 bolts/wall in LG if neces L=2. face: 7 fiberglass Y35, L=12, overlapping 6m. 7 32 mm SDR 76mm, L=4-6, overlapping 1m	LG or HEB, sp 1-1.5	4 pipes, L=18 m, overlapping 6m, diam 100 mm, inclined (if necessary)	2.85



Figura 3.45. Vista geral do emboquilhamento norte



Figura 3.46. Escavação do túnel principal em classe B1



Figura 3.47. Instalação de enfilagens na frente de escavação



Figura 3.48. Aspecto da litologia encontrada durante a escavação: filitos com intercalações de quartzo



Figura 3.49. Instalação de lattice girder no túnel de serviço

3.2.3.2. Enquadramento da empresa anfitriã

A Lombardi Engineering é uma empresa suíça, a qual foi seleccionada pelo IRCON (subsidiário da empresa estatal indiana Northern Railways) como Consultora para a elaboração do Projecto de Execução e supervisão da construção do túnel T-48.

O âmbito do contracto da Lombardi Engineering constitui os seguintes serviços:

- Projecto de execução, incluindo revisão do alinhamento, definição da secção dos túneis, projecto estrutural dos túneis principais, de serviço, galerias de acesso, emboquilhamentos e revisão do projecto durante a construção utilizando o conceito NATM;
- Projecto de execução de drenagem, ventilação, proteção contra incendio, iluminação, comunicação e segurança;
- Preparação das especificações técnicas e mapa de quantidades para a fase de concurso;
- Assistência técnica no âmbito do conceito NATM durante a construção;
- Supervisão das actividades de construção;
- Implementação e acompanhamento do Plano de Observação.

3.2.3.3. Responsabilidades profissionais

O autor esteve inserido na equipa da Lombardi Engineering no Projecto do Tunel T-48 como consultor externo e teve como função chefiar a equipa que presta assistência técnica em obra (Chief Resident Engineer), fazendo a ligação à equipa de projecto sediada na Suíça, bem como à equipa de suporte no escritório de Nova Deli.

Entre outras funções, o autor foi responsável por:

- Organizar e supervisionar a equipa constituinte da Consultora em obra;
- Elaborar/rever o plano de qualidade da Consultora que define os moldes de atuação da equipa de acordo do contracto com o cliente;
- Organizar e gerir a documentação técnica em obra;
- Fazer reuniões regulares e informar o cliente acerca do progresso e eventuais desvios ao Projecto de Execução;
- Gerir a informação proveniente da equipa de técnicos affectos a cada frente de obra;
- Avaliar e aprovar procedimentos, materiais de construção e toda a documentação técnica submetida pelos empreiteiros;

- Rever e avaliar as reais condições geológico-geotécnicas comparando-as com o previsto em projecto de execução e propor ajustes ao mesmo, em colaboração com a equipa de projectistas na Suíça/Nova Deli;
- Promover reuniões regulares, com o cliente e empreiteiros, de acompanhamento do progresso e aspectos técnicos;
- Responder e assessorar o cliente em todas as questões do projecto de execução e eventuais alterações ao mesmo;
- Preparar os relatórios mensais de acompanhamento;
- Colaborar com a equipa de projectistas na elaboração de desenhos e relatórios técnicos;
- Definir soluções técnicas em obra, para situações não previstas no projecto de execução.

3.2.3.4. Caso de obra e medidas de contingência adoptadas

i. **Colapso parcial da abobada do túnel de serviço T-48 (escape tunnel 2) e solução adoptada**

Em 06.05.2016, a frente de escavação do túnel de serviço 2 localizava-se ao PK 101+333. O sustimento tinha sido aplicado conforme definido na instrução de obra pela equipa do Consultor, à excepção da drenagem em avanço na frente. Após um novo avanço, a água começou a ressurgir na abóbada do lado esquerdo. Este fluxo de água cresceu rapidamente e provocou um colapso parcial do sustimento aplicado numa extensão de 4 m, e a formação de uma cavidade do tipo chaminé (Figura 3.51) com dimensões aprox. 6 m x 6 m x 3,5 m (altura x largura x comprimento). Nos dias seguintes, a afluência de água aumentou alcançando valores na ordem dos 60 l/s.

O mapeamento e caracterização geológico-geotécnica de frente mostravam um maciço constituído por filitos carbonosos, com xistosidade fina com presença de veios de quartzo, classificadas como RT2 (de acordo com a classificação definida em projecto) com um valor RMR de 19 e GSI de 31. A orientação da xistosidade foi considerada como $020^{\circ}/30^{\circ}$ (DIP direction/DIP), enquanto as principais famílias de diaclases foram cartografadas com $155^{\circ}/50^{\circ}$ e $290^{\circ}/80^{\circ}$ (DIP direction/DIP). Esta conjugação geométrica de descontinuidades é considerada muito favorável à formação de cunhas.

De acordo com o tipo de comportamento do maciço rochoso, foi definido sustimento tipo C, que consistiu em 20 cm de betão projectado com 2 camadas de rede eletrossoldada, “lattice girders” (cambotas treliçadas) a cada metro e 4 pregagens em cada hasteal. Adicionalmente, foram instaladas enfilagens com tubos autoperfurantes $\varnothing = 76$ mm, $L = 8$ m (Figura 3.50). Um furo de sondagem em avanço foi perfurado na frente, mas nenhuma informação foi registada pelo Empreiteiro. Apesar dessa falta de registo, foram encontradas algumas dificuldades durante a perfuração, mas nenhuma água foi interceptada.

Relativamente às condições hidrogeológicas anteriores ao colapso, apenas foi registado gotejamento na abóbada do túnel. A frente do túnel encontrava-se seca.



Figura 3.50. Frente de escavação previamente ao colapso



Figura 3.51. Após o avanço de escavação, a afluência de água provocou um colapso parcial da abóbada

Com o desenvolvimento do colapso na abóbada do túnel à medida que o afluxo de água aumentava, foi necessário intervencionar a área de modo a limitar a instabilidade da frente de escavação e canalizar o afluxo de água através de drenagem controlada.

Assim, imediatamente após o colapso, o autor e a restante equipa do Consultor definiram as seguintes medidas:

- Remoção do sustimento danificado;
- Estabilização da frente do túnel através da colocação de escombros de modo a evitar a progressão da erosão da frente pelo fluxo de água. Escombros com granulometria superior a 20 cm foi escolhido para este efeito (Figura 3.52). Após formação da “parede de escombros”, esta foi projectada com betão e drenada através da colocação de tubos de drenagem na parte inferior da mesma;
- Garantir a drenagem do maciço e diminuir a pressão hidrostática sobre o sustimento existente. Vários furos de drenagem foram executados na abóbada do túnel de modo a interceptar o veio principal de água. Além desta medida, drenos sistemáticos com 8 metros de comprimento foram perfurados nos hasteais.
- Reforço do sustimento existente através de aplicação de betão projectado adicional bem como a instalação de pregagens adicionais em toda a secção do túnel até 40 metros anteriores ao local do colapso. A injeção destas pregagens permitiu ainda garantir o preenchimento de eventuais vazios existentes atrás do betão projectado existente.



Figura 3.52. Reforço da frente com escombros e betão projectado

Após estas medidas imediatas para estabilização da zona afectada, e para prosseguimento da escavação, foram definidas pelo Consultor, as seguintes medidas:

- Furação de drenos longos com ângulo de 35-45° acima da cota do topo da cavidade e diâmetro superior a 100 mm. O comprimento dos drenos seria função do comprimento ao qual se encontraria o veio de água. Esta medida permitiu canalizar a maior parte do fluxo (ver Figura 3.53);
- “Backfilling” da cavidade com recurso a bombagem de betão fluido desde as cotas inferiores até atingir a cota do topo da cavidade.



Figura 3.53. Drenagem do maciço acima da cota do topo da cavidade



Figura 3.54. Drenagem da frente

Após o enchimento da cavidade e respectivo desvio do afluxo de água através dos drenos executados, o prosseguimento da escavação na frente fez-se com recurso a:

1. Instalação de enfilagens (forepoling) com tubos de aço autoperfurantes 76 mm e 4 metros de comprimento e sobreposição de 2 metros;
2. Instalação de cambotas metálicas com perfil HEB, afastadas 1 metro, nas quais as enfilagens descarregavam as cargas geostáticas do maciço;
3. Escavação da parede de escombro anteriormente colocada e prosseguimento da escavação mecânica em troços de 1 metro para possível instalação das cambotas e respectiva linha de enfilagens;
4. Instalação de uma secção de alvos topográficos para instrumentação da zona durante a escavação e leituras diárias das convergências.



Figura 3.55. Escavação do escombro anteriormente depositado na frente após instalação das HEB e enfilagens.

Os trabalhos prosseguiram a um ritmo lento, no entanto foi possível ultrapassar esta zona interceptada por um provável contacto entre uma zona de cisalhamento, cujos filitos estariam mais tectonizados e uma zona posterior de filitos quartzíticos, com maior resistência e descontinuidades fechadas. A intervenção e acompanhamento continuo da equipa do Consultor, a qual o autor integra, contribuiu de forma significativa para o sucesso da intervenção.

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

4. Considerações finais

A incerteza associada a obras geotécnicas e, especialmente, a obras subterrâneas, onde a prospecção geológico-geotécnica na fase de projecto é geralmente mais escassa devido a dificuldades de acesso, em superfície e/ou em profundidade, para além da extensão linear da obra, obriga a um acompanhamento permanente por parte dos agentes de supervisão da construção, quer sejam o próprio Projectista quer a empresa Consultora nomeada para a Fiscalização dos trabalhos. Este acompanhamento, realizado em obra por geólogos, engenheiros geólogos e engenheiros geotécnicos, contribuí para a mitigação de possíveis riscos geológicos que, eventualmente, podem prejudicar fortemente o progresso de uma empreitada que dependa de factores geológico-geotécnicos, como é o caso das obras subterrâneas.

A construção de túneis através do conceito de Método Observacional é um bom exemplo de enquadramento da utilização de engenheiros geólogos e engenheiros geotécnicos no processo de acompanhamento, monitorização e tomada de decisões, essencial ao progresso de um projecto.

Nos casos apresentados em mais pormenor neste relatório, o autor teve oportunidade de participar activamente em todo o processo atrás referido através, quer de avaliação dos resultados da instrumentação instalada em obra para monitorização do comportamento expectável dos maciços rochosos interceptados, quer através do acompanhamento da frente de escavação e utilização de classificações empíricas para definição de sustimento a aplicar, ou como consultor projectista com responsabilidades em ajustar o projecto de execução às condições reais encontradas em obra. Tudo isto aconteceu no contexto de equipas multidisciplinares e, no caso dos dois últimos projectos, de equipas multinacionais.

Fica demonstrado, através do conteúdo do relatório, que a intervenção do autor, enquanto técnico responsável pelo acompanhamento geotécnico em obra dos diversos projectos por onde exerceu actividade, contribuiu para um maior conhecimento das condições geológico-geotécnicas dos maciços escavados, diminuindo o risco de incerteza e permitindo ultrapassar constrangimentos através do ajuste do projecto de execução às reais condições encontradas. Concomitantemente, teve ensejo de adquirir, essencialmente em auto-formação, conhecimentos e competências técnicas aprofundados no âmbito da Engenharia Geológica.

Nuno Miguel Oliveira Vermelhudo

Consultoria e supervisão de obras subterrâneas. Resumo de actividade profissional

Página em branco

Referências bibliográficas

- Cêgê/HidroAlqueva ACE, 2010. Relatório intercalar de instalação de células de carga em ancoragens. Não publicado.
- COBA, 2007. Reforço de Potência do Escalão de Alqueva. Projecto de Execução. Não publicado.
- COBA/Lahmeyer, 2016. Aproveitamento hidroelétrico de Laúca (Angola), Relatório final de execução das obras subterrâneas. Não publicado.
- DHV, 2010. Reforço de Potência do escalão de Alqueva. Aspectos geológico-geotécnicos. Relatório para Visita Técnica. Não publicado.
- EDPP, 2008. Reforço de Potência do escalão de Alqueva. Condições de Contrato do Fornecimento de serviços de fiscalização. Relatório não publicado.
- Intertechne, 2014. Aproveitamento hidroelétrico de Laúca (Angola), Projecto de Execução. Relatório não publicado.
- Lombardi Engineering, 2012. Tunnel T-48. Final design. Relatório não publicado.
- NP EN 1997-1: 2010 – Eurocódigo 7, Instituto Português da Qualidade, Almada.

- Royal HaskoningDHV website: <https://www.royalhaskoningdhv.com/> Consultado em: [12.08.2018.](#)
- Lahmeyer International website: <https://www.lahmeyer.de/en/home/> Consultado em: [31.07.2018.](#)
- Lombardi SA website: <https://www.lombardi.ch/en-gb> Consultado em: [17.08.2018.](#)