

ACESSO OESTE AO PORTO DO FUNCHAL. ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS E PROJECTO EM AMBIENTE VULCÂNICO

NEW ROAD ACCESS TO FUNCHAL PORT. GEOLOGICAL ENGINEERING AND DESIGN ASPECTS IN VOLCANIC ENVIRONMENT

Pistone, Raúl, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, rp@coba.pt*

Freitas, Rui, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, rf@coba.pt*

Bento, Jorge, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, atb@coba.pt*

RESUMO

O novo Acesso Oeste ao Porto do Funchal, envolve numa extensão de 1,2 km, várias infra-estruturas, nomeadamente um viaduto de 120 m, estruturas de contenção, uma ponte de 100 m e ainda um túnel urbano de 600 m. A cidade do Funchal, localiza-se num anfiteatro natural com morfologia agressiva caracterizado por encostas inclinadas talhadas por linhas de água encaixadas. A este quadro acrescem ainda dificuldades geotécnicas resultantes da heterogeneidade litológica e da sua variação espacial, consequência da natureza vulcânica da ilha. Nas condições geomorfológicas, geológicas e geotécnicas em que se desenvolve o traçado, foi necessário suportar os estudos por um total de 550 m de sondagens e ensaios associados. Este artigo aborda a caracterização geológico-geotécnica do ambiente de implantação da obra e ainda o desenvolvimento das soluções de projecto adoptadas.

ABSTRACT

The new access road to the Funchal Port, the major urban centre of the Madeira Island, involves, over a length of just 1,2 km, a 120 m long viaduct, various retaining structures, a 100 m long bridge and a 600 m long urban tunnel. The city of Funchal has a rough morphology with steep slopes associated with geotechnical difficulties resulting from the lithological heterogeneity and from the variability of spatial distribution of the different lithotypes, consequence of its volcanic nature. For the geomorphological, geological and geotechnical conditions of the road alignment the characterisation studies had to be supported by a total of 550 m of core drillings and various associated tests. In this paper, the geological and geotechnical studies for the project and the adopted design solutions are presented.

1. INTRODUÇÃO – LOCALIZAÇÃO, GEOMORFOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO DO TRAÇADO

O desenvolvimento infra-estrutural da ilha da Madeira, tem levado recentemente à construção de novas vias de comunicação com traçados de características geométricas modernas. A implantação destes traçados, por regra, colide com a geomorfologia vigorosa da ilha, não constituindo excepção o Acesso Oeste ao Porto do Funchal, agravado das condicionantes urbanas do meio envolvente.

A cidade do Funchal localiza-se num amplo anfiteatro natural, na costa Sul da Ilha. O novo acesso ao Porto do Funchal, localizado na zona Ocidental da cidade, irá constituir uma alternativa ao trecho da estrada marginal frequentemente congestionada pelo muito tráfego que

a demanda, contribuindo para uma melhoria significativa da circulação automóvel na zona (Fig. 1).

O traçado é transversal às principais linhas de drenagem em terrenos de origem vulcânica. Desenvolve-se inicialmente com pendente suave, aproveitando o traçado de uma rua existente para atravessar a zona habitada, adjacente à Quinta Magnólia, de valor patrimonial para a cidade. Em seguida uma transição brusca na morfologia do terreno, modelada pelo forte encaixe de uma linha de água em materiais piroclásticos de natureza fortemente erodível, obriga o traçado a desenvolver-se em viaduto. O atravessamento do ribeiro Seco, cujo vale se caracteriza por um perfil muito assimétrico neste local, é feito recorrendo a uma ponte, passando de uma zona de pendente fraca com vários muros para uma vertente íngreme. Trata-se de uma zona que foi objecto, pontualmente, de trabalhos de regularização e da realização de socalcos, sendo por vezes suportados por antigos muros.

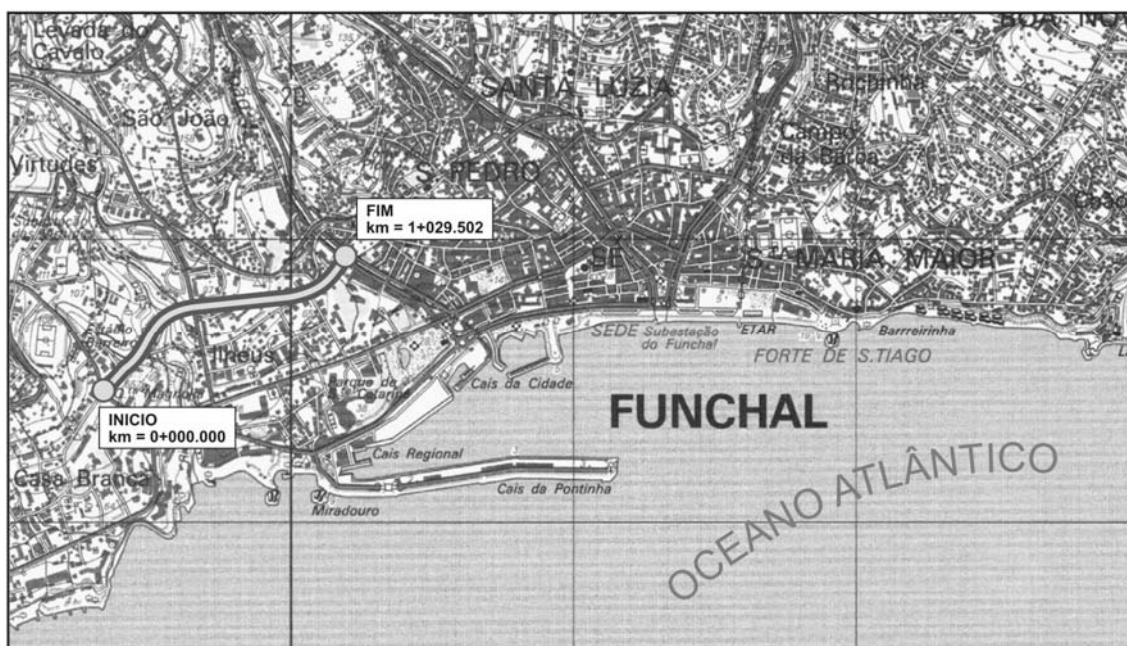


Figura 1 - Localização do projecto na zona poente do Funchal

O túnel com 606 m de comprimento insere-se em meio urbano, numa encosta com inclinação para Sul, cuja superfície se encontra sulcada por linhas de água relativamente encaixadas, e que constituem vales com vertentes de relevo irregular com acentuadas variações altimétricas. Ambos os emboquilhamentos foram objecto de antigos trabalhos de regularização e da realização de socalcos, suportados por muros de alvenaria [1].

2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A área do Funchal é caracterizada geologicamente pela existência de um complexo vulcânico principal (Complexo Vulcânico Periférico, β^2), constituído por alternâncias de lavas basálticas em bancadas espessas e de materiais piroclásticos. As propriedades dos materiais dos níveis de piroclastos podem degradar-se quando expostos [2].

Do ponto de vista estrutural, as formações ocorrentes representam mantos de escoadas que se instalaram sobre paleo-relevos, constituindo bancadas com a inclinação de base da vertente e com espessuras muito variáveis, por vezes descontínuas. Sobre as escoadas ocorrem materiais

piroclásticos que foram projectados, representando em geral blocos de rocha, cinzas, etc., formando actualmente brechas, tufos e tufos brechoides.

Para além dos materiais vulcânicos o projecto deparou-se ainda com materiais de aterro e depósitos de cobertura, ocorrendo muitas vezes associados à actividade antrópica, por exemplo na formação de socalcos.

As formações piroclásticas atravessadas apresentam por vezes espessuras elevadas, superiores a 60 m, assumindo um claro predomínio ao longo do traçado.

Nestes maciços, os níveis de água subterrâneos surgem associados quer aos contactos entre materiais de permeabilidades bastante distintas quer à circulação de água por cavidades de antigos tubos de lava que podem ocorrer perto da superfície.

Do modelo geológico elaborado com apoio dos trabalhos de prospecção efectuados e do reconhecimento de superfície, resultou que os contactos litológicos inclinam para SE-SSE, o que foi validado no campo através da inclinação topográfica geral da zona e em afloramentos da vertente. Foram ainda consideradas no modelo duas situações de discordância estrutural (interpretadas conservativamente como falhas durante a fase de estudo, não sendo verificadas durante a obra) (Fig. 2).

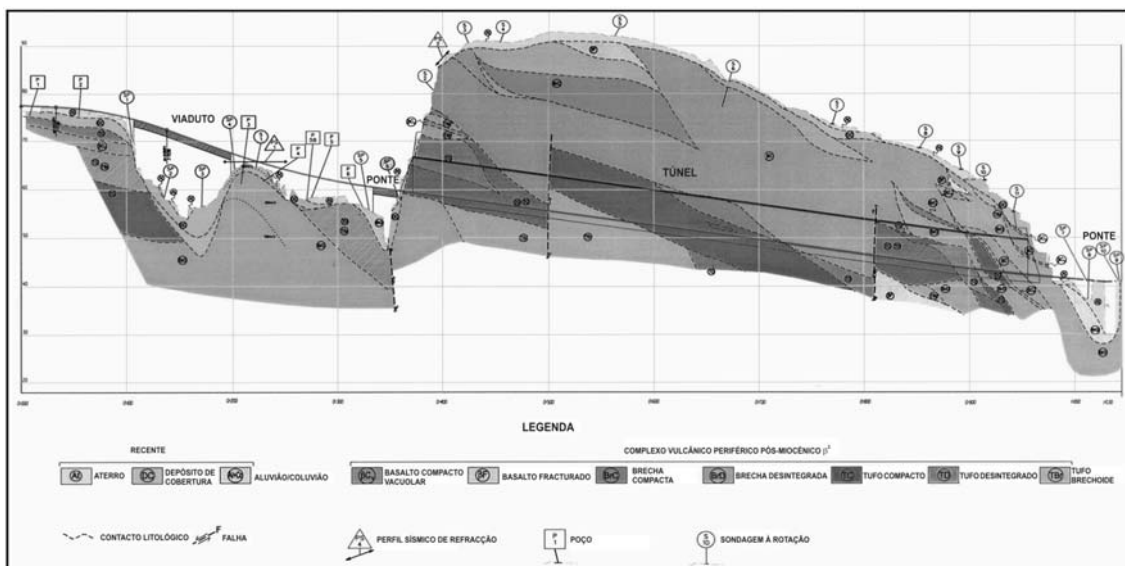


Figura 2 - Perfil geológico interpretativo

O plano de prospecção geotécnica e ensaios levado a cabo contemplou 4 perfis sísmicos de refração, 6 poços de prospecção com colheita de amostras de solos e 20 sondagens mecânicas à rotação, com comprimentos variáveis entre os 15 e os 46 m, totalizando cerca de 550 m de comprimento, acompanhadas de ensaios de absorção de água tipo Lugeon e SPT's, das quais se recolheram ainda amostras para ensaios de laboratório (compressão uniaxial e corte directo sobre amostra indeformada).

Os resultados dos ensaios de absorção de água levam a concluir que a permeabilidade do maciço é elevada (com absorção total de água em cerca de 62% dos 42 ensaios realizados). Assim sendo, é possível que em épocas de pluviosidade continuada haja aporte de água ao túnel, que estará concentrada nos caminhos preferenciais de escoamento estabelecidos, o que efectivamente se veio a verificar na escavação do túnel, aquando da intersecção de um furo de sondagem interessando basaltos sobre materiais piroclásticos.

Das análises de laboratório verifica-se que os solos brechoides são classificados como GW (ASTM), A-1-a (AASHTO) e D3 (SETRA-RTR), que os tufos brechoides são classificados como SP, A-2-4 e B5, e que os solos das amostras dos tufos compactos e dos depósitos de cobertura se classificam como MH-CH, A-7-5 e A-7-6 e A3 e A4, respectivamente.

Sobre amostras de rocha colhidas dos testemunhos das sondagens foram realizados 15 ensaios de determinação da resistência à compressão uniaxial (tensão de rotura) e do módulo de deformabilidade, sendo que os materiais mais resistentes e menos deformáveis correspondem aos basaltos compactos ($UCS > 100$ MPa) enquanto que materiais piroclásticos (tufos e brechas) revelam menor resistência à compressão e maior deformabilidade.

3. ZONAMENTO E PARÂMETROS GEOMECÂNICOS ADOPTADOS

Um dos principais objectivos pretendidos com os trabalhos de prospecção e ensaios foi o de efectuar o zonamento geotécnico do maciço interessado pela abertura do túnel. Este zonamento foi o ponto de partida para a tipificação do método de escavação, do dimensionamento dos suportes, bem como da definição do programa de observação e de acompanhamento da obra. Permitiu elaborar uma metodologia de construção, pré-dimensionar o suporte e estimar custos de obra. Definiram-se 4 zonas geotécnicas, ZG4, ZG3, ZG2 e ZG1, cujas características principais são as indicadas no Quadro 1.

Dada a heterogeneidade da qualidade do maciço ao nível da galeria com variações importantes no modelo entre a zona da abóbada e a da soleira ao longo de extensões significativas, optou-se por considerar essencialmente a primeira como zona envolvente para a definição das extensões interessadas por cada zona geotécnica, considerando-se por simplificação para toda a galeria. Tal simplificação, justifica-se pelo facto de a zona da abóbada ser a mais condicionante no que respeita aos suportes a aplicar, por um lado e também, por outro lado, por ser a primeira a ser escavada (durante a 1ª fase – escavação da calote superior), pois há muitas vezes a necessidade de prolongar os suportes até à soleira do rebaixo (2ª fase).

No Quadro 1 apresentam-se os principais parâmetros geológicos e geotécnicos associados às zonas geotécnicas do túnel. Os parâmetros de cálculo adoptados tiveram em conta os resultados obtidos nos diversos trabalhos de prospecção geotécnica e ensaios efectuados e resultante caracterização e classificação geomecânica do maciço, confrontados como conhecimento e experiência adquirida pelo Projectista em outras obras do mesmo tipo.

Quadro 1 - Zonamento Geotécnico e parâmetros geomecânicos adoptados para o túnel

Zona	RMR	Material	W	F	RQD (%)	γ (kN/m ³)	σ_{ci} (MPa)	GSI	mi	mb	S	ϕ (°)	c (kPa)	E (GPa)	Carga de terreno (m)
ZG1	>60	β C - BrC	1-2	2-3	>60	25	100	70	28	4,70	0,0106	50	500	15	2
ZG2	41-60	BrC - BF	3-4	3-4	>30	22	15	45	19	0,72	0,0002	40	90	1,5	4
ZG3	25-40	TC	3-4	-	-	20	5-8	25-35	15	1,03	0,0002	30-35	60-80	0,5-1	8
ZG4	<25	TBr	4-5	-		19	8	20	14	0,80	0,0001	40	35	0,5	10
		BrD	4			19	2,5	18	13	0,70	35	10	0,25		
		TD (5m)	4								25	35			
		TD (25m)				19					20	15	0,02		
		DC / Aterro	4-5			19						20	15	0,02	

W: grau de alteração; F: grau de fracturação; σ_{ci} : resistência à compressão simples; GSI: Índice de qualidade geológica; mi: parâmetro de resistência da rocha intacta (Hoek-Brown); mb, S: parâmetros de resistência do maciço

A determinação dos parâmetros geomecânicos de cálculo visou essencialmente:

- o cálculo de estabilidade de taludes;
- o cálculo de estabilidade de fundação dos aterros;
- o pré-dimensionamento das estruturas de suporte;
- o dimensionamento das fundações das obras de arte;
- o cálculo dos suportes primários e das armaduras do túnel.

4. TERRAPLENAGENS

Os taludes de escavação fora da zona de influência do túnel foram projectados para uma inclinação geral de 1/1,5 (v/h), considerando que os terrenos interessados pelos taludes correspondiam a brechas desagregadas e depósitos de cobertura, tratando-se de terrenos com um comportamento terroso de moderada a baixa compactidade.

A heterogeneidade das formações dificultou a definição de áreas homogéneas de solos, pelo que se recomendou que durante a execução das escavações se procedesse à separação dos solos de melhor aptidão de modo a que possam ser utilizados posteriormente no leito do pavimento, no preenchimento de zonas saneadas e no corpo dos aterros.

O balanço de volumes escavação/aterro indicava a existência de um significativo excesso de materiais devido à abertura do túnel (42 000 m³), pelo que foi necessário otimizar a gestão dos materiais escavados por forma a evitar recorrer a zonas de empréstimo para completar os volumes de materiais com características específicas.

Ao nível da fundação foi efectuada a remoção dos solos mais superficiais (depósitos de cobertura, de vertente e aluvionares) até profundidades onde os terrenos apresentaram características adequadas para fundação dos aterros. Tendo em conta a forte pendente transversal, foram criados degraus na fundação com o objectivo de melhorar as condições de fundação e de estabilidade dos aterros (Fig. 3).

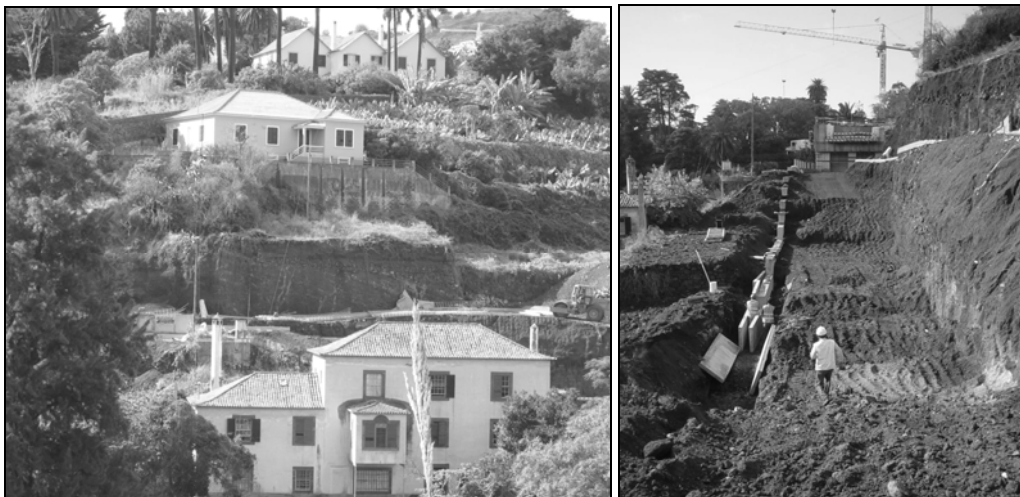


Figura 3 – Escavação para muro de terra armada entre duas casas no Vale do Ribeiro Seco.

Nos aterros de terra armada foram utilizados materiais provenientes da escavação de brechas desagregadas (BrD), devido à sua caracterização específica de solo-enrocamento adequada.

A fundação dos pavimentos ao longo desta via rodoviária foi construída com solos seleccionados provenientes das escavações, numa espessura de 0,30 m. Desta forma, teve todo o interesse a utilização na construção dos aterros dos materiais provenientes das escavações em linha, principalmente os resultantes da abertura do túnel, uma vez que o traçado se insere numa zona urbana, onde escasseiam potenciais áreas de empréstimo susceptíveis de serem exploradas, quer pelo volume e características de material existente, quer pelos impactes ambientais extremamente negativos que resultariam da sua exploração.

5. OBRAS DE ARTE

As obras de arte executadas ao longo do traçado do Acesso Oeste ao Porto do Funchal integram as seguintes estruturas:

Quadro 2 – Tipo, localização e fundação das obras de arte

Obra	Localização (km)	Vão	Tipo de Fundação
Viaduto da Quinta da Magnólia	0+107 a 0+197	28 + 34 + 28	Directa e indirecta (estacas L=30m)
Ponte sobre o ribeiro Seco	0+332,5 a 0+355,5	23	Indirecta (estacas L=15m)
Pontão da ribeira de S. João	1+029 a 1+039	11,5	Directa

As sondagens realizadas revelaram um maciço de fundação heterogéneo constituído por basaltos e tufos compactos e brechóides, e em grande parte da sua extensão, por brechas desagregadas, caracterizando-se por valores de recuperação reduzidos e registos de N_{SPT} muito variáveis.

A formação de brechas desagregadas (BrD) foi caracterizada como um meio geológico de natureza essencialmente areno-seixosa com blocos dispersos, facilmente desagregável, com elevada percentagem de vazios e grande deformabilidade, correspondendo localmente a um maciço muito poroso com espessura superior a 60 m.

Com base nos elementos geotécnicos obtidos foi definido um zonamento do maciço de fundação, tendo sido atribuídos parâmetros geotécnicos para cada zona geotécnica considerada (Quadro 3).

Quadro 3 - Parâmetros adoptados para a fundação de estruturas

Zona Geotécnica / Formação interessada	Grau de Alteração, W (SIMR)	Grau de Fract., F (SIMR)	% de recup.	% de RQD	N_{SPT}	Parâmetros Geotécnicos Estimados			
						γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (GPa)
Aterros	-	-	30-40	-	46	19	20-30	-	0,02-0,03
Depósitos de cobertura	-	-	20-30	-	10-40	19	20-25	-	0,01-0,02
BrD	W ₄	-	10-50	10	7-60	19	38	-	0,03-0,05
TD/TBr	W ₄	-	10-30	-	36-60	19	20	15	0,04-0,07
TC	W ₄₋₃ a W ₄	-	30-100	0-30	60	20-21	30-35	20	0,15-0,20
β_{Cv}	W ₂₋₁	F ₃₋₂	100	90	-	22-23	50-55	150	2,5-3,0

De acordo com o cenário geotécnico ocorrente preconizou-se uma fundação do tipo directo, por sapatas, nas formações basálticas e tufos compactos e uma fundação indirecta do tipo estaca nas brechas desagregadas, por se considerar que não havia condições de fundação aceitáveis para a estrutura em causa às cotas mais superficiais.

As estacas foram construídas com 1 m de diâmetro, 30 m de comprimento e agrupadas em conjuntos de 6 nos pilares e de 3 no encontro, com um afastamento entre si de 3 diâmetros ($s = 3\text{ m}$). Considerou-se que os maciços de estacas deverão constituir conjuntos “flutuantes”, privilegiando a resistência lateral em detrimento da resistência de ponta. Este tipo de solução foi condicionada pela limitação de um valor de assentamento geral máximo da ordem dos 15 mm.

Durante a fase de obra foram realizadas sondagens complementares nos apoios previstos fundar com estacas para aferição das condições de fundação e da validade da própria solução, uma vez que teve de ser ponderada uma eventual solução de injeção de calda de cimento para melhoramento dos terrenos.

Finalmente, após análise dos resultados das sondagens optou-se por não injectar o maciço, mantendo a solução original. Refira-se que dada a porosidade dos materiais piroclásticos a injeção teria consumos elevados relativamente aos benefícios que se conseguiriam a que acresceria um difícil controle de qualidade da operação (Fig. 4).



Figura 4 – Viaduto da Magnólia (esquerda) e Ponte sobre o Ribeiro Seco.

6. TÚNEL

O túnel é constituído por uma galeria única, bidireccional, de 606 m de comprimento. Em projecto adoptaram-se duas secções tipo, uma, para as zonas de melhor qualidade, com sapatas corridas e 0.30 m de espessura mínima, e outra com “invert” e 0.40 m de espessura mínima, por forma a poder fazer face ao atravessamento de zonas de pior qualidade. As secções têm um raio interno de 5.41m e áreas de escavação de 83 m² e 93 m², respectivamente. Estas secções, no seu conjunto, dão resposta eficaz a um leque mais diversificado de situações geotécnicas.

Os emboquilhamentos são normalmente pontos críticos das obras subterrâneas, o presente caso não foi excepção. Em virtude das condições topográficas, a metodologia adoptada foi a de aceder às cotas de implantação do túnel com taludes de escavação provisórios, posteriormente reaterrados, restabelecendo em parte a topografia original e melhorando o conjunto paisagístico final. Os taludes provisórios são suportados mediante a aplicação de betão projectado reforçado com malha electro-soldada e pregagens. Este tipo de suporte económico e flexível é eficaz ao tirar partido das capacidades resistentes do maciço.

No emboquilhamento Poente a topografia é mais agressiva, estando a vertente disposta em socacos com muros de alvenaria, sendo geologicamente constituída, essencialmente, por tufos desagregados e cunhas de aterro no tardo dos muros. No topo da encosta ocorrem basaltos de boa qualidade, todavia o topo do túnel fica localizado abaixo destes materiais.

Na perspectiva de os trabalhos de emboquilhamento conduzirem à instabilização de toda a encosta, dada a sua grande sensibilidade a qualquer intervenção, optou-se pela execução de uma viga ancorada de carácter provisório, imediatamente acima do túnel. Assim, trabalhou-se a obra provisória com um FS (Factor de Segurança) global de 1,3 (curto prazo), sendo que a longo prazo, após a construção da estrutura e seu reaterro, pôde então proceder-se à desactivação das ancoragens (Fig. 5).



Figura 5 – Emboquilhamento Poente. 1ª fase de escavação do túnel (esquerda), frente de escavação em tufos avermelhados e piroclastos friáveis.

Os suportes primários foram projectados por duas vias distintas, inicialmente com recurso a métodos empíricos e posteriormente com métodos numéricos.

A aplicação das classificações empíricas a este tipo de maciços, corre o risco de perda de significado à escala da obra. Muito embora do lado Poente se tenha verificado alguma homogeneidade nos materiais atravessados, já no lado Nascente do túnel as unidades geológicas variam, podendo uma única frente de escavação interessar, entre outros, materiais tão distintos como basaltos compactos ou piroclastos desagregados.

Uma vez que a escavação foi dividida em duas fases, a escavação da 1ª fase permitiu ajustar o modelo ao nível dos hasteais e soleira da 2ª fase de escavação, podendo assim actuar atempadamente ao nível da selecção do suporte a aplicar. Esta metodologia permitiu ainda minorar os deslocamentos à superfície, objectivo central no enquadramento urbano da obra. A execução em avanço de elementos rígidos de suporte na frente e no contorno da galeria durante a escavação da 1ª fase, assumiu importância, não só pelo suporte propriamente dito, mas também pelo diagnóstico feito às condições geológicas durante a furação. Este diagnóstico, revelou-se importante nomeadamente no avanço a partir de Nascente em que as novas unidades ocorriam inicialmente ao nível do tecto.

Para as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, de melhor qualidade, o modo de rotura consistiria na queda de blocos definidos pela intersecção das descontinuidades existentes e/ou no escorregamento de rocha em zonas muito fracturadas ou em zonas de esmagamento. O suporte primário adoptado era constituído por pregagens tipo Swellex de 100 kN de carga de rotura com 4 m de comprimento e betão projectado reforçado com fibras metálicas numa espessura de 5 a 10 cm.

Nas zonas de pior qualidade, ZG3 e ZG4, o modelo de rotura poderia passar pelo escorregamento de material muito alterado a decomposto quer por rotura do próprio material, quer pelo escorregamento ao longo de descontinuidades remanescentes, a que se acrescia ainda a rotura por fluência de material muito alterado e o risco de abertura de chaminés à superfície. Neste cenário, o suporte foi constituído por uma pré-abóbada, de chapéus troncocónicos de

enfilagens com varão de aço, betão projectado reforçado com fibras metálicas e perfis metálicos TH29. As cambotas, na 1ª fase de escavação foram instaladas com “patas de elefante” e embebidas em betão para melhorar o seu apoio. Dada a fraca qualidade dos materiais, foram aplicados na frente de escavação betão projectado de selagem e pregagens de fibra de vidro.

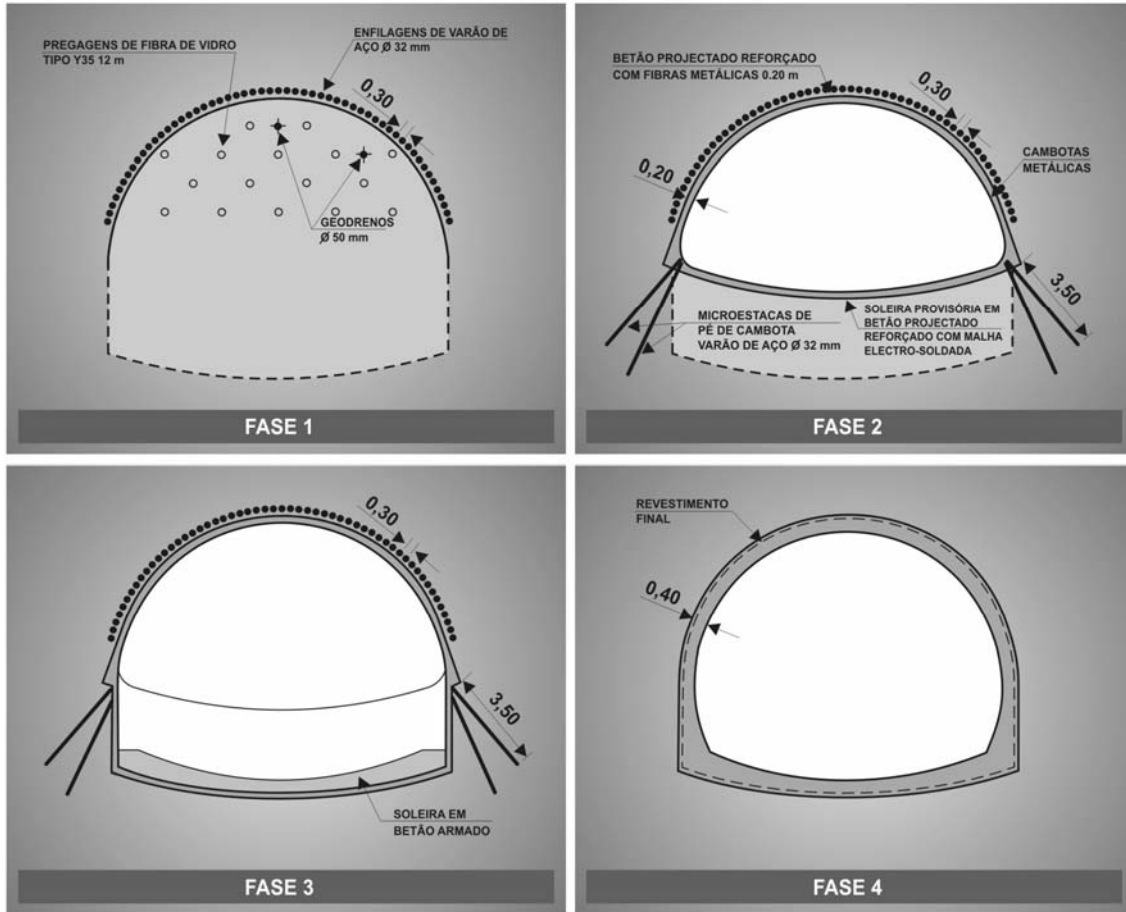


Figura 6 – Faseamento construtivo em ZG4. 1 – Colocação de chapéus de enfilagens e pregagens na frente; 2 – Escavação da 1ª fase e aplicação do suporte perfis metálicos e betão projectado reforçado com fibras metálicas; 3 - Escavação da 2ª fase (rebaixo) sob protecção das microestacas colocadas na fase anterior; 4 – Aplicação do revestimento definitivo.

Para o rebaixo em ZG4 foram executadas microestacas de pé de cambota antes da sua escavação. Estas microestacas tinham a dupla função de melhorar a fundação de apoio das cambotas e de melhorar as propriedades resistentes do maciço na zona solicitada pelo pé direito do hasteal. Por último procedeu-se ao fecho da soleira definitiva em betão armado (Fig. 6).

No sentido de avaliar, com razoável precisão, o comportamento do maciço e, conseqüentemente, confirmar a validade do suporte primário preconizado, implementou-se um programa de observação dos deslocamentos no interior da galeria e à superfície integrando a medição de convergências, de deslocamentos com extensómetros multiponto; de assentamentos com marcas topográficas de nivelamento de precisão e leituras inclinométricas, para controlo dos taludes frontais e hasteais no interior da galeria. Faziam ainda parte do programa a medição de vibrações e a inspecção visual de taludes. A informação foi interpretada com referência aos níveis de alerta e alarme obtidos nos métodos numéricos utilizados no cálculo dos suportes primários e deslocamentos previsíveis.



Figura 7 – Aspectos gerais da obra concluída.

7. CONCLUSÕES

A execução de obras lineares com desnivelamento transversal às linhas de drenagem, neste tipo de morfologia jovem muito acidentada em ambiente geológico vulcânico de características muito heterogéneas a que acresce o enquadramento urbano, obriga em sede de projecto a optar por soluções abrangentes do ponto de vista geotécnico, que permitam uma resposta de largo espectro e uma fácil adaptação em obra à realidade encontrada, nomeadamente no túnel, na fundação das obras de arte e nas obras de contenção.

No presente caso a obra pautou-se por um rigoroso controlo de execução e pelo acompanhamento geológico-geotécnico das escavações em geral.

Durante a Assistência Técnica à fase construtiva, a comunicação entre a obra (Dono de Obra/ Adjudicatário e Fiscalização) e a engenharia de projecto foi fundamental na adequação e adaptação das soluções previstas. Tendo por base a versatilidade das soluções abrangentes e também apoiando as decisões num apertado controle geológico dos terrenos encontrados nos trabalhos realizados, contribuiu-se para a execução das obras em segurança, com rapidez e economia acrescida. A abordagem adoptada, no que diz respeito à metodologia de projecto, revelou-se adequada para ultrapassar as dificuldades criadas pelas diferentes condicionantes inerentes à execução das obras num maciço vulcânico em meio urbano. Na Figura 7 são apresentados aspectos gerais da obra concluída.

8. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Secretaria Regional do Equipamento Social e Transportes da Ilha da Madeira pela autorização concedida para realizar esta publicação. O agradecimento é extensivo a todas as pessoas que participaram na equipa de projecto e de obra contribuindo para o sucesso do projecto.

9. REFERÊNCIAS

- [1] COBA, 2003. Acesso Oeste à Ligação ao Porto do Funchal. Projecto de Execução.
- [2] ROSA, Sérgio Paulo P., 1995. Caracterização geológico-geotécnica das formações vulcânicas da Madeira. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Secção Autónoma de Geotecnia. Dissertação de Mestrado.