

Projecto do Túnel de Carenque - A9, CREL.

Raúl Sarra Pistone*

Ricardo Oliveira *

Frederico Melâneo*

* *COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente.*

Sumário

O túnel de Carenque está inserido no troço A9 - CREL (Estádio Nacional-Alverca), sublanço Queluz - Belas. É uma obra projectada para preservar uma área de alto valor paleontológico com registos de pegadas de dinossauros do período Cretácio numa laje de calcário fracturado e de pequena espessura. É constituído por duas galerias geminadas com cerca de 280 m de extensão e com uma área escavada cerca de 170 m², separadas por um pilar de 8 m de largura. No presente artigo referem-se os princípios do estudo e de projecto do túnel de Carenque, com caracterização geológico-geotécnica. Faz-se definição das fases construtivas e dos suportes iniciais e estudo do revestimento definitivo. É comentada a experiência de obra, resultados da observação e adequação do projecto às condições encontradas.

Abstract

The Carenque tunnel is being constructed in the A9-CREL motorway, between Queluz and Belas. The tunnel solution was decided by BRISA, SA in order to preserve an important fossiliferous site, with dinosaur footprints from the Cretacic period. The layout included two twin galleries, about 280 m long, with a maximum cross-section area of 170 m², separated by an 8 m wide pillar. This paper deals with the design principles and the rock mass engineering geological characterization. The excavation phasing, the primary support and the final lining design, are also discussed. Finally, some considerations are made about the construction experience, the monitoring results and the design adjustment to the actual geotechnical conditions.

1 - INTRODUÇÃO

Foi desenvolvido o projecto de execução para o atravessamento em túnel da zona de Carenque, entre os km 3+140 e 3+425 da auto-estrada A9-CREL (Estádio Nacional-Alverca), Sublanço Queluz-Belas. No âmbito de um concurso de Concessão - Construção, a Brisa Autoestrada de Portugal S. A. adjudicou os trabalhos à empresa Bento Pedroso Construções, S.A. associada à COBA, S.A., para as tarefas de projecto e assistência técnica durante a execução da obra.

O objectivo central destas obras é de preservar uma área de icnofósseis, nomeadamente trilhos de dinossauros, localizados numa laje de calcário fracturado, de pequena espessura, sobrejacente a um estrato de margas de fraca qualidade geotécnica.

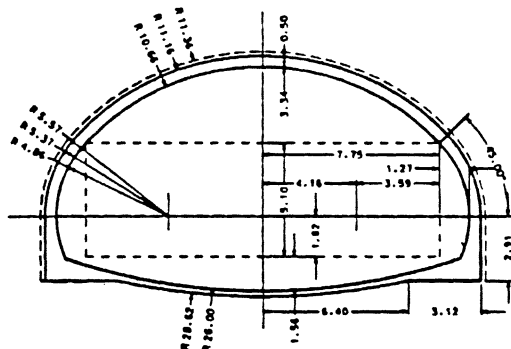
Salientam-se no presente trabalho os aspectos geotécnicos do projecto, em particular o faseamento da escavação, o programa de observação da obra e dimensionamento de suporte primário e definitivo. No momento da sua publicação, a escavação das duas galerias estava praticamente concluída e tinha-se iniciado a construção do revestimento definitivo.

2 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TRAÇADO E DA SECÇÃO

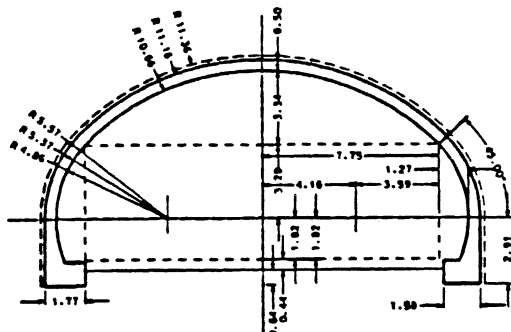
O túnel é constituído por duas galerias geminadas, cada uma com cerca de 20 m de largura e afastadas de cerca de 8 m.

Na definição da secção transversal manteve-se o gabarit rodoviário exigido pela BRISA com as dimensões de 15,50 x 5,10 m, com uma faixa de rodagem com três vias de 3,5 m de largura cada, uma berma esquerda com 1,0 m e uma berma direita com 4,0 m para prevenir a hipótese de eventual alargamento futuro para 4 vias.

As características geométricas das secções tipo são apresentadas na figura 1.



a) Secção tipo I. Área exterior: 173 m² (escavação). Área interior: 143 m²



b) Secção tipo II. Área exterior: 157 m² (escavação). Área interior: 132 m²

Figura 1: Secções tipo do túnel de Carenque

3 - CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

As principais condicionantes geotécnicas da obra são a fraca qualidade do maciço, a atitude sub-horizontal dos estratos e a exígua cobertura de rocha (entre 2 e 20 m) em relação à largura dos túneis (20 m cada). Desses condicionamentos resulta a dificuldade de formação de uma estrutura de rocha resistente sobre a abóbada dos túneis.

3.1 - Prospecção geotécnica e ensaios

Na fase do concurso, foram postos à disposição do projectista: os resultados de uma campanha de prospecção composta por quatro perfis sísmicos na proximidade dos emboquilhamentos, perfis geoelectricos no alinhamento dos túneis, oito sondagens à rotação com alguns ensaios Lugeon e ensaios de laboratório.

Durante o projecto de execução foram realizadas mais 5 sondagens à rotação e um grupo de ensaios de laboratório, de compressão uniaxial, triaxial, diametral e de deslizamento de diaclases.

3.2 - Modelo geológico

Litologia

Formação geológica dominante: Calcários e margas do "Belasiano", período Cretácico (Albiano-Cenomaniano médio). O maciço rochoso consiste numa série alternada, monoclinial, de calcários compactos, calcários gresosos, calcários margosos, margas e argilas margosas. Salienta-se a presença de argilas expansivas nas camadas margosas.

Estrutura

Primária: estratificação, com altitude N 50° E, 10-20° SE.

Secundárias: Diaclases agrupadas em 3 famílias:

FAM. A	(//Estratificação)	N 50°	20° SE
FAM. B		N 165°	Sub.Vert.
FAM. C		N 100°	Sub.Vert.

Hidrogeologia

Trata-se de um maciço constituído por rochas impermeáveis ou pouco permeáveis mas que pode exhibir percolação significativa, de carácter sazonal, através de algumas fracturas.

Os níveis de água, medidos na fase de projecto base constituíam uma superfície piezométrica situada debaixo do tecto do túnel, paralela, em geral, à superfície

topográfica, com excepção da zona da falha F1, onde se produzia uma notável depressão, que indicava o funcionamento da zona fracturada como dreno do maciço.

Durante a construção dos túneis este modelo foi verificado na sua totalidade. Foram detectadas algumas infiltrações com caudais reduzidos, através das discontinuidades mais importantes, em directa relação com os períodos de pluviosidade.

3.3 - Modelo geomecânico

A partir dos ensaios de laboratório disponíveis foram escolhidos os parâmetros geomecânicos considerados representativos da rocha intacta, das discontinuidades, das zonas geotécnicas principais e do maciço rochoso em termos globais. Este tema foi tratado em outra comunicação por S. Pistone e A. Sousa, 1995.

Na figura 2 apresentam-se os valores dos ensaios de compressão uniaxial executados por diversas entidades (nomeadamente Geocontrolo e LNEC). Na citada figura representa-se a evolução dos valores de módulo de elasticidade (E) em relação às resistências à rotura (σ_c), dos distintos tipos rochosos identificados nos gráficos das sondagens.

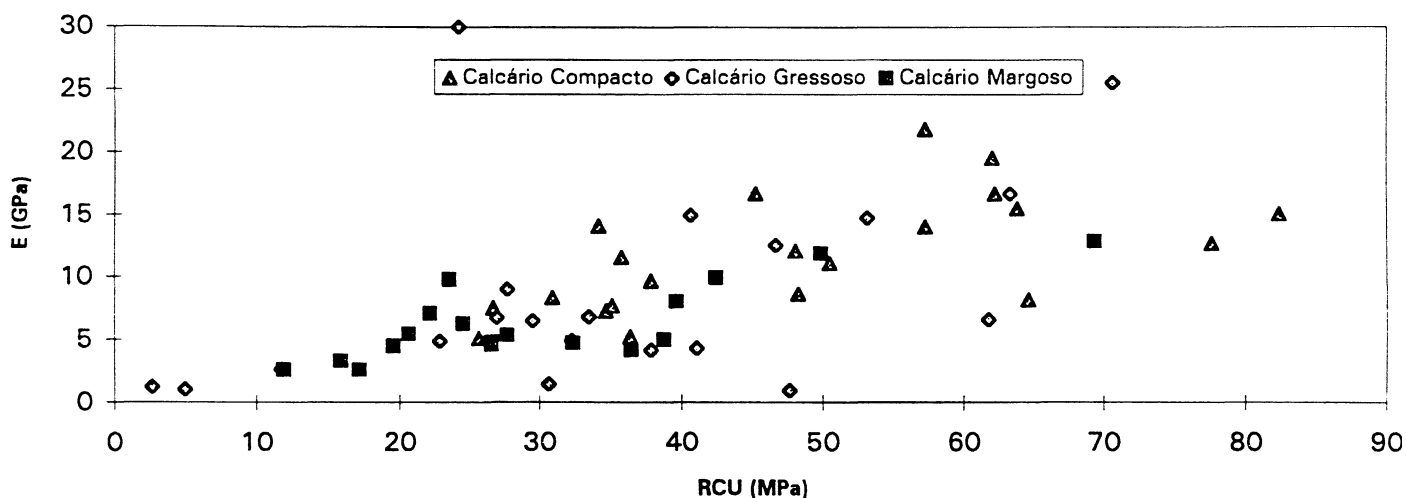


Figura 2: Resultados dos ensaios de compressão axial

4 - ZONAMENTO GEOTÉCNICO DO MACIÇO ROCHOSO

Foi necessário elaborar um modelo de zonamento do maciço rochoso a fim de preparar processos construtivos e projectar o suporte primário em concordância com as propriedades geotécnicas de cada zona.

Os parâmetros que serviram de base ao zonamento geotécnico foram os seguintes:

- Litologia
- Graus de alteração e fracturação

- RQD (Rock Quality Designation)
- Velocidade das ondas longitudinais (V_L)
- Módulo de deformabilidade (E)
- Resistência à Compressão Uniaxial (σ_c)
- Comportamento hidrogeológico

Deste modo definiram-se 3 zonas geotécnicas: ZG1, ZG2 e ZG3, cujas características principais são indicadas no quadro 1 (Oliveira e S. Pistone, 94).

Quadro 1 - Zonamento Geotécnico

Zona Geotécnica	Litologia	Alteração e Fracturação	Permeabilidade	V_L (km/s)	σ_c (MPa)	E (GPa)	RMR	Q
ZG1	Calcário Compacto	W2-3 F2-3	Elevada	>2	60	>15	>40	4.5
ZG2	Calcário Gressoso	W3-4 F3-4	Média	1-2	15	5	35	0.2
ZG3	Calcário Margoso e Margas	W4-5 F4-5	Baixa	<1	5	2.5	23	0.03

Trata-se como se disse de zonas estratificadas que, de acordo com os dados disponíveis relativos à orientação das camadas, intersectam longitudinalmente os túneis em ângulos da ordem dos 5° (figura 3).

Em primeira instância, o comportamento dos túneis em rocha depende da qualidade do maciço rochoso sobre as abóbadas, do maciço que constitui o pilar e os hasteais e, por fim, das condições geológicas e geotécnicas da soleira.

Com base nestas considerações, estabeleceu-se um zonamento longitudinal dos túneis. Previu-se a ocorrência das três zonas definidas da seguinte forma:

TÚNEL NORTE (Sentido Belas-Queluz):

ZG1: 19%; ZG2: 47%; ZG3: 34%

TÚNEL SUL (Sentido Queluz-Belas):

ZG1: 9%; ZG2: 57%; ZG3: 34%

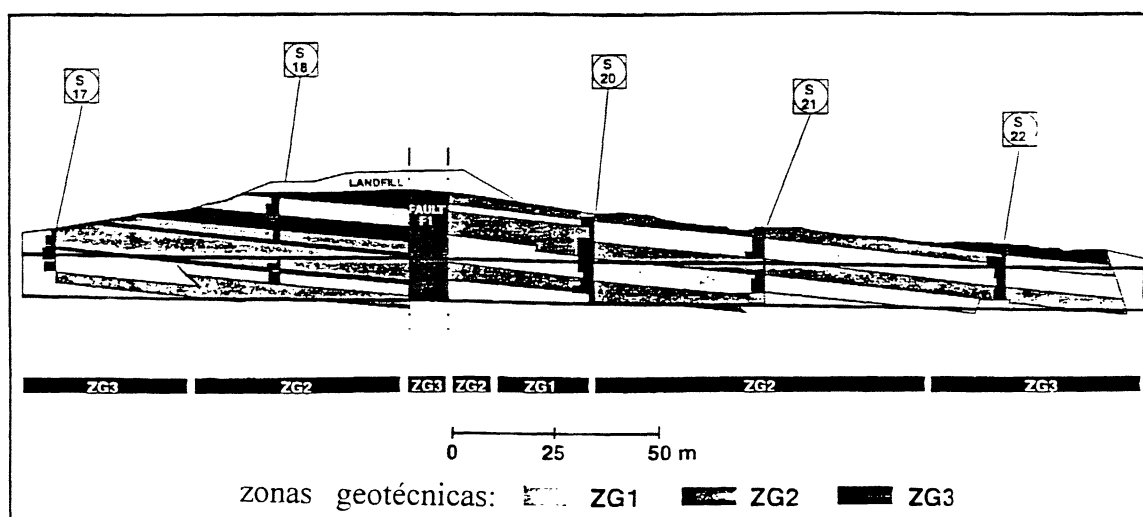


Figura 3 - Zonamento geotécnico. Perfil longitudinal

5 - CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA

Para cada uma das zonas geotécnicas atrás referidas (ZG1, ZG2 e ZG3), foram aplicadas as classificações geotécnicas de Bieniawski (1973 e actualizações) e Barton (1974 e actualizações) que, apesar de não terem sido desenvolvidas para maciços estratificados, servem de guia orientador e permitem definir tratamentos possíveis para cada ambiente geotécnico.

Foram efectuados estudos de sensibilidade dos parâmetros geotécnicos, visto que o número de dados disponíveis não permitiu uma avaliação rigorosa atendendo à complexidade do problema. Os resultados obtidos são mostrados no quadro 1.

6 - DIMENSIONAMENTO DO SUPORTE PRIMÁRIO

O problema central que se apresentava na escavação dos túneis era o do dimensionamento do suporte primário ou inicial, dado que devia assegurar a estabilidade de toda a secção durante o período de escavação deixando para o revestimento final o suporte a longo prazo do maciço devido ao comportamento reológico dos terrenos envolventes e à degradação do revestimento primário. Desse modo foi possível otimizar o revestimento final de betão e assegurar o prazo de execução, que não devia exceder 2 anos.

De todos os métodos disponíveis, empíricos, analíticos e numéricos, recorreu-se àqueles que se consideraram de melhor adaptação ao cenário particular deste projecto, de um nível de complexidade conforme com o nível de análise requerido: métodos empíricos, baseados nas Classificações Geotécnicas já referidas, métodos numéricos, nomeadamente o método das curvas características de interacção maciço/suporte, e os métodos de elementos de fronteira e de elementos finitos.

6.1 - Métodos empíricos

No quadro 2 são resumidas as recomendações de suporte das classificações do Barton e do Bieniawski. Ambas foram interpretadas como uma guia de orientação do suporte a instalar. Os modelos empíricos constituem um guia das soluções aplicadas em situações com características similares.

As previsões de suporte foram estudadas para vãos de 6 m, correspondente ao túnel piloto da primeira fase de escavação e de 20 m, correspondente à secção total. As recomendações do Bieniawski só consideram vãos de 10 m.

No quadro 2 são ainda indicados valores de tempo de autosuporte (stand up time), máximos vãos autoportantes e altura de carga do terreno, calculada por correlações empíricas com os índices de qualidade RMR e Q, daquelas classificações.

6.2 - Modelos numéricos

Aplicaram-se vários tipos de modelos, empíricos e numéricos, com a finalidade de confrontar vários tipos de soluções do mesmo problema (ver S. Pistone, A. Sousa, 1995).

Os modelos numéricos com soluções no campo elástico permitem visualizar o estado tensional e de deformações induzido pela escavação das distintas fases e pela aplicação do suporte. A inclusão duma condição de rotura permite delimitar zonas plastificadas para diversas configurações do suporte primário.

As formulações no campo elasto-plástico considerando meios contínuos e descontínuos, permitem uma abordagem mais realista do problema, mas também, tornam mais difícil a determinação dos parâmetros intervenientes. Os resultados começam a ser muito mais sensíveis à definição geométrica da malha e a interpretação tem que ser muito mais cuidadosa.

Dos cálculos efectuados observou-se que o maciço plastificava com pequenos deslocamentos. Quando plastifica os parâmetros geomecânicos diminuem e em consequência decresce rapidamente a sua capacidade de autosuporte. Portanto, e para evitar essa deterioração progressiva, o suporte teve que ser instalado o mais rapidamente possível nas diferentes fases de escavação.

Quadro 2 - Suporte primário recomendado pelas classificações geomecânicas

ZONA	CLASSIFICAÇÃO GEOTECNICA	Q RMR	TEMPO AUTOSUORTE	MAX. VÃO SEM SUORTE	ALTURA DE CARGA	SUORTE RECOMENDADO NA ABOBADA
ZG1 (6m)	BARTON	4.5	---	9-13 m	---	Suporte não necessário
	BIENIAWSKI	44	28 hrs	2 m	3.4 m	Preg.sist. 1.5-2 m, Comp. 2-3 m Betão proj + Malhasol: 5-10 m
ZG1 (20m)	BARTON	4.5	---	9-13 m	---	Preg., 1-1.5m, Comp. 3, + malha
	BIENIAWSKI	43	Colap.inmed	1.9 m	10.8 m	Preg.sist. 1-1.5m, Comp. 6-10 m Betão proj + Malhasol: 5-10 m
ZG2 (6 m)	BARTON	0.04	---	0.4-1.0 m	---	Betão projectado + malhasol, 15-
	BIENIAWSKI	31	Colap.inmed	1.3 m	4.12 m	Preg.sist., 1-1.5 m, Comp. 2-3 m Betão proj + Malhasol: 10-15 m Cambotas ligeiras c/ 1.5 m
ZG2 (20 m)	BARTON	0.19	---	1.6-2.7 m	---	Betão proj. + malhasol, 7.5-25 cm
	BIENIAWSKI	29	Colap.inmed	1.1 m	13.5 m	Preg.sist. 1-1.5 m, Comp. 6-10 m Betão proj + Malhasol: 10-15 m Cambotas ligeiras c/ 1.5 m
ZG3 (6 m)	BARTON	0.02	---	0.2-0.7 m	---	Preg.tens. 1m, Comp. 2.6 m Betão armado: 20-60 cm
	BIENIAWSKI	27	Colap.inmed	1.0 m	4.40 m	Preg.sist. 1-1.5 m, Comp. 2-3 m Betão proj + Malhasol: 10-15 m Cambotas ligeiras c/ 1.5 m
ZG3 (20 m)	BARTON	0.03	---	0.4-1.2 m	---	Betão proj + Malhasol: 15-25 m
	BIENIAWSKI	29	Colap.inmed	1.1 m	13.5 m	Preg.sist. 1-1.5 m, Comp. 6-10 m Betão proj + Malhasol: 10-15 m Cambotas ligeiras c/ 1.5 m

7 - MÉTODO DE ESCAVAÇÃO E SUPORTE PRIMÁRIO

O método de escavação seleccionado para os túneis, em geral, é o de avanço em secções parciais, colocando em cada uma o suporte primário necessário para a secção plena (figura 4a). Para cada zona geotécnica foi especificado um determinado processo de escavação e suporte, esquema que necessariamente devia ser ajustado às condições geológicas reais.

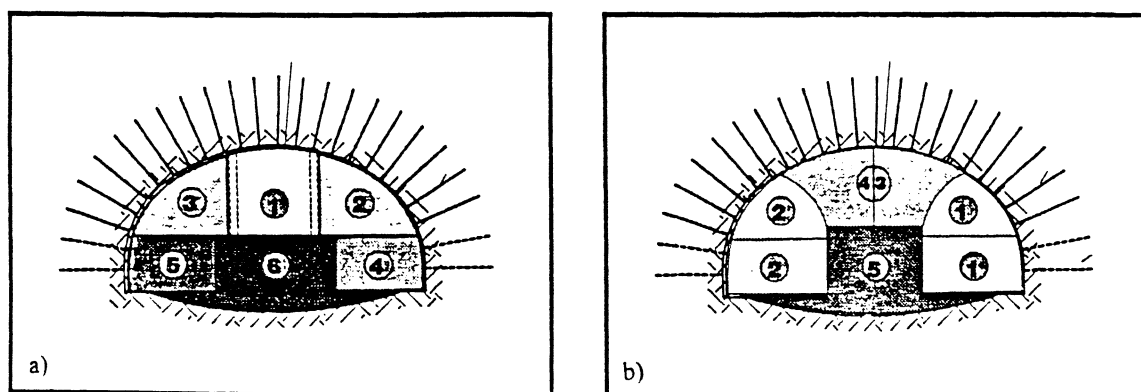


Figura 4 - Faseamento da escavação dos túneis

Zona ZG1

- avanço reduzido (1-2 m), com um túnel piloto centrado na abóbada com 6 m de largura máxima;
- colocação imediata de uma camada de gunita com 5 cm de espessura média, para impedir a desagregação do calcáreo fracturado;
- colocação de pregagens com uma separação máxima de 2 m, comprimento médio da ordem de 4 m.
- colocação de malha soldada fixa à superfície gunitada;
- colocação de uma segunda camada de gunita de 15 cm de espessura;
- desmontes laterais até alcançar a secção completa da abóbada;
- sequência de suporte similar à executada.
- escavação dos hasteais, com uma largura suficiente para permitir a manobra das máquinas;
- sequência de suporte similar à das fases anteriores.

As distintas fases de escavação deviam ser desfasadas para permitir o funcionamento adequado do suporte primário.

Zona ZG2

- avanço reduzido (1-1.5 m), com um túnel piloto centrado na abóbada com 6 m de largura máxima;
- colocação imediata de uma camada de gunite com 5 cm de espessura média, para impedir a desagregação do calcáreo fracturado e da marga argilosa;
- colocação de pregagens onde a rocha seja suficientemente compacta para permitir o seu correcto funcionamento. Separação de 1 a 2 m, comprimento médio da ordem dos 6 m, fundamentalmente na abóbada e no hastear norte.
- colocação de cambotas, perfil TH 36 ou similar, espaçadas de 1 a 1.5 m nas zonas de transição para a ZG3.
- colocação de malha soldada AQ 38 ou similar;
- colocação de uma segunda camada de gunite de 15 cm de espessura média.

Zona ZG3

- avanço reduzido (0.6-0.8 m), com um túnel piloto centrado na abóbada;
- colocação imediata de uma camada de gunite de 5 cm de espessura média, para impedir a descompressão da rocha e desagregação da marga argilosa;
- colocação de cambotas, perfil TH 36 ou similar espaçadas de 0.6 a 0.8 m;
- colocação de malha soldada entre cambotas;
- colocação de uma segunda camada de gunite de 15 cm de espessura média.

Nos emboquilhamentos e a fim de conseguir uma maior sustentação do vão escavado, contribuir para o confinamento longitudinal e permitir a colocação do suporte primário em condições de maior segurança, foram previstas micro estacas sub-horizontais em redor da abóbada, em furos separados 0.6 m, com cerca de 12 m de comprimento.

Para a execução do emboquilhamento Sul, fortemente condicionado pela existência das pegadas de dinossauros e o pequeno recobrimento, considerou-se a construção de túneis laterais de secção reduzida ou "side-drifts", para além de um reforço estrutural do maciço por micro estacas e do processo de escavação previsto para a zona ZG3 (ver figura 4.b).

8 - REVESTIMENTO DEFINITIVO

O zonamento geotécnico definido para o maciço levou à consideração de dois tipos de secção para o revestimento definitivo correspondendo a dois modelos estruturais.

A secção tipo I (Fig 1a) aplicável em maciço com pior índice de qualidade, possui soleira contínua transversalmente, composta por uma laje de directriz curva - soleira curva invertida; a secção tipo II (Fig 1b), usada em maciço com melhor índice de qualidade, possuiria uma fundação em sapata contínua.

A análise das tensões e deformações obtidas com os modelos de cálculo de estabilidade de cavidade, considerando uma aproximação a meio de comportamento elásto-plástico, permitiu definir uma regra de carregamento sobre a estrutura do túnel. Esta foi assumida com um carregamento de orientação radial sobre a estrutura variando de valor entre a fundação de hasteais e o eixo da abóboda.

A existência de camadas de calcários fraturados, com orientação de estratificação subhorizontal permitindo a formação e desagregação de grandes blocos, determinou a consideração de um carregamento proporcional ao peso do bloco com orientação sub-vertical.

O dimensionamento das secções de betão de revestimento com a espessura de 0.50 m foi realizado pelo método das reacções hiperestáticas, tendo-se decomposto a directriz do arco em troços rectos e sujeitos aos carregamentos acima referidos, simulando-se a resposta do maciço por consideração de apoios com resposta elástica, ao nível dos laterais.

9 - AUSCULTAÇÃO DO MACIÇO

O comportamento do maciço durante a escavação dos túneis foi observado a partir das leituras dos instrumentos de auscultação instalados desde a superfície, observação externa, e dentro dos túneis, observação interna. Esta auscultação visou essencialmente confirmar as hipóteses de comportamento definidos na fase de projecto e permitiu adaptar as soluções projectadas às condições realmente encontradas na obra.

9.1 - Observação externa

Antes da escavação instalaram-se extensómetros múltiplos, coincidentes sempre que possível com o eixo de cada túnel, distribuídos em oito secções localizadas a uma distância entre 20 m e 50 m entre si (figura 5). Nas zonas consideradas mais críticas do ponto de vista geotécnico, os furos foram executados à rotação com extracção de tarolos a fim de definir com exactidão o local de cada ancoragem.

Os deslocamentos de cada ponto ancorado no interior do maciço foram medidos em relação à cabeça fixada à superfície, a qual foi nivelada com precisão a fim de detectar deslocamentos absolutos do maciço de cobertura.

As leituras foram transformadas em deslocamentos relativos e absolutos em relação ao tempo (o do ritmo de avanço da frente de escavação) e dos pontos de ancoragem entre si, o que permitiu uma avaliação em termos de velocidade e aceleração dos movimentos, e também em termos de comportamento do maciço em função da profundidade a até diferenciar a deformação entre camadas.

Em cada secção de observação foram instaladas 5 marcas topográficas de nivelção precisa: uma central em coincidência com o eixo da estrada (corresponde ao ponto médio do pilar), duas em correspondência com os eixos dos túneis e duas de cada lado em correspondência com o plano vertical do hasteal externo (figura 5).

Foram instalados também, tubos para inclinómetros no hasteal norte do túnel Belas-Queluz e no pilar central entre os túneis para detectar eventuais deslocamentos horizontais nas paredes dos túneis que, em princípio, deveriam ser maiores na direcção Norte-Sul em concordância com a inclinação da estratificação.

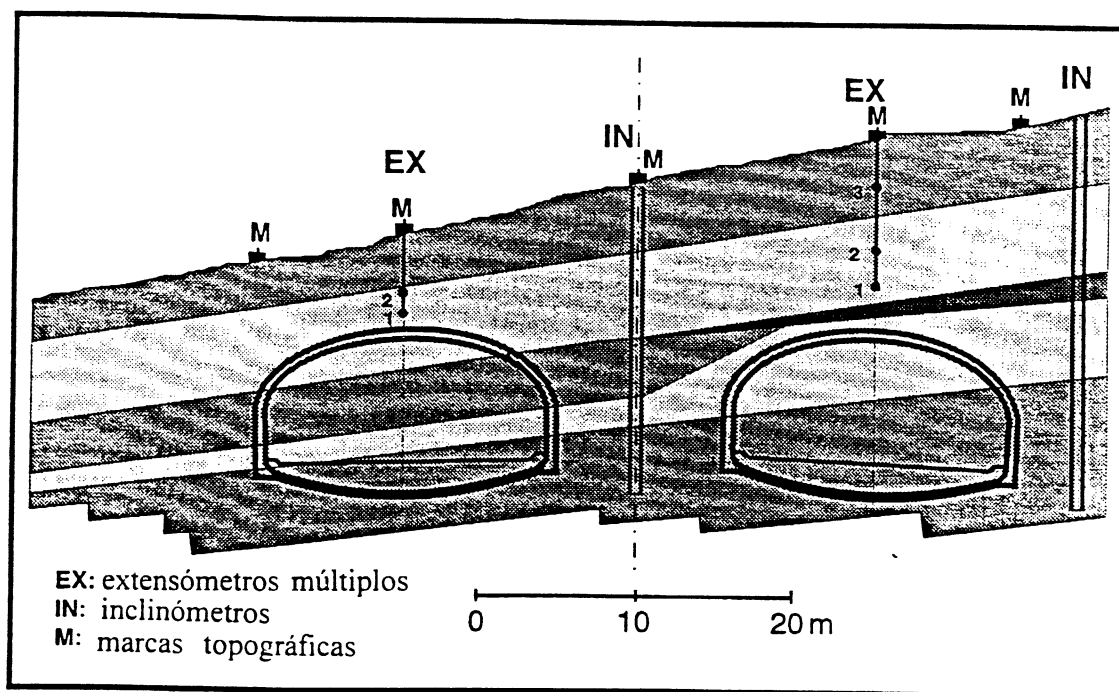


Figura 5 - Esquema de instrumentação dos túneis

9.2 - Observação interna

Executaram-se medições de convergência em secções com 5 pontos como mínimo instalados no revestimento primário dos túneis, separadas cerca de 20 m entre si e, sempre que possível, em coincidência com as secções de observação externas.

10 - PRESERVAÇÃO DAS PEGADAS DE DINOSSAUROS DURANTE A CONSTRUÇÃO

A laje calcária que contém as pegadas e que poderia ser afectada pelo túnel, tem uma espessura de cerca de 15 cm, abrangendo uma área da ordem dos 500 m². A base dessa laje é uma rocha branda (marga) de fraca qualidade geotécnica e muito susceptível a meteorização e erosão.

Procedeu-se à moldagem das pegadas com uma película de Latex, que ficaram como reserva no Museu de História Natural de Lisboa para a eventualidade de restauro posterior.

Os diversos trilhos identificados, foram cobertos com solos de diferentes granulometrias colocados sobre uma manta de geotextil como medida de protecção.

11 - EXECUÇÃO DA OBRA

A construção do túnel iniciou-se pelas escavações necessárias para criar plataforma para os emboquilhamentos e revestimento da superfície dos taludes frontais por betão projectado.

O início da escavação em galeria, foi precedido pelo reforço do maciço através da execução de enfilagem em micro-estacas subhorizontais, constituídas por tubos de aço munidos de "manchetes" para injeção.

Este sistema foi instalado segundo um arco de directriz paralelo à abóboda do túnel e com um ângulo ao centro de 120°. A escavação iniciou-se, ora pelo túnel piloto ou por "side-drifts" sob esta estrutura protectora, conforme referimos no ponto 7.

Na escavação usaram-se máquinas de ataque pontual (tensão mecânica); uma, de ataque frontal (Milling) Paurat e a outra, de ataque lateral (ripping) - Westefalia, com potência da ordem de 300 kw.

O procedimento adoptado em concordância com a filosofia do método austríaco de construção de túneis, foi o de analisar o comportamento do maciço em função do tempo, observando cuidadosamente o andamento das curvas de deslocamentos em função dos avanços da escavação e colocação do suporte primário, e proceder à adaptação da metodologia de escavação e do suporte primário às reais condições encontradas.

Foi realizado um levantamento geológico-geotécnico das galerias e por cada fase de escavação, considerando os seguintes dados: Litologia, estrutura, presenças de água, classificação geotécnica e suporte primário instalado.

O sistema de auscultação instalado permitiu inferir o comportamento do maciço e compará-lo com as estimativas do projecto.

A resposta dos instrumentos pode tipificar-se em duas situações tipo: Na metade oriental os túneis foram escavados num maciço pouco deformável e muito sensível, sobretudo na abóbada, aos trabalhos de preparação da fundação (ver fig. 6, extensómetro EX1).

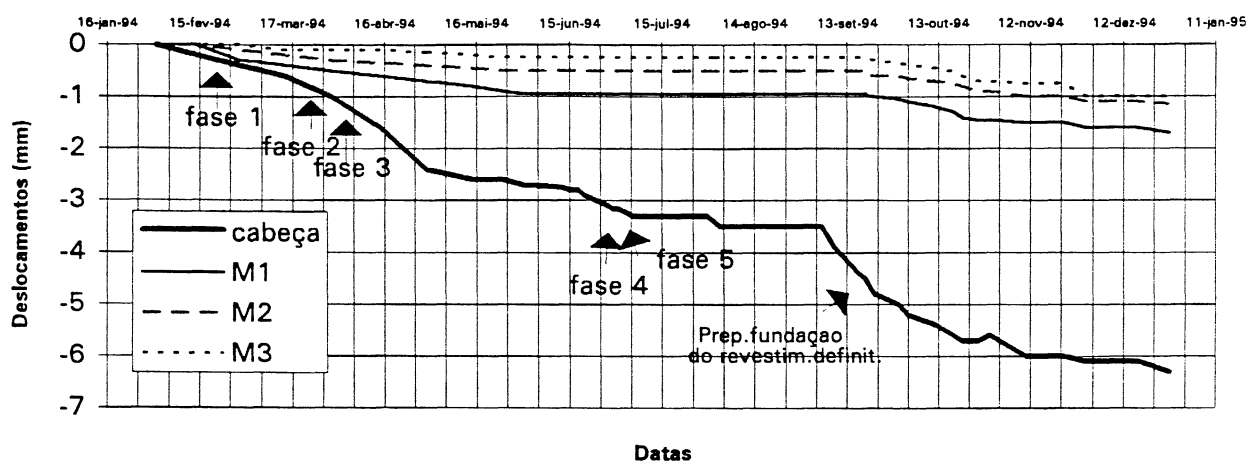


Fig. 6 - Extensómetro EX1

Do lado ocidental, o maciço resultou mais deformável (ver fig. 7, extensómetro EX16), e em consequência o seguimento da resposta do maciço intensificou-se, os registos diários da auscultação foram analisados em tempo real e o modelo geológico foi estudado com máximo detalhe a fim de obter chaves de interpretação e poder tomar medidas de máxima eficiência. A escavação foi inspeccionada em pormenor para descobrir a possível existência de evidências de deformações excessivas (fissuras no betão projectado e outras anomalias) (fig. 7.)

A escavação da primeira fase não causou assentamentos importantes, mas sim uma resposta a nível das barras dos extensómetros.

A abertura dos alargamentos laterais (fases 2 e 3) deu origem aos máximos assentamentos, como estava previsto no projecto.

Os rebaixos laterais (fases 4 e 5), permitiram melhorar a forma da secção e a sua resposta em termos de deformação.

Finalmente, a escavação do núcleo central (fase 6) com máquina de ataque pontual não ocasionou deformações importantes. Não obstante, as tarefas de preparação da fundação do revestimento definitivo, repercutiram-se na abóbada provocando pequenos deslocamentos na zona oriental, como pode, constatar-se nas curvas do extensómetro EX1 (fig. 6).

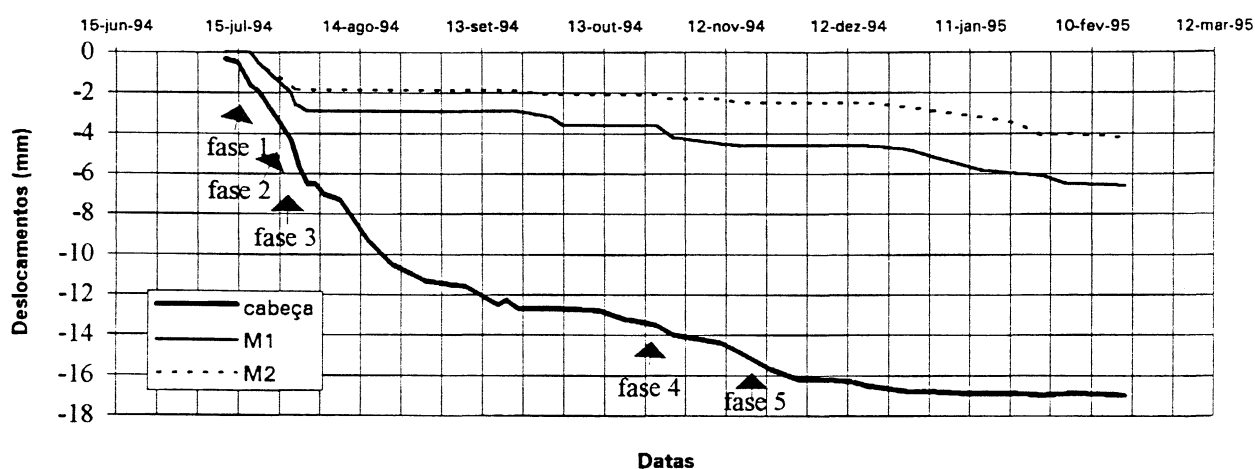


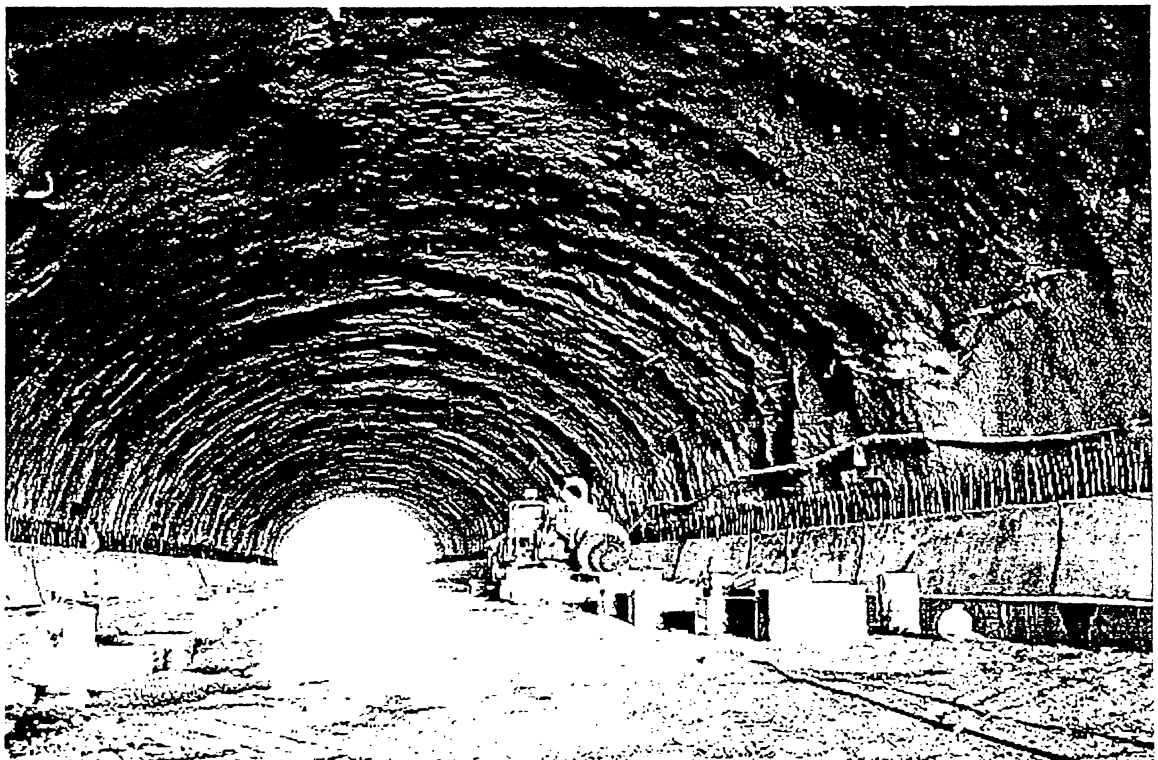
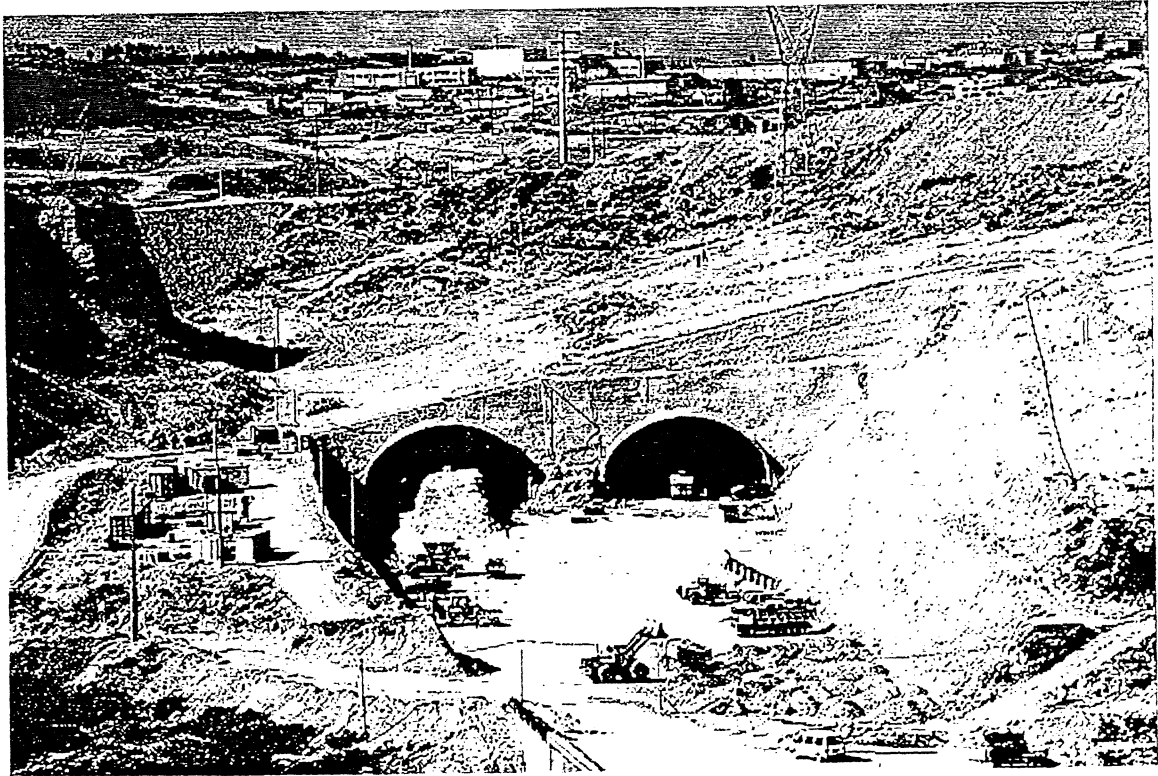
Fig. 7 - Extensómetro EX16

12 - CONCLUSÕES

As grandes secções, a reduzida largura do pilar entre os túneis, os pequenos recobrimentos e a qualidade deficiente do maciço rochoso, fazem do túnel de Carenque um projecto de difícil concepção e execução.

O zonamento geotécnico, conseguido a partir duma minuciosa análise e classificação da informação geológica e geomecânica, permitiu o desenvolvimento duma metodologia construtiva e dum esquema de suporte primário para garantir a estabilidade da plena secção das galerias.

Este esquema básico foi constantemente confrontado com a realidade através de levantamentos geológicos e geotécnicos de pormenor e da auscultação do maciço.



Figs. 8 e 9 : Vista panorâmica do emboquilhamento oriental do túnel. Interior duma galeria a secção plena com o suporte primário completo.

O revestimento definitivo iniciou-se após a estabilização do maciço. Para o seu dimensionamento foram consideradas cargas derivadas do comportamento a longo prazo do maciço.

13 - AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem especialmente à Bento Pedroso Construções e à BRISA, Autoestradas de Portugal, SA, por ter autorizado a publicação desta comunicação.

14 - REFERÊNCIAS

- Barton, N., R. Lien, & J. Lunde, 1974 - Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mech.* 6, p.p. 183-236
- Bieniawski, Z.T., 1973 - Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *S. Afr. Inst. Civ. Eng.* 15, p.p. 335-344
- Bieniawski, Z.T., 1989 - Engineering Rock mass Classification. *John Wiley & Sons.*
- Hoek, E., E.T. Brown, 1980 - Underground Excavations in rock. *Inst. Min. Metal. LONDON.*
- Oliveira, R., R. Sarra Pistone, 1994. Dinosaurs and Tunnelling. Proc. *7th International IAEG Congress. Lisboa.*
- Sarra Pistone, R., J. Almeida Sousa, 1995. Modelação numérica do túnel de Carenque. *V Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.*