

O Método Observacional e a sua aplicação ao Túnel de Penalva

The observational method and its application to Penalva Tunnel

Laura Caldeira*
José Muralha**

RESUMO - O método observacional constitui um processo contínuo de projecto, de controlo de construção, de observação e de revisão capaz de permitir a incorporação de alterações previamente definidas e de atingir uma maior economia global sem comprometimento da segurança de uma obra. No presente trabalho, partindo da proposta original de Peck (1969), apresentam-se os conceitos básicos do método observacional e os pressupostos que a sua aplicação requer, nomeadamente, no que se refere aos limites de comportamento, modelo geomecânico, dimensionamento, plano de observação, critérios de alerta, alterações ao projecto e planos de acções de contingência e de emergência. Descreve-se a aplicação desta metodologia ao Túnel de Penalva. Trata-se de uma obra que se insere no Projecto da REFER de Travessia Norte-Sul, localizada na ligação do Fogueteiro a Setúbal, e que tem um comprimento de cerca de 770 m e uma secção de escavação de cerca de 116 m².

SYNOPSIS - The observational method constitutes a continuous process of design, construction control, monitoring and adjustment, able to allow for the inclusion of previously defined modifications and to attain economical advantages without compromising the safety of a given civil work. In this work, starting by the original proposal by Peck (1969), the basic concepts of the observational method are presented along with the requirements that its application involves, namely the behaviour limits, the geomechanical model and design, the monitoring plan, the alarm criteria, the project modifications, and the contingency actions and the emergency plan. The application of this approach to the Tunnel of Penalva is described. It is tunnels in the North-South Crossing from REFER, located between Fogueteiro and Setúbal, with a total length of 770 m and a cross section of 116 m².

* Investigadora Principal,
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil
E-mail: laurac@lnec.pt

** Investigador Principal,
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil
Email:jmuralha@lnec.pt

Palavras-chave – Método observacional; túnel; modelo geomecânico; dimensionamento; plano de observação; critérios de alerta; acções de contingência; plano de emergência.

1 - INTRODUÇÃO

O Túnel de Penalva insere-se no Projecto da REFER de Travessia Norte-Sul, localiza-se na ligação do Fogueteiro a Setúbal, e tem um comprimento de cerca de 770 m e uma secção de escavação de cerca de 116 m².

A obra foi executada pela ZAGOPE, em regime de concepção/construção, devidamente apoiada na empresa de Projecto *Figueiredo e Ferraz*. A Fiscalização esteve a cargo da empresa FBO. Por solicitação da REFER, o LNEC procedeu à revisão do Plano de Observação, ao acompanhamento técnico da execução da obra e à emissão de pareceres.

O túnel foi executado com recurso a dois métodos construtivos diferentes: uma parte foi realizada segundo o método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) e a outra através da escavação em vala a céu aberto. No troço do túnel com escavação subterrânea foi proposta a utilização do método observacional. Apresentam-se seguidamente os fundamentos e as condições de aplicação do método observacional e descreve-se o modo como foi praticado no Túnel de Penalva.

2 - O MÉTODO OBSERVACIONAL

O método observacional constitui um processo contínuo de projecto, de controlo de construção, de observação e de revisão capaz de permitir a incorporação de alterações previamente definidas (de projecto e/ou da sequência ou do método construtivos) e de atingir uma maior economia global sem comprometimento da segurança. Como principais vantagens da sua aplicação apontam-se as seguintes (adaptado de CIRIA, 1999):

- (i) o estabelecimento de uma maior ligação entre as entidades envolvidas (Dono de Obra, Projectista, Empresa de Construção, Equipa de Observação e Autoridades responsáveis pela Segurança);
- (ii) uma maior motivação da equipa;
- (iii) um melhor controlo das incertezas associadas ao projecto;
- (iv) um maior controlo e gestão da construção, com possível reflexo nos aspectos económicos associados à execução da obra (prazos e custos);
- (v) um maior controlo da segurança durante a fase de construção;
- (vi) a obtenção de dados de observação para a investigação e para a execução de obras semelhantes.

O emprego do método observacional é indicado para obras onde ocorram grandes incertezas do terreno, da solução construtiva proposta ou das condições ambientais adjacentes, para as quais um

projecto rígido pode conduzir a soluções inseguras ou desnecessariamente dispendiosas. A sua adopção será contra-indicada sempre que a observação se revele difícil ou pouco fiável.

Adicionalmente, é mais eficiente em cenários com degradação gradual, para os quais se dispõe de tempo suficiente, após a sua detecção, para introduzir, e concluir em segurança, as alterações previamente estabelecidas ou os planos de acções de contingência ou de emergência.

O método observacional revela-se extremamente útil na identificação de perigos potenciais e na contenção do risco, uma vez que tal exige a compreensão completa da sequência construtiva e dos diversos mecanismos de rotura potencial.

Permite ainda actualizar as probabilidades de ocorrência de um dado de evento, através de uma abordagem Bayesiana.

De acordo com o método observacional, para que a segurança de uma dada obra seja assegurada é, necessário que, antes do seu início, o Projectista cumpra os seguintes requisitos (adaptado de Peck, 1969):

- Definição dos *limites de comportamento*, estrutural e geotécnico, aceitáveis para a obra e para as estruturas e infra-estruturas sobrejacentes e adjacentes na zona de influência da obra.
- Estabelecimento de um *modelo geomecânico e estrutural global* (não necessariamente detalhado), com a configuração, a estratigrafia e as propriedades dos terrenos.
- Avaliação das *condições mais prováveis*, bem como do *campo de variação dos parâmetros* de comportamento.
- Realização de um *dimensionamento* com base nas hipóteses de comportamento antecipadas sob as *condições com maior probabilidade* de ocorrência ou sob as *condições mais desfavoráveis*.
- Demonstração, com uma probabilidade aceitável, de que o *comportamento esperado* está contido dentro dos limites aceitáveis (*critério de robustez*).
- Elaboração de um *Plano de Observação*, capaz de revelar o comportamento real da estrutura e de permitir detectar comportamentos anómalos num estado de desenvolvimento inicial e num espaço de tempo suficientemente pequeno.
- Cálculo dos valores das grandezas a observar sob as condições mais desfavoráveis compatíveis com os dados disponíveis relativos às condições do maciço (*estimativas de desempenho*), com vista ao estabelecimento dos *critérios de alerta* e à concepção de alterações de projecto e de medidas de contingência e/ou de emergência.

- Especificação das *alterações do projecto* e elaboração dos *planos de acções de contingência e de emergência*, a serem adoptados logo após a detecção de um comportamento estrutural para além dos limites aceitáveis ou de desvios significativos dos resultados da observação relativamente aos valores estimados com base nas hipóteses de projecto.

O Projecto deverá, assim, incluir os cálculos justificativos, cobrindo todos os cenários prováveis, especificações e desenhos (Projecto Base), os métodos e o planeamento da construção, o cronograma de trabalhos, as opções das alterações planeadas, as afectações de materiais, de equipamentos e de mão-de-obra, o Plano de Observação, os critérios de alerta, os planos de acções de contingência e de emergência.

No decurso da construção serão desenvolvidas as seguintes actividades complementares:

- Implementação do Plano de Observação e *avaliação das condições reais da obra*.
- *Adaptação do projecto*, com base nas propostas equacionadas na fase de projecto, à evolução do comportamento da obra, mediante a comparação dos dados da observação com as estimativas de desempenho.
- *Alteração do Plano de Observação* sempre as condições reais da obra o exigirem ou que os equipamentos de observação não forneçam dados fiáveis ou que os mesmos se revelem insuficientes.

2.1 – Limites de comportamento

Os limites de comportamento são estabelecidos em função do local onde se insere a obra geotécnica em causa.

Define-se previamente a área que potencialmente poderá ser afectada pela construção da obra e identificam-se todas as estruturas sensíveis (à superfície ou enterradas) nela localizadas.

Geralmente, com base em casos de obras em condições geotécnicas semelhantes, para cada tipo de estrutura são avaliados os limites de deformação correspondentes à ocorrência de estados limites de utilização e de estados limites últimos. A partir destes limites e por aplicação de coeficientes parciais adequados são determinados os limites de comportamento aceitáveis.

2.2 – Modelo geomecânico

Para o desenvolvimento do Projecto é essencial proceder à realização de uma prospecção geotécnica adequada, capaz de estabelecer as situações de projecto susceptíveis de serem encontradas, os respectivos cenários de cálculo

prováveis e os correspondentes parâmetros a considerar.

As incertezas relativas ao terreno variam de local para local, dependem da complexidade da solução proposta e das estruturas adjacentes, e são classificadas como (CIRIA, 1999): (i) incertezas geológicas ou hidrogeológicas, (ii) incertezas dos parâmetros geotécnicos e (iii) incertezas relativas ao tratamento do terreno.

As incertezas geológicas e hidrogeológicas são devidas à variabilidade dos terrenos entre furos de sondagem, podendo incluir condições complexas, como falhas, zonas alteradas variáveis e profundas, estratos fortemente heterogéneos, locais contaminados, formações cársicas, cavidades, condutas, minas antigas e elementos de construção enterrados. São tidas em conta através de um modelo conceptual desenvolvido na fase de projecto.

Com base neste modelo, são identificados os cenários de risco susceptíveis de ocorrerem durante a construção e projectadas diferentes soluções para o campo de variação das condições geológicas esperadas e dos perigos geológicos potenciais. No decurso dos trabalhos de construção, determinam-se as condições reais do terreno e seleccionam-se as soluções apropriadas para os diferentes locais.

No caso particular dos túneis, como em regra não é praticável levar a efeito, a partir da superfície, uma prospecção geotécnica suficiente e existe uma significativa probabilidade de encontrar acidentes geológicos de localização imprevista, o projecto deverá especificar métodos de os detectar previamente à sua intersecção, por exemplo através da realização de sondagens exploratórias sub-horizontais executadas a partir da frente de escavação.

Dadas as incertezas relativas às condições geológicas, não é possível estimar com precisão os parâmetros geotécnicos das diferentes formações afectadas, pelo que, para a aplicação do método observacional, é necessário demonstrar que as soluções de projecto são robustas para o campo de variação expectável dos parâmetros. Durante a fase de construção, os resultados da observação permitirão a aferição e a revisão dos parâmetros do projecto, para além da verificação das condições de segurança.

Geralmente, na execução de obras subterrâneas é conveniente ou necessário proceder à realização de algum ou vários tratamentos prévios do terreno, como por exemplo, a execução de injeções de impermeabilização, de injeções de compensação, a aplicação de solo-cimento, de pregagens ou a execução de colunas de jet-grouting. A aplicação do método observacional impõe a observação, directa ou indirecta, do efeito dos tratamentos dos terrenos, com vista à sua adaptação às condições reais e à verificação da sua eficácia.

2.3 – Dimensionamento

A verificação da segurança e o dimensionamento na fase de projecto basear-se-ão nas situações com maior probabilidade de ocorrência (*MP* – geralmente associadas ao quantil de 50%, ou seja, à mediana) ou mais desfavoráveis (*MU* – quantil de 0,1%)

O método observacional deve utilizar as condições mais prováveis (*MP*) ou moderadamente conservativas (*ModC*) para a avaliação das acções e das propriedades dos materiais na verificação dos estados limites de utilização (*ELU₁*) e as condições mais desfavoráveis (*MU*) na verificação dos estados limites últimos (*ELU₂*).

As deformações associadas aos estados limites fornecem dados úteis para estimar os valores relativos aos critérios de alerta e para definir os planos de emergência.

Os coeficientes parciais a adoptar dependem do valor do parâmetro geotécnico considerado (característico ou de cálculo), da aproximação do projecto e do risco associado à rotura da estrutura, o qual está associado à categoria geotécnica da obra.

Em processos de construção faseados, de que são exemplos os aterros e as escavações, geralmente, as fases iniciais apresentam elevados níveis de segurança, pelo que o risco inicial de rotura é diminuto. À medida que a construção prossegue o nível de segurança reduz-se. Para este tipo de obras, o dimensionamento e os critérios de alerta baseiam-se nas condições mais prováveis (*MP*) ou moderadamente conservativas (*ModC*), pois, se necessário, podem ser introduzidas alterações antes de se atingirem as fases críticas da obra.

Em oposição, no caso dos túneis, para os quais as condições de segurança dentro de uma mesma zona geotécnica se mantêm relativamente constantes, o projecto deve ser desenvolvido com base nas condições mais desfavoráveis (*MU*). Os resultados da observação obtidos nas fases iniciais são comparados com as estimativas mais prováveis e, caso sejam inferiores aos valores estimados, podem ser definidos novos valores dos parâmetros de cálculo, com vista a uma redefinição da sequência construtiva e a consequente economia em termos de custos e prazos. Assim, partindo-se de uma abordagem mais conservativa, as alterações já previstas no projecto são implementadas sequencialmente (*método das alterações progressivas*).

2.4 – Plano de Observação

Em geral, a recolha de dados de observação tem em vista variados objectivos:

- o ajustamento de métodos e de processos construtivos;
- a determinação das características dos materiais;
- a avaliação da resposta da estrutura e do terreno adjacente às acções construtivas;
- a calibração dos modelos das acções, dos modelos estruturais ou dos modelos conjuntos; e
- a avaliação da segurança da obra.

Em particular, a actividade de observação relativa à aplicação do *método observacional* deverá ser pró-activa, capaz de permitir a recolha de dados actualizados, fiáveis e facilmente interpretáveis, de modo a possibilitar a tomada com sucesso de medidas de contingência e/ou de emergência.

Impõe-se, deste modo, uma selecção de equipamentos com tempos de resposta suficientemente rápidos e de procedimentos de análise de resultados suficientemente expeditos em relação à possível evolução do sistema.

Os seus resultados devem ser criticamente analisados, por agentes devidamente qualificados, e prontamente transmitidos aos intervenientes em obra, para atempadamente poder ser iniciado qualquer um dos procedimentos que se afigurem adequados e que devem estar previamente planeados.

O desfasamento entre a informação disponível e a realidade é, assim, preenchido pelas observações realizadas durante a construção, sendo o projecto modificado de acordo com estes elementos.

Geralmente são instalados dois sistemas de observação, designados por *primário* e *secundário*. O primário é mais simples, destina-se à observação de rotina, sendo controlado e interpretado pelo pessoal da obra e os seus resultados verificados relativamente aos critérios de alerta. O secundário fornece informações adicionais ao projectista para a aferição dos parâmetros do terreno e complementa o secundário, podendo ter um “tempo de resposta” mais amplo.

O Plano de Observação deve ainda ter em conta a sequência construtiva, incluir o registo do progresso da construção e das condições reais do maciço, de modo a permitir a adequada interpretação dos seus resultados.

2.5 - Critérios de alerta

Os critérios de alerta são os limites de um ou de vários resultados da observação, que, se excedidos, desencadearão medidas pré-determinadas de modo a evitarem a ocorrência de danos (Olson e Stille, 2002). Estas medidas poderão compreender

alterações de projecto, acções de contingência ou acções de emergência.

Os limites de alerta devem ser definidos sem ambiguidade, podendo ser estabelecidos em termos de valores absolutos das grandezas observadas, de taxas de variação ou de tendências de variação (de que são exemplo os túneis, para os quais se torna difícil estimar valores associados a estádios de escavação intermédios). Deverão, igualmente, ser seleccionados criteriosamente, de modo a possibilitarem a discriminação dos eventos e a terem em conta a ocorrência de falsos alarmes e de alarmes falhados.

Os critérios de alerta devem ser definidos a partir do tempo que demora a implementar um ciclo de recuperação (tempo de actuação), o qual inclui o tempo de detecção, o tempo de interpretação e análise dos dados de observação, o tempo de tomada de decisão e o tempo de implementação da alteração, da acção de contingência ou da acção de emergência.

O tempo disponível depende do tempo de deterioração. A sua detecção num estágio de desenvolvimento inicial é crucial para dar tempo suficiente para que a reabilitação se processe. Reduz igualmente o nível que o risco pode atingir (Figura 1).

A taxa de desenvolvimento de uma deterioração depende das condições do maciço, da presença de água no terreno, da existência de sobrecargas temporárias e da sequência e do programa de construção.

Em analogia com os sinais de regulação do trânsito, os critérios de alerta estão, geralmente, associados às cores verde, amarelo e vermelho (Figura 2).

Se os valores observados são inferiores ao nível de alerta amarelo, estão localizados na zona verde, a qual significa que a construção tem um comportamento adequado e de acordo com o previsto.

O nível de alerta amarelo é estabelecido com base nas estimativas mais prováveis e na duração do período de tomada de decisão. Quando este limite é excedido entra-se na zona amarela, onde é recomendável aumentar as frequências da observação dos sistemas de observação primário e secundário, observar atentamente a qualidade da execução e analisar criteriosamente a respectiva evolução, com vista à tomada de decisões acerca da implementação de alterações de projecto ou de acções de contingência.

A zona amarela é limitada superiormente pelo nível de alerta vermelho. Quando este limite é ultrapassado atinge-se a zona vermelha, na qual se torna imprescindível a aplicação dos procedimentos planeados de alteração de projecto ou de acções de contingência para assegurar a não excedência do estado limite relevante (geralmente de utilização).

O valor do nível de alerta vermelho depende da evolução esperada para o cenário de rotura associado e do tempo necessário para a intervenção prevista no projecto.

Complementarmente, deve ser estabelecido para nível de alerta de emergência um valor próximo da ocorrência de um estado limite último na estrutura projectada ou nas estruturas com ela confinantes. A diferença entre estes dois valores (nível de alerta de emergência e valor da grandeza correspondente a um *ELU*) é ditada pela evolução estimada, bem como pelo tempo necessário para a implementação do Plano de Emergência. No entanto, considera-se que quando é necessário adoptar este plano se está para além do campo de aplicação do método observacional.

Muitas vezes, devido a insuficiência de dados e/ou à falta de modelos de cálculo adequados, a selecção dos limites de alerta é efectuada com base na experiência comparável e na opinião de peritos. Para tal, analisam-se os dados de observação de obras semelhantes, tanto as executadas com sucesso como as menos bem sucedidas, e utilizam-se métodos de classificação com o objectivo de encontrar *indicadores eficientes* ou uma combinação de indicadores capazes de permitir a distinção entre comportamento *seguro* e comportamento *perigoso*.

Dadas as incertezas associadas ao seu estabelecimento na fase de projecto, os limites de alerta não devem ser considerados como estáticos e imutáveis, devendo ser actualizados com base nos dados de observação recolhidos durante a construção.

2.6 – Alterações ao projecto, planos de acções de contingência e de emergência

As alterações ao projecto devem ser definidas previamente aos trabalhos de construção em função das condições do terreno previsíveis. Podem incluir planos de contingência, se forem encontradas situações muito diversas, e planos de optimização de recursos, para atingir benefícios identificados, quando as condições excedem positivamente as expectativas. São exemplo de alterações planeadas do projecto o reforço das estruturas de suporte, a alteração da velocidade de avanço e os métodos de tratamento do terreno.

A revisão do projecto deve-se alicerçar em informações relativas ao progresso da construção, às condições geológicas e hidrogeológicas encontradas (designadamente a través da realização de cartografias da frente de escavação) e aos resultados do sistema de observação.

As acções de contingência são adoptadas sempre que surgem comportamentos anormais da estrutura em construção, do maciço confinante ou das estruturas adjacentes. Têm em vista o

restabelecimento das condições de segurança da obra, em face de cenários de rotura previamente

estabelecidos.

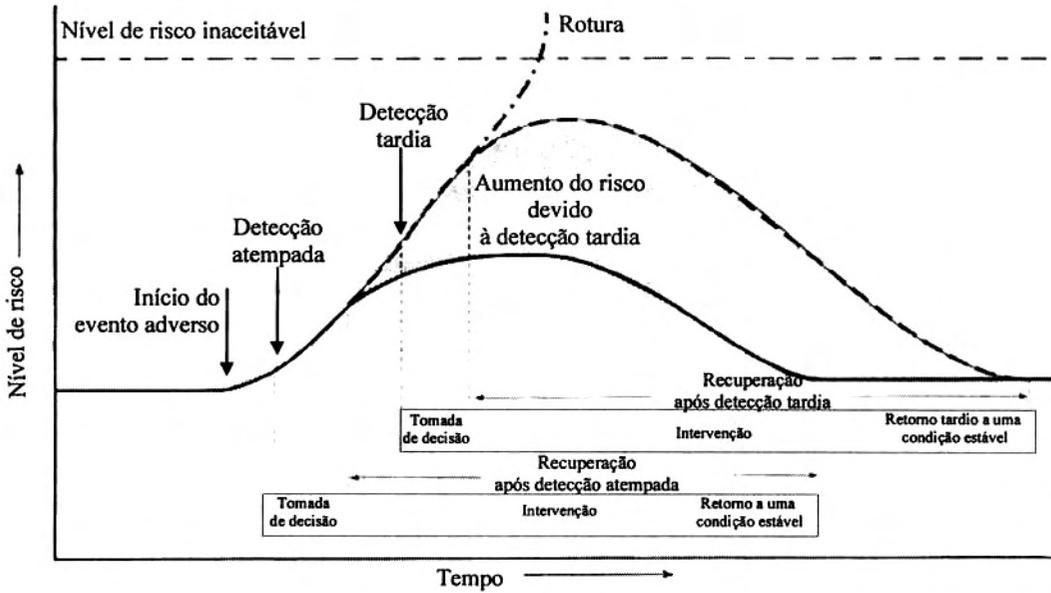


Fig. 1 – Influência do tempo de detecção no ciclo de recuperação e no risco (adaptado de HSE, 1996).

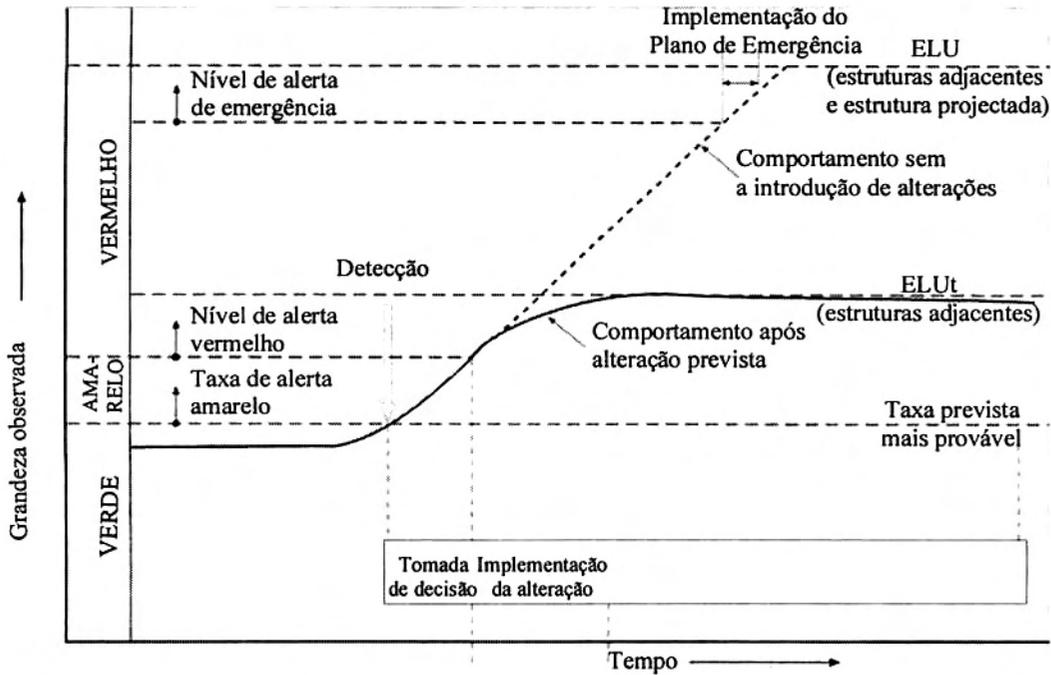


Fig. 2 – Estabelecimento dos critérios de alerta em função de valores absolutos ou de taxas de variação (adaptado de CIRIA, 1999).

3 - O TÚNEL DE PENALVA

O programa posto a concurso pela REFER para a construção do túnel de Penalva previa que esta decorresse segundo o método vulgarmente designado por NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000).

Trata-se de uma abordagem construtiva, desenvolvida nos anos 50-60, para a execução de túneis em maciços rochosos, e que, mais recentemente, tem vindo a ser generalizada a outras obras subterrâneas em terrenos menos competentes, designadamente em maciços terrosos. Basicamente, o NATM consiste numa filosofia de

dimensionamento de suportes primários flexíveis capazes de permitir a sua adequada interacção com o maciço envolvente e uma consequente redistribuição do campo de tensões em torno da frente de escavação, de modo a que estas passem a ser suportadas pelos elementos de suporte e pelo maciço. No limite, um maciço com características mecânicas que lhe permitam suportar por si só o acréscimo de tensões resultante da escavação (auto-portante) não carece da colocação de qualquer suporte.

Tendo em atenção estes pressupostos, os métodos construtivos a implementar em obra baseiam-se num dimensionamento empírico dos suportes flexíveis, devendo estes permitir uma rápida colocação após a escavação e mais próxima da frente quanto possível. Esta perspectiva obriga a uma constante adequação do dimensionamento dos suportes às reais condições encontradas nas frentes de trabalho, por meio de interacção dinâmica e entre as observações do comportamento do maciço, resultantes das medições da instrumentação colocada e do acompanhamento continuado ao desenrolar dos trabalhos.

Na sua proposta, a *ZAGOPE* pretendia recorrer à técnica do *pré-corte mecânico*, mediante a construção de pré-arcos parcialmente sobrepostos para a materialização do revestimento primário, e à aplicação do *método observacional* durante a execução deste revestimento (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000).

Em face das condições do maciço, dos resultados da observação e do risco associado à escavação do túnel sob o *IC21*, foi necessário complementar o método construtivo inicialmente proposto com alguns trabalhos adicionais e realizar a parte do túnel sob o *IC21* em vala a céu aberto (*cut and cover*), com desvio parcial e faseado do trânsito.

Para segurança do pessoal de manutenção e de vigilância, ao longo do túnel, de ambos os lados, foram executados, após a betonagem do revestimento secundário, nichos, espaçados de cerca de 25 m, com 1 m de profundidade e com uma secção de 2×2 m². Foi igualmente construído, a meio do túnel, um nicho de maiores dimensões para armazém.

3.1 – Método construtivo de pré-corte mecânico

O método construtivo, apresentado pela *ZAGOPE*, e genericamente usado na escavação do túnel (com excepção da zona sob o *IC21*), foi a técnica do pré-corte mecânico, com a formação de pré-arcos.

Esta técnica foi aplicada pela primeira vez em Portugal nesta obra. No entanto, é de referir a sua utilização no estrangeiro, em especial em França, em diversas obras (Longelin 1993, Leveque 1995), designadamente na construção de:

- *Túnel de La Galaure – TGV Rhône-Alpes*, com 2680 m de comprimento e uma secção transversal de 140 m²;
- *Túnel de Limeil Brévanne* – rede de ligação dos TGVs Norte Sul e Sudeste da *SNCF*, com 1378 m de comprimento e uma secção de 94 m²;
- *Túnel de Saint Germain* – A13 da Société d’Autoroutes de Paris-Normandie, com 2×1710 m e 100 m² de secção;
- *Traversée souterraine de Toulon* – ligação entre as auto-estradas A50 e A57, com 1850 m de comprimento e uma secção de 108 m².

Outros exemplos podem ser encontrados junto das empresas ligadas mais directamente ao método (*Perforex, Becfrères, Terrasol, MBT*).

O método do pré-corte mecânico com pré-arcos executa, em avanço da escavação, um arco de betão, com cerca de 0,25 m de espessura e cerca de 5 m de comprimento. Este arco é realizado faseadamente por secções (designadas por segmentos) e em todo o contorno da secção a escavar, com excepção da soleira. Os segmentos (com cerca de 2 m de desenvolvimento) são executados por corte do terreno, por meio de uma serra de corrente, com bicos roçadores, deslizante sobre um chassis (Figura 3), que realiza um rasgo no maciço, o qual é imediatamente preenchido por meio de projecção de betão para o interior da cavidade formada. A sequência de execução dos segmentos não permite que dois rasgos contíguos sejam abertos e betonados consecutivamente.

Em termos do desenvolvimento longitudinal do túnel, o método prevê uma sobreposição dos pré-arcos dependente das características geotécnicas dos terrenos.



Fig. 3 – Equipamento de pré-corte, onde é visível a serra de corrente, bem como a bomba de projecção de betão (inferiormente à esquerda).

Este método construtivo permite, assim, a escavação de toda a secção da frente sob a protecção do pré-arco que já se encontra colocado em avanço no maciço.

3.2 – Dispositivos auxiliares

Para além dos pré-arcos, na execução do Túnel de Penalva previa-se:

- na frente de escavação: (i) o reforço com pregagens, de fibra de vidro (para possibilitarem a sua fácil remoção aquando da escavação), em malha em quincôncio, de comprimento suficiente (15 m), de modo a se produzir uma sobreposição longitudinal com as pregagens efectuadas em secções anteriores; (ii) a protecção com betão projectado (para evitar deslocamentos pontuais) e (iii) a instalação de drenos (para dissipar as pressões intersticiais);
- a betonagem da soleira (para garantir o fecho dos arcos e o seu cabal desempenho estrutural).

3.3 – Ciclo de avanço

Estas operações encontravam-se devidamente faseadas no ciclo de avanço, que em seguida se apresenta:

- (i) Execução, em todo o contorno da secção a escavar, com excepção da soleira, em avanço da escavação, de um arco de betão, com de 0,25 m de espessura e cerca de 5 m de comprimento (na direcção longitudinal), constituído por troços com cerca de 2 m de desenvolvimento.
- (ii) Execução de pregagens horizontais, em fibra de vidro, de reforço da frente de escavação.
- (iii) Colocação de drenos horizontais na frente de escavação, quando detectada a presença de água no maciço.
- (iv) Escavação total ou parcial da frente de escavação, ao longo de comprimentos seleccionados em função das características do maciço, deixando um núcleo central (Figura 4).
- (v) Projecção da frente de escavação com betão projectado com fibras metálicas.
- (vi) Execução, após um determinado número de avanços, da soleira em arco invertido, em betão armado.
- (vii) Colocação de um aterro sobre a soleira, de modo a garantir a traficabilidade dos equipamentos necessários à execução do revestimento primário.

A sobreposição longitudinal entre pré-arcos, o comprimento dos avanços, o número de pregagens e de drenos, a distância da soleira à frente de escavação determinava as quantidades inerentes a todas estas operações. Estas eram estabelecidas no Projecto em função das características dos diversos tipos de terrenos a atravessar.

Na Figura 4 apresenta-se uma vista da zona da frente de escavação, onde se notam vários pré-arcos, o núcleo central, a frente projectada com betão e a escorrência de água de alguns drenos e, igualmente, de outras zonas.



Fig. 4 – Vista do interior do túnel no final de um ciclo de avanço.

4 – APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL AO TÚNEL DE PENALVA

Dadas as incertezas associadas às características e ao comportamento geotécnico das formações afectadas, a escavação em subterrâneo do Túnel de Penalva decorreu mediante a aplicação do *método observacional*, segundo o qual, em simultâneo com a construção, se processa a revisão do projecto.

4.1 – Limites de comportamento

Com vista ao estabelecimento dos limites de comportamento foram identificados ao longo do traçado os seguintes pontos singulares (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000): emboquilhamentos Oeste e Leste, ponto de encontro das duas frentes de escavação, passagens sob ruas, a estrada dos Cabeços Vermelhos e o IC21, poços de captação de água, torres de redes de serviços e edificações.

Os limites de comportamento foram definidos relativamente à secção corrente do túnel, adoptando o Projectista o reforço dos dispositivos auxiliares nos emboquilhamentos Oeste e Leste (zona de atravessamento do IC21) e no ponto de encontro das duas frentes, para assegurar que as estruturas subjacentes não seriam afectadas. Sobre a abóbada dos emboquilhamentos previu-se a execução de chapéus, com um ângulo de 120°, centrado no eixo do túnel, de colunas de *jet-grouting* secantes (com cerca de 0,50 m de diâmetro e 12,50 m de comprimento, afastadas de 0,40 m), bem como a execução de 2 pré-arcos (o primeiro com 3 m de comprimento e o segundo com 4 m). As distâncias entre pré-arcos, o comprimento dos troços de soleira

em arco invertido e a distância desta à frente de escavação também foram encurtados nestas zonas.

Relativamente aos poços de captação de água, o Projectista procurou minimizar o seu impacto na escavação do túnel, sugerindo o seu preenchimento com material compactado ou com calda de bentonite e cimento, quando localizados sobre o traçado do túnel, o seu preenchimento com material compactado, quando localizados a distâncias compreendidas entre $1,5D$ e $0,5D$ relativamente ao eixo do túnel (sendo D o diâmetro do túnel), e a sua observação e eventual preenchimento, sempre que situados entre $2,5D$ e $1,5D$.

Para as edificações inseridas numa faixa centrada no eixo do túnel com uma largura de $7D$ foi indicada a realização de inspecções antes da construção, devidamente documentadas (levantamentos e autos de inspecção), para avaliar as condições previamente existentes e para propor eventuais medidas de reforço provisório ou definitivo. Complementarmente, os edifícios seriam observados e instrumentados no decurso da construção.

4.2 - Modelo geomecânico

Nas peças do Projecto, a caracterização geotécnica dos terrenos a atravessar encontra-se em dois Relatórios Geológico-Geotécnicos, que integram a informação dos relatórios preliminares da fase de Anteprojecto, os perfis longitudinais de Geologia/Geotecnia e a prospecção complementar, efectuada pela *Tecnasol/FGE* já nas fases de concurso e de elaboração do Projecto de Execução (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000a).

Os trabalhos de reconhecimento geotécnico incluíram a realização de ensaios de penetração dinâmica (ensaios *SPT*), de permeabilidade tipo *Lefranc* e pressiométricos tipo *Ménard* em furos de sondagem. A colheita de amostras desses furos possibilitou a execução de ensaios de identificação, de compressão simples e de compressão triaxial.

A análise e interpretação dos dados da prospecção levaram à elaboração de um modelo geomecânico global, no qual se encontram diferenciadas quatro zonas geotécnicas, assim constituídas:

- *ZG1 e ZG1A* – areias argilosas e argilas (Pliocénico)
- *ZG2* – areias silto-argilosas (Plio-Plistocénico)
- *ZG3* – areias siltosas (Plio-Plistocénico)
- *ZG4* – areias de duna (Holocénico).

De Oeste para Leste previa-se que o túnel atravessasse as seguintes zonas: *ZG3*, numa extensão de cerca de 60 m, *ZG2*, em 267 m, *ZG1*, em 208 m, *ZG3*, em 80 m, e *ZG4*, em cerca de 115 m.

O Projectista considerou a camada de areias argilosas e de argilas como fundamental na escavação do túnel, o que se veio a confirmar

durante a sua execução, já que esta camada fazia a transição entre as camadas inferiores, essencialmente arenosas e num estado pouco compacto, e os estratos de areia silto-argilosas superiores, permeáveis e com muita água. As formações Holocénicas e Plio-Plistocénicas foram classificadas como fortemente erodíveis.

Sob o ponto de visto hidrogeológico, nas sondagens foram detectados três aquíferos em cada um dos tipos de formação (Pliocénica, Plio-Plistocénica e recente). As formações arenosas superficiais (de elevada permeabilidade) facilitavam a infiltração da água proveniente da precipitação atmosférica, a qual ficava retida em profundidade pelos materiais de menor permeabilidade. Assim, a permeabilidade horizontal seria muito superior à verificada na vertical. O nível freático local estaria localizado próximo da rasante da via, que se situa nas formações Pliocénicas. No entanto, foram detectados níveis de água suspensos localizados acima da abóbada do túnel nos estratos Plio-Plistocénicos.

4.3 – Dimensionamento

O dimensionamento das estruturas de suporte do túnel foi realizado para as acções estáticas em duas situações de projecto distintas, correspondentes às secções de recobrimento máximo (em *ZG2*) e mínimo (em *ZG4*), a través da aplicação do método da convergência e confinamento, das soluções analíticas de Schwartz e Einstein (1980) e de Hartman (1970) e semi-analíticas de Ahrens *et al.* (1982) e de simulações numéricas através do método de diferenças finitas, utilizando o programa de cálculo *FLAC* (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*).

O alívio de tensões no maciço antes da instalação do revestimento foi tido em conta nos métodos analíticos e semi-analíticos através da consideração de uma redução de 30% no peso volúmico.

Com o *FLAC* foram realizadas duas sequências de simulação. A primeira, para o dimensionamento do revestimento, incluía a consideração das tensões *in situ*, o alívio do estado de tensão correspondente à execução dos pré-arcos (em cerca de 10%) e à execução do arco invertido (em cerca de 22%) e a restituição do nível freático original. A segunda, para o maciço, considerou as tensões *in situ*, e o seu alívio em 10, 50, 75 e 100%.

O cálculo das secções de betão armado dos revestimento primário e secundário foi efectuado de acordo com a *EN1992*.

Para o dimensionamento dos dispositivos auxiliares (pregagens) foram avaliados os seguintes cenários de rotura: rotura generalizada da frente de escavação e deslocamentos e escoamentos

localizados (colapso limitado à vizinhança do contorno escavado).

Para a avaliação da segurança por rotura generalizada foram analisadas 4 secções (uma por cada uma das zonas geotécnicas), com recurso às soluções analíticas de Mühlhaus (1985) e Heinz (1988) e aos factores de segurança de Atkinson e Potts (1977).

Para a avaliação das condições de estabilidade local da abóbada utilizou-se a formulação de Atkinson e Potts (1977).

Na avaliação das condições de estabilidade local da face da frente de escavação empregou-se o programa de cálculo *FLAC*, mediante a consideração do estado de tensão *in situ* e da simultaneidade da escavação associada à colocação de pregagens.

Uma vez que as roturas localizadas são fortemente condicionadas pela heterogeneidade dos materiais, designadamente das características de resistência e de permeabilidade, e pela existência de eventuais descontinuidades no maciço, o Projectista recomendou a adaptação das condições de projecto às condições reais da obra.

No Quadro 1 resumem-se as características dos pré-arcos, da soleira e das pregagens projectados em função da zona geotécnica considerada (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000). Ao longo do desenvolvimento do túnel foi considerado um comprimento constante e igual a 5 m dos pré-arcos e um comprimento máximo de 5 m dos troços de soleira em arco invertido, de modo a minimizar os efeitos de desconfinamento das extremidades inferiores dos pré-arcos devido à escavação da soleira. Os troços da soleira seriam sempre executados da frente de escavação para a zona já betonada.

Quadro 1 – Dimensões a adoptar na execução do revestimento primário

Zona	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
ZG4	0,20	2,0	Com núcleo	1,20	10	3
ZG3 Oeste	0,20	2,0	Sem núcleo	1,40	10	3
ZG3 Leste	0,20	2,5	Com núcleo	1,40	12,5	3
ZG2 Oeste	0,25	3,0	Com núcleo	1,5	15	3
ZG2 Leste	0,25	3,5	Com núcleo	1,5	17,5	2,5
ZG1	0,20	4	Com núcleo	1,6	20	3

(1) Espessura do pré-arco (m); (2) Avanço (m); (3) Secção a escavar; (4) Distância entre pregagens; (5) Comprimento do arco invertido; (6) Distância mínima do arco invertido à frente de escavação

Dadas as condições de baixo recobrimento do túnel, os parâmetros de cálculo de resistência dos

solos foram considerados depreciados (condições *MU*) e os valores do módulo de deformabilidade, determinados com base nos ensaios pressiométricos, reduzidos para metade.

4.4 – Plano de observação

Com o objectivo de avaliar o acerto ou a necessidade de reavaliação do projecto e da qualidade de execução da obra ou estabelecer novos limites de alerta, no Projecto do Túnel de Penalva, a *ZAGOPE* apresentou um sistema de observação constituído por dispositivos de observação do maciço envolvente (*equipamentos de observação externa* (i) a (iv)) e do túnel (*equipamentos de observação interna* (v)), distribuídos ao longo de 29 perfis transversais, em regra espaçados 25 m entre si (cerca de *2D*): (i) deslocamentos superficiais (107 marcas superficiais); (ii) deformações internas (29 extensómetros); (iii) deslocamentos horizontais internos (2 inclinómetros); (iv) pressões intersticiais (10 piezómetros) e (v) deslocamentos internos (101 alvos para medições de convergências) (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000).

Adicionalmente, encontrava-se prevista a possibilidade de colocação de marcas topográficas nos edifícios mais próximos do eixo do túnel.

As frequências de leitura propostas eram função da distância à frente de escavação, de acordo com o seguinte esquema:

- para secções a distâncias até 20 m da frente em ambos os sentidos – frequência diária;
- para secções a distâncias entre 20 e 30 m da frente em ambos os sentidos – leituras 3 vezes por semana;
- para secções a distâncias à frente superiores a 30 m em ambos os sentidos – frequência mensal.

Os equipamentos encontravam-se distribuídos, de acordo com secções tipo (designadas de A a E).

As secções transversais do tipo A e B compreendiam 3 marcas superficiais (uma a eixo do túnel e as outras duas a 6,50 m do eixo em ambas as direcções). As secções do tipo C, D e E incluíam mais duas marcas superficiais a 13 m do eixo em ambas as direcções.

As secções de tipo C integravam 4 extensómetros de fundação (um a eixo do túnel e com selagem a 2 m do coroamento, um outro igualmente a eixo e com selagem aproximadamente a meia distância entre a superfície e o anteriormente referido, e os restantes a 6,50 m do eixo e com selagem igualmente a meia distância entre a superfície e o ponto a 2 m do coroamento). As secções do tipo A apresentavam somente um extensómetro de fundação, a eixo do túnel e com selagem a 2 m do coroamento, e as secções de tipo E integravam 3 extensómetros (um a eixo e os outros dois com 6,50 m de afastamento do eixo, todos com

selagens a uma profundidade 2 m acima do coroamento).

Nas secções de tipo C encontravam-se previstos dois piezómetros, de um e outro lado do eixo, com um afastamento de 10 m do eixo, e com câmaras cerca de 5 m abaixo da soleira, com vista à monitorização do nível freático local.

Nas secções 2D e 28D, próximas dos emboquilhamentos, mantinha-se o piezómetro do lado Sul e o piezómetro do lado Norte era substituído por um inclinómetro.

Nas Figuras 5 e 6 apresenta-se um exemplo representativo da localização da instrumentação externa instalada numa secção de tipo C, respectivamente, em planta e em corte transversal.

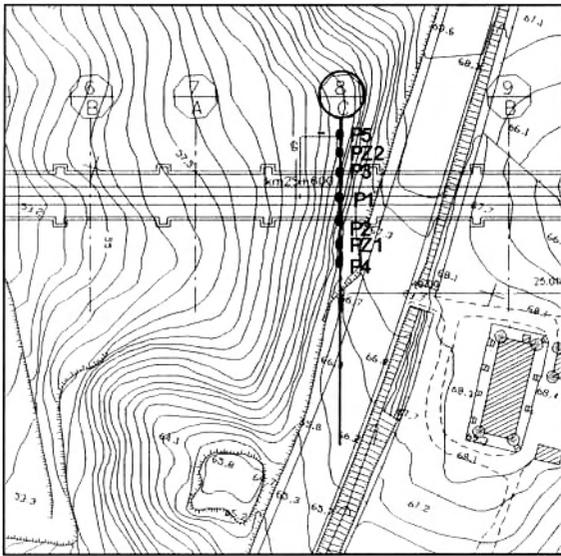


Fig. 5 – Exemplo da instrumentação de uma secção de tipo C (Planta).

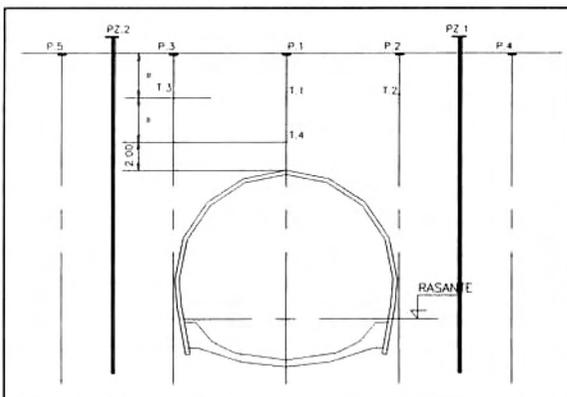


Fig. 6 – Exemplo da instrumentação de uma secção de tipo C (Corte transversal).

Os deslocamentos internos eram medidos, por monitorização topográfica 3D, em alvos colocados a eixo no coroamento e em ambos os hasteais a cerca de metade da sua altura e um pouco acima da cota da rasante, constituindo, assim, dois sistemas triangulados com 3 cordas cada. Nas secções de tipo

B, não existiam alvos a meia altura da secção e o sistema de medição topográfica permitia observar somente 3 cordas. Na Figura 7 encontram-se representadas as cordas observadas pela monitorização topográfica.

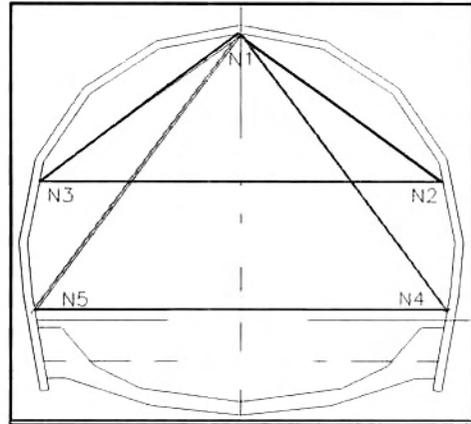


Fig. 7 – Localização dos alvos e das cordas observadas pela monitorização topográfica.

Complementarmente, estava prevista a realização de inspeções visuais à frente de escavação e a elaboração da respectiva cartografia geotécnica a cada passo de avanço.

O Projectista concentrou as secções com maior número de equipamentos nas zonas mais sensíveis, designadamente na proximidade dos emboquilhamentos e no atravessamento dos terrenos menos competentes. Tirando partido da simetria geométrica da secção do túnel, o Projectista minimizou a colocação de equipamentos, especificamente de inclinómetros e piezómetros, em algumas secções. Dado que, em termos geotécnicos, não é possível garantir a simetria estrutural e que a colocação de apenas um piezómetro não possibilita a detecção ou a alteração das condições de percolação e xistentes, considera-se que, nestas secções, se deveriam ter colocado piezómetros e inclinómetros de ambos os lados do eixo do túnel.

A adequada calibração do modelo de cálculo estrutural e a análise das condições de segurança da obra aconselhavam ainda a que fossem adoptadas secções plenamente instrumentadas em cada uma das zonas geotécnicas identificadas no Projecto, constituindo assim o sistema de observação secundário.

Não foi previsto qualquer tipo de medição que permitisse avaliar as pressões de contacto entre o terreno e o suporte, bem como as tensões nos elementos estruturais, quer provisórios quer definitivos.

O Plano de Observação era omissivo relativamente aos seguintes aspectos considerados importantes: (i) justificação das grandezas a observar; (ii) especificações técnicas dos equipamentos a instalar; (iii) conteúdo dos

relatórios sobre a instalação dos equipamentos; (iv) critérios para a adaptação da frequência de leituras em circunstâncias de variação rápida das acções ou ocorrências excepcionais; (v) especificações relativas à recolha e ao processamento da informação; (vi) procedimentos e esquema de comunicação em caso de detecção de um comportamento anómalo; (vii) esquema de elaboração dos relatórios de análise e interpretação de resultados e dos relatórios de análise do comportamento e das condições de segurança.

Aquando da revisão do Plano de Observação o *LNEC* solicitou ao Projectista documentos com os limites de comportamento aceitáveis, os níveis de alerta e os planos de acções de contingência e/ou de emergência, tendo estes elementos sido preparados em data posterior à elaboração do Projecto (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2001).

4.5 – Critérios de alerta

A abordagem seguida pelo Projectista para estimar os assentamentos e estabelecer limites de referência para a instrumentação baseou-se na hipótese usual de que, numa secção transversal do túnel, os assentamentos à superfície apresentam uma forma semelhante a uma curva de uma distribuição de probabilidades normal (curva de Gauss) (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2001). Assim, o assentamento à superfície, δ_v , em qualquer ponto pode ser definido desde que sejam conhecidos dois parâmetros: o deslocamento vertical máximo (que ocorre no eixo de simetria), $\delta_{v\max}$, e a distância ao eixo de simetria do ponto de inflexão da curva, i .

Para a definição destes dois parâmetros, esta metodologia considera a estimativa do volume de perdas de solo V_L (relação, em percentagem, entre os volumes da secção deformada e da secção teórica, por metro linear de túnel) e a existência de uma constante de proporcionalidade dependente do tipo de solo, K , entre o parâmetro i e a profundidade do eixo do túnel, H . Não foi considerada qualquer distinção para os solos ocorrentes nas diferentes zonas geotécnicas e foi adoptado para todos os cálculos um valor de 0,5 para o parâmetro K .

Para estimar V_L o Projectista remeteu para os cálculos apresentados no Projecto e realizados com o programa *FLAC*, e avaliou-o em cerca de 0,11%, 0,29% e 0,07%, respectivamente, para as zonas geotécnicas *ZG1*, *ZG2* e *ZG3/ZG4*. Para tomar em conta o efeito das actividades construtivas, aumentou estes valores de 0,45%, considerando, assim, para cada uma das zonas geotécnicas (*ZG1*, *ZG2* e *ZG3/ZG4*), respectivamente, os valores de finais de 0,56%, 0,74% e 0,52%.

É comum a modelação numérica das escavações conduzir a estimativas de assentamentos inferiores aos encontrados na realidade. Para obviar a este

facto, não diferenciando as zonas geotécnicas, o Projectista majorou significativamente os valores obtidos pela simulação numérica. Estes aumentos têm um reflexo directo e proporcional nos deslocamentos estimados, devendo ser justificados e aferidos durante a construção.

Usando os valores referidos de K e de V_L , chegaram-se a valores dos deslocamentos verticais máximos de 23,7, 21,1 e 29,4 mm, respectivamente, para as zonas geotécnicas *ZG1*, *ZG2* e *ZG3/ZG4*.

Com base nestes valores de $\delta_{v\max}$ e de i , o Projectista definiu as curvas das bacias de subsidência. Considerando os resultados das simulações numéricas do programa *FLAC*, estabeleceu as relações entre os deslocamentos máximos à superfície e os deslocamentos nos locais onde se encontram instalados equipamentos de observação (superficiais, profundos e convergências) e, ainda, separou os efeitos das fases construtivas do túnel (execução do pré-corte, da escavação e da soleira) nos deslocamentos estimados. Os valores assim obtidos constituíam os limites de referência, utilizados para o estabelecimento dos critérios de alerta.

Dado que o Projectista associou os limites de referência à necessidade de intervenção em obra (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2000), a aplicação do método observacional, de acordo com a metodologia proposta no ponto anterior, levaria a considerar estes limites referência como os níveis de alerta vermelho. Os níveis de alerta amarelo foram estabelecidos pelo Projectista como iguais a 75% dos valores destes limites.

Dada a possibilidade de ocorrência de uma rápida evolução dos diversos fenómenos associados aos cenários de instabilização, afigura-se que os limites de referência deveriam ser definidos, não apenas em termos de valores absolutos de deslocamentos, mas, igualmente, em termos das respectivas taxas de variação.

4.6 – Alterações ao projecto, planos de acções de contingência e de emergência

O Projecto não contemplava qualquer tipo de soluções alternativas a implementar face à alteração das condições reais ou à excedência dos níveis de alerta. Todas as alterações ao projecto e o plano de acções de contingência foram concebidos na sequência de diversas situações anómalas (abatimentos e fissuração significativa dos pré-arcos).

Estas situações vieram confirmar as recomendações que o *LNEC* vinha efectuando sobre o facto de o método construtivo do pré-corte, por si só, não permitir o controlo de fenómenos de erosão interna que se instalavam devido à abertura do túnel

e às condições de percolação prevalentes na sua envolvente superior.

O acompanhamento dos trabalhos de escavação tinha permitido identificar as seguintes dificuldades de execução:

- abatimentos dos segmentos do pré-corte na zona do coroamento, devidos à ocorrência de fenómenos de erosão interna;
- impossibilidade de colocação dos geodrenos de comprimento suficiente, causada pela deformabilidade dos tubos e colapso dos furos;
- deficiências, em termos de espessura e de qualidade do betão, (i) das zonas dos segmentos mais afastadas da escavação (último metro dos 5 m do seu comprimento total) e (ii) das zonas inferiores dos pré-arcos, provocadas pela perda de estabilidade das camadas arenosas.

Assim, foi necessário complementar ou alterar o método inicialmente proposto com as seguintes operações:

- execução de colunas de jet-grouting sub-horizontais na zona do coroamento e nas camadas arenosas soltas;
- substituição dos geodrenos por tubos rígidos, crepinados e envolvidos por geotêxtil, com comprimentos entre 10 e 15 m;
- execução de drenos de captação profunda a partir de furos executados nos pré-arcos já betonados, a cada 3 pré-arcos (Figura 8);



Fig. 8 – Drenos profundos inseridos nos pré-arcos.

- execução sistemática de drenos profundos nas zonas húmidas da frente de escavação;
- execução de pregagens de bolbo contínuo na frente de escavação;
- redução do comprimento dos pré-arcos, do espaçamento entre pré-arcos e da distância máxima da frente de escavação à soleira invertida;
- colocação sistemática de cambotas metálicas de reforço, e respectivo revestimento com betão projectado (Figura 9);
- execução de furos de alívio ao longo de todo o revestimento primário.

Após a adopção destas alterações ao Projecto e a revisão dos limites de referência (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2001b), a execução do troço em escavação do túnel decorreu sem problemas de maior.

Depois da ocorrência dos primeiros abatimentos, foram, igualmente, propostas diversas medidas de contingência (Zagope-Figueiredo Ferraz, 2001a), divididas em 3 grupos: (i) medidas preventivas e correctivas de menor porte; (ii) medidas de contenção e recuperação significativas e (iii) recuperação das condições de avanço.



Fig. 9 – Colocação sistemática de cambotas metálicas de reforço.

As medidas preventivas e correctivas de menor porte deveriam ser implementadas após a identificação de processos conducentes a fenómenos de instabilidade (ocorrência de erosão interna) ou após a detecção de pequenas instabilidades (queda de material da frente de escavação ou do núcleo central, devido a reduzida resistência mecânica dos materiais escavados, e falhas nos preenchimentos em betão dos pré-arcos).

Para obviar ao desenvolvimento e à progressão de fenómenos associados à erosão interna do maciço, foi preconizado o tratamento imediato da zona afectada mediante o preenchimento da cavidade com sacos (de fibras plásticas trançadas, de serapilheira ou de juta) contendo areia, a colocação de tubos de drenagem de PVC, perfurados e revestidos com geotêxtil e o enchimento e o fecho da cavidade com betão projectado. Para a drenagem auxiliar do maciço lateral confinante, foi proposto o recurso a ponteiras em drenos sub-verticais e a drenos sub-horizontais (com ou sem aplicação de vácuo), devidamente ligados a mangas flexíveis e a tubos colectores.

Para a contenção de pequenas instabilidades na frente de escavação, foi incluída a execução de pregagens com 8-9 m de comprimento e um afastamento de 1,5 m, de varões de aço ($\varnothing = 25$ mm) ou perfis de fibra de vidro, cravados ou colocados em furos posteriormente preenchidos com argamassa.

A recuperação das regiões do contorno, onde tenha ocorrido a formação de pequenas cavidades devidas a falhas do sistema de pré-arco, deveria ser efectuada mediante a colocação de tela metálica, manta geotêxtil, tubos de drenagem, varões de aço e preenchimento da cavidade com betão projectado.

Sempre que fosse verificada uma deficiente constituição mais ou menos generalizada dos pré-arcos, propunha-se a aplicação de cambotas metálicas ou de cambotas moldadas no local devidamente atirantadas ao maciço.

Como *medidas de contenção e recuperação significativas*, de carácter preventivo ou correctivo, eram preconizadas: i) pregagens tubulares longas injectadas, ii) colunas de jet grouting sub-horizontais e iii) drenagens.

Foi apresentado um procedimento para a recuperação de cavidades de grandes dimensões, sem formação de chaminés, que incluía:

- o reaterro da zona inferior da cavidade e da frente de escavação, para contenção da frente e conformação da plataforma de trabalho;
- a protecção da cavidade assim obtida com betão projectado e com tela metálica;
- a colocação no interior da cavidade de tubos, para preenchimento e respiro;
- o preenchimento completo da cavidade em duas etapas, de baixo para cima, com (i) betão magro plástico, ou (ii) argamassa fraca de areia, cimento e aditivos plastificantes, ou (iii) calda de solo-cimento (ou bentonite e cimento);
- a injeção de calda de cimento sob pressão da zona superior da cavidade, para recompressão parcial do material confinante descomprimido.

No que se refere à *recuperação das condições de avanço*, após a ocorrência de colapsos da frente de escavação sem progressão até à superfície, as acções de contingência previstas visavam, no essencial, garantir a estabilidade do contorno com a adopção de pré-suportes.

Estes pré-suportes deveriam ultrapassar, longitudinal e transversalmente, a zona afectada pelo colapso (era proposto um comprimento de 12 a 15 m) e seriam constituídos por alinhamentos simples (quando a zona afectada fosse de dimensões reduzidas) ou múltiplos (quando a zona afectada fosse de maior extensão) de colunas de solo-cimento sub-horizontais ou pregagens tubulares injectadas.

Tratamento semelhante era proposto para zonas do maciço com problemas de instabilidade ou de deformabilidade, previamente detectados, e na protecção de edificações ou redes viárias ou de abastecimento existentes, localizadas sobre a zona a escavar, visando aumentar o tempo de auto-sustentação do maciço e melhorar as propriedades de resistência e de deformabilidade no contorno da escavação.

Quando ocorressem colapsos com progressão até à superfície do terreno, era recomendado iniciar o tratamento pela execução de uma casca resistente no contorno da escavação, proceder ao preenchimento do espaço colapsado com solo local ou com solo cimento e, por fim, executar o pré-suporte de acordo com os procedimentos descritos anteriormente.

A complementar estas medidas de contingência, e tendo em vista a sua rápida aplicação, foi apresentada uma lista de materiais e equipamentos a colocar em obra, nomeadamente, sacos de areia (já preparados e colocados em locais apropriados), areia solta, sacos, tubos de PVC perfurados revestidos por geotêxtil, geotêxtil, tela metálica, varões de aço, tubos de PVC ou de aço, máquinas de furação, equipamentos para dosagem e para injeção de argamassa ou calda de cimento, bomba de vácuo, equipamento de jet-grouting, fornecimento de betão projectado em tempo útil e ferramentas manuais.

Nas acções de contingência encontrava-se, igualmente, definida a forma de comunicação dos responsáveis pela leitura dos instrumentos com as frentes de trabalho, com definição clara da responsabilidade pela decisão imediata e propunha-se a realização de reuniões programadas de avaliação e certificação, com a participação da Fiscalização, do Projectista, do Empreiteiro e do Responsável pela Observação.

No que se refere ao Plano de emergência, não foi elaborado qualquer documento.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método observacional consiste essencialmente na identificação de todos os riscos potenciais durante as fases de planeamento e de projecto, na definição prévia de medidas de eliminação ou de minimização do risco a implementar, e na gestão e controlo dos riscos residuais durante a fase de construção. É eficiente em termos de custos em projectos associados a grandes incertezas, como é o caso da generalidade das obras geotécnicas e, em especial, dos túneis.

Na aplicação do método observacional devem ser considerados os seguintes factores: consequências dos possíveis eventos, custo do sistema e das actividades de observação, probabilidades associadas a cada evento e probabilidade total de danos da obra. Se as consequências forem reduzidas não se justifica a adopção de um sistema de observação dispendioso. Se o projecto for seguro, com uma probabilidade de danos reduzida, não se justifica a consideração de um sistema de observação. Se as probabilidades de ocorrência de danos forem pequenas, mesmo uma grande consequência terá um custo esperado reduzido, pelo que numa base puramente económica

não justificará a implementação das actividades de observação.

No caso das obras subterrâneas e, em especial, dos túneis, em que a prospecção prévia não permite reduzir adequadamente as incertezas, é comum ver-se referido como “método observacional” o uso de um sistema de observação e dos respectivos resultados para a verificação das condições de segurança no decurso da construção da obra. É vulgar ouvir-se que “o projecto de um túnel se vai fazendo à medida que a obra avança” e usar-se o “método observacional” para justificar omissões e deficiências ao nível do Projecto.

Como foi referido, a concepção do método observacional é bastante mais exigente que o projecto tradicional, uma vez que assume, como ponto de partida, as incertezas das reais condições dos terrenos e conduz a um maior rigor em termos de previsão de cenários e do comportamento da obra, bem como planeamento prévio com vista a uma mais eficaz capacidade de intervenção em fase de obra. A sua aplicação, tal como desde o início a idealizou Peck (1969), obriga a que sejam definidos previamente (em fase de projecto) todas as alterações a introduzir no processo construtivo, em função dos elementos da observação. Estas alterações devem ser definidas não só no sentido de prevenir ocorrências desfavoráveis, mas também no sentido de otimizar as necessidades de suporte com as consequentes reduções de custos e prazos.

O desenvolvimento de uma obra com base no método observacional exige a todos os intervenientes (Dono de Obra, Empreiteiro, Projectista e Fiscalização) um maior acompanhamento e capacidade de intervenção, para que a segurança seja garantida com os menores custos e riscos e para que a funcionalidade estrutural seja assegurada.

No Túnel de Penalva, só no decurso da construção e após a ocorrência de alguns insucessos, foram definidos os limites de referência, as alterações ao projecto e as acções de contingência. Depois de implementadas as alterações ao projecto, de entre as quais se salienta a instalação dos drenos profundos no contorno que permitiram controlar os fenómenos de erosão interna, a construção do túnel decorreu de forma apropriada até ao final (Figura 10).

Em síntese, a filosofia em que se baseia o método observacional pode ser resumida na seguinte sequência: planear, implementar, observar, seguir e actualizar (Olson e Stille, 2002)

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar o seu agradecimento à REFER - PNS pela autorização concedida para a publicação deste trabalho.



Fig. 10 – Aspecto do túnel após a execução do revestimento definitivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahrens, H., Lindner, E. e Lux, K.H. (1980). *Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein*. Die Bautechnik, 59, pp. 260-311.
- Atkinson, J. e Potts, D. (1977). *Subsidence above shallow tunnels in soft ground*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT4, pp. 307-325.
- CIRIA (1999). *The observational method in ground engineering: principles and applications*. Report 185. CIRIA, London.
- Figueiredo e Ferraz, Consultoria e Engenharia de Projeto, Lda (2000). *Projecto de Execução*.
- Hartmann, F. (1970). *Elastizitätstheorie des ausgekleideten Tunnelhohlraumes und des eingebohrten Kreisförmigen Rohres*. Strasse, Brücke Tunnel 22.
- Heinz, H. (1988). *Large Cross Section Tunnels in Soft Ground*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta.
- HSE (Health and Safety Executive) (1996). *Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) tunnels. A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London clay*. HSE Books, Suffolk.
- Levecque, M.F. (1995). *Traversée souterraine de Toulon à la rencontre du tunnel Nord*. Tunnels et Ouvrages Souterrains 132, Novembre/Décembre, pp. 351-354
- Longelin, R. (1993). *Le prédécoupage mécanique fin 1992*. Tunnels et Ouvrages Souterrains 116, Mars/Avril, pp. 99-102.
- Mühlhaus, H. (1985). *Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 18, pp. 37-52.
- Peck, R.B. (1969). *Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. Geotechnique, 19 (2), pp. 171-187.

- Olson, L. e Stille, H. (2002). *Alarm thresholds and their use in design of underground openings*. Int. Conf. on Probabilistics in Geotechnics, Graz, pp. 215-221.
- Schwartz, C. e Einstein, H. (1980). *Improved design of tunnel supports: Vol. 1 - Simplified Analysis for ground structure interaction in tunnelling*. Report UMTA-MA-06-0100-80-4.
- Zagope – Figueiredo Ferraz (2000a). *Concepção/ Construção do Túnel de Penalva (FE402). Projecto de Execução. Memória descritiva e justificativa* de 14/08/00.
- Zagope – Figueiredo Ferraz (2000b). *Concepção/ Construção do Túnel de Penalva (FE402). Relatório geológico-geotécnico. Relatório Técnico RT-00-GL04-001* de 10 de Outubro.
- Zagope – Figueiredo Ferraz (2001). *Estimativa de assentamentos e limites de referência para instrumentação. Relatório Técnico RT-00-TU99-002* de 28 de Março.
- Zagope – Figueiredo Ferraz (2001a). *Considerações sobre a aplicação do método do pré-corte e do acompanhamento e controle de sua execução. Relatório Técnico RT-00-TU99-005* de 17 de Abril.