

# TÚNEL 4 (PORTO) - ANÁLISE TRIDIMENSIONAL POR ELEMENTOS FINITOS

## Tunnel 4 (Porto) - Three-dimensional finite element analysis

Francisco F. Martins\*

Alexandra Ferreira da Costa\*\*

Jorge Almeida e Sousa\*\*\*

**RESUMO** – Neste trabalho apresenta-se os principais resultados da aplicação de modelos de elementos finitos a um túnel superficial escavado em solos residuais graníticos, no Porto. Os cálculos foram efectuados através de análises tridimensionais, nas quais se tentou reproduzir a sequência completa da construção (fase de escavação e aplicação do suporte). O comportamento mecânico dos solos foi reproduzido usando um modelo elástico perfeitamente plástico, tendo os respectivos parâmetros definidores sido estimados com base em resultados de ensaios de campo realizados durante a prospecção e de ensaios laboratoriais. O comportamento observado é comparado com os resultados decorrentes dos cálculos numéricos, tendo-se obtido uma boa concordância.

**SYNOPSIS** – This paper presents the results of the application of finite elements models to a shallow tunnel excavated in residual granitic soils in Porto, Portugal. The calculations involved three-dimensional analyses, in which every effort was made to reproduce the entire construction sequence (excavation phase and support application). The mechanical behaviour of the soils was reproduced using an elastic perfectly plastic model. The soils characterization was done by in situ and laboratory tests. The observed behaviour is compared with the numerical results, and good agreement was found.

### 1 – INTRODUÇÃO

Hoje em dia o projecto de túneis é usualmente efectuado recorrendo a análises numéricas. Nessas análises é frequentemente utilizado o Método dos Elementos Finitos (Clough e Leca, 1989; Mair, 1999). Para o sucesso dessa aplicação, são dois os factores que desempenham papel importante. O primeiro diz respeito à simulação do processo construtivo, particularmente da sequência de escavação, do tipo de suporte e da distância à frente a que é instalado. O segundo diz respeito à lei constitutiva usada para simular o comportamento do solo envolvente.

Em relação ao primeiro desses factores, deve ser notado que, devido aos equilíbrios gerados nas proximidades da frente serem tridimensionais, sejam quais forem os métodos construtivos usados, para a definição real das tensões e dos deslocamentos no maciço em redor do túnel e no suporte deverá ser efectuada uma análise numérica tridimensional (Almeida e Sousa, 1998).

No que diz respeito ao segundo factor, a lei constitutiva deve reproduzir as principais características do comportamento do solo, particularmente: i) a não linearidade na relação

---

\* Doutor em Engenharia Civil, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Email: [ffm@civil.uminho.pt](mailto:ffm@civil.uminho.pt)

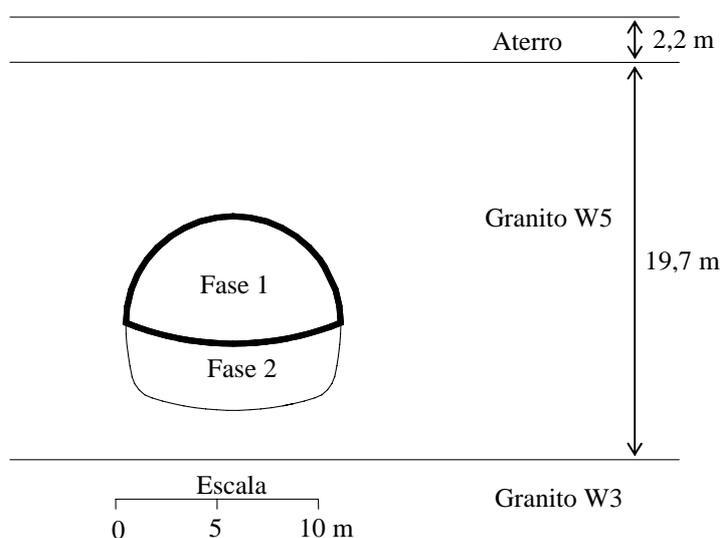
\*\* Mestra em Engenharia Civil, Assistente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Email: [alex@fe.up.pt](mailto:alex@fe.up.pt)

\*\*\* Doutor em Engenharia Civil, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Email: [jas@dec.uc.pt](mailto:jas@dec.uc.pt)

tensão-deformação; ii) a ocorrência de deformações plásticas; iii) a influência da tensão principal intermédia; iv) a dilatância; v) a dependência do caminho da tensão (Eisenstein, 1986). Um modelo constitutivo elasto-plástico que possa reproduzir as características do comportamento do solo mencionadas acima é, nalguns casos, muito complexo e os seus parâmetros não são fáceis de obter. É por isso que, em muitas aplicações, o comportamento do solo é simulado usando modelos simples com parâmetros que podem ser facilmente determinados.

Este trabalho trata da simulação numérica da abertura de um túnel na cidade Porto (Túnel 4). Trata-se de um túnel superficial aberto em solos residuais jovens (saprolíticos) de granito com um processo construtivo baseado nos princípios do NATM. O seu comprimento é de 134 m, a sua secção transversal tem uma área de aproximadamente 95 m<sup>2</sup> e a espessura do recobrimento varia entre 5 e 13 m.

Como se ilustra na Figura 1, a secção transversal do túnel foi escavada de forma parcelar. Na primeira fase foi escavada, ao longo de todo o comprimento, a abóbada, correspondendo a aproximadamente 70% do volume total da escavação. Depois de escavada a abóbada, procedeu-se ao desmonte da bancada e da soleira definitiva. Neste trabalho é apenas analisada a abertura do túnel correspondente à primeira fase.



**Figura 1** – Secção transversal do túnel e perfil geotécnico da secção analisada.

## 2 – CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

A geologia do Porto é dominada pela presença do chamado “granito do Porto”. Trata-se de um granito de grão médio a grosseiro, alcalino com albite e ortose como feldpastos principais, com pequena percentagem de plagioclase e essencialmente moscovítico.

No que diz respeito à alteração da massa rochosa, podem ser encontrados todos os graus de alteração (W1 a W6). Assim, o terreno varia desde rocha intacta até solo com baixa ou nula coesão. Para além disso, o desenvolvimento espacial do granito alterado é totalmente irregular e errático, o que faz com que, por exemplo, zonas muito alteradas de considerável dimensão possam aparecer sob ou no interior de zonas de maciço muito menos alterado.

Os trabalhos de prospecção, realizados com a finalidade de caracterizar o maciço interessado pelo túnel, revelaram, como se ilustra na Figura 1, a existência de uma fina camada superficial de aterro, cobrindo um granito muito ou completamente alterado, W5, onde o túnel foi completamente aberto, e uma massa granítica de rocha ligeiramente alterada, W3. Devido à alteração errática do granito, foram encontrados no seio do granito decomposto (W5) blocos de granito (W1-2 ou W3) de dimensões centimétricas a métricas e geometria variável (Lopes et al., 2000).

Na época em que os trabalhos de prospecção se realizaram, não foram detectados níveis aquíferos susceptíveis de afectarem a execução da obra.

Durante a investigação no campo, foram realizados ensaios *in situ* e foram colhidas amostras para ensaios laboratoriais.

Conjuntamente com a prospecção geofísica (refracção sísmica, downhole, uphole, crosshole e resistividade eléctrica) e com os ensaios de penetração dinâmica (SPT), foram também realizados ensaios pressiométricos (pressiómetro de Ménard).

Os ensaios laboratoriais realizados sob as amostras colhidas incluíram ensaios de identificação, de determinação das propriedades físicas naturais e diferentes tipos de ensaios de caracterização mecânica (ensaios edométricos, ensaios de corte directo, ensaios triaxiais e ensaios de compressão uniaxial).

### **3 – PROCESSO CONSTRUTIVO**

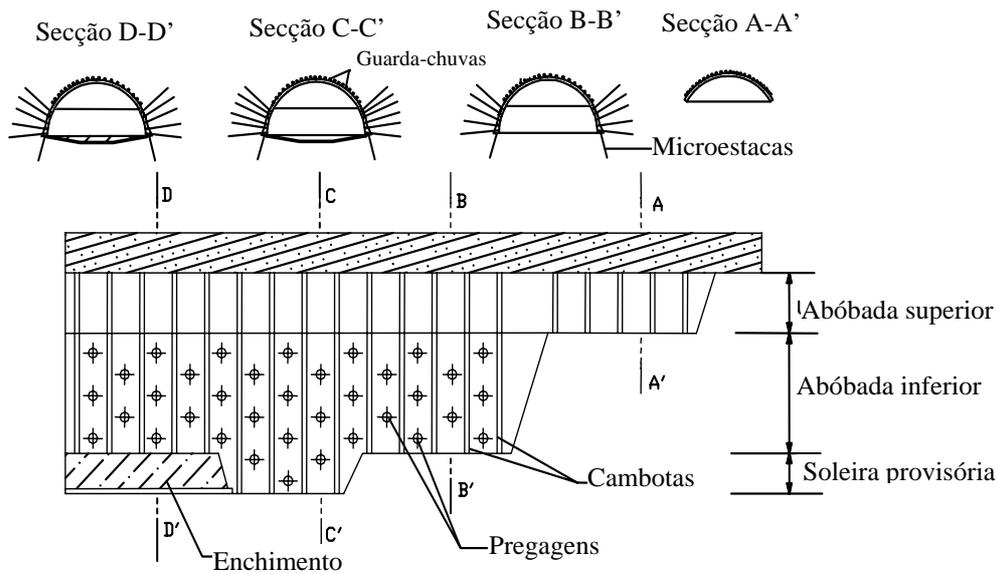
O processo construtivo usado foi baseado no método NATM, com a sequência da escavação da abóbada e a colocação do suporte primário seguindo o esquema ilustrado na Figura 2 (Ferreira da Costa, 2001). Como também mostra a figura, o avanço foi efectuado sob a protecção de enfilagens.

Com o objectivo de aumentar a estabilidade da frente, a escavação da abóbada foi dividida em duas fases, avançando a parte superior um máximo de 4 lances. Após cada lance, cujo comprimento variou entre 0,8 e 1,0 m, era instalada uma cambota metálica constituída por um perfil treliçado e executada uma primeira camada de betão projectado de 0,15m de espessura reforçada com uma malha electrosoldada. Depois de realizados 4 lances era colocada uma nova malha electrosoldada e completado o suporte primário com a execução de uma segunda camada de betão projectado (0,10 m). Na frente de escavação era também aplicado betão projectado (0,05 m).

Na parte inferior da abóbada foram instaladas pregagens de 5 a 6m de comprimento, tipo autoperfurantes com a injeção de calda de cimento.

Para fechar a base da abóbada foi construída uma soleira temporária em betão projectado com 20 cm de espessura, reforçada com uma malha electrosoldada, a uma distância máxima de 8 m da frente.

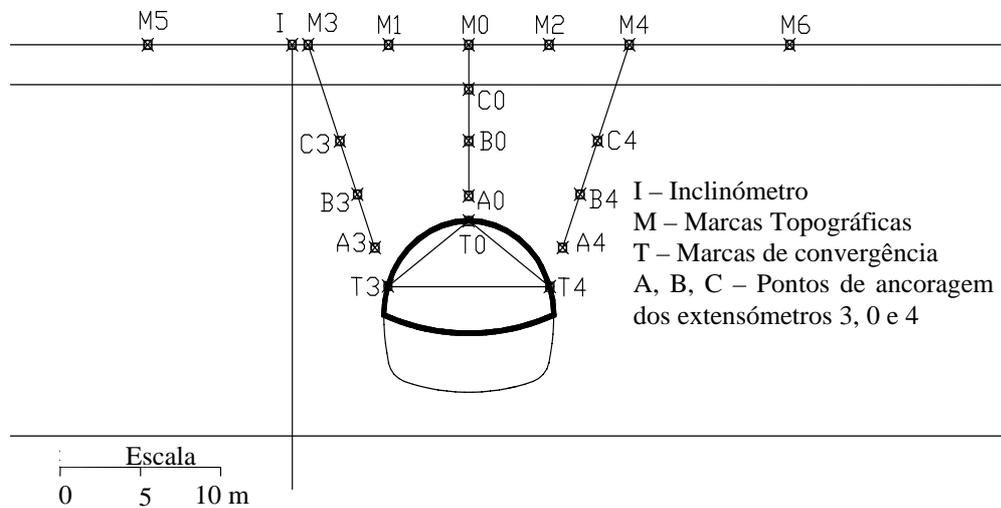
Após a escavação da abóbada na totalidade da extensão do túnel, procedeu-se à execução da bancada e da soleira definitiva.



**Figura 2** – Método construtivo (representação esquemática).

#### 4 – MONITORIZAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Para controlar o processo construtivo e a segurança das estruturas e serviços existentes na vizinhança das obras, foram definidas três secções principais de monitorização. A disposição em perfil dos dispositivos instalados na secção que foi considerada nas análises numéricas encontra-se esquematizada na Figura 3.



**Figura 3** – Localização dos dispositivos de observação.

A instrumentação constou essencialmente de:

- i) marcas topográficas, instaladas à superfície, que permitiram a medição de deslocamentos verticais por meio de nivelamentos topográficos;
- ii) varões extensométricos com três pontos de ancoragem, que permitiram medir os deslocamentos relativos entre pontos localizados à superfície e pontos situados no interior do maciço;
- iii) tubos inclinométricos para medição dos deslocamentos horizontais de pontos situados nas laterais do túnel;
- iv) bases colocadas no revestimento de betão para medições de convergências.

Durante a escavação, a frente foi objecto de cartografia geológica, tendo em vista a obtenção de um registo contínuo das características do maciço escavado (Lopes et al, 2000).

Como resultado dessa observação, constatou-se que numa das secções principais (B1), um bloco de granito ocupava a quase totalidade da secção de escavação. Naturalmente, que as deformações induzidas pela escavação na proximidade desta secção foram substancialmente inferiores às registadas nas outras duas secções (B2 e B3), onde o maciço escavado se encontrava decomposto mais ou menos caulinizado.

## **5 – ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS**

### **5.1 – Discretização do meio e simulação do processo construtivo**

Os estudos numéricos foram efectuados usando um programa de elementos finitos (Cardoso, 1987; Almeida e Sousa, 1998) que, para além de permitir a análise de problemas em condições associadas com estados planos de deformação e de tensão e estados axissimétricos, possibilita a consideração do carácter tridimensional dos equilíbrios que se estabelecem nas estruturas geotécnicas reais, nomeadamente na vizinhança da frente de escavação de túneis.

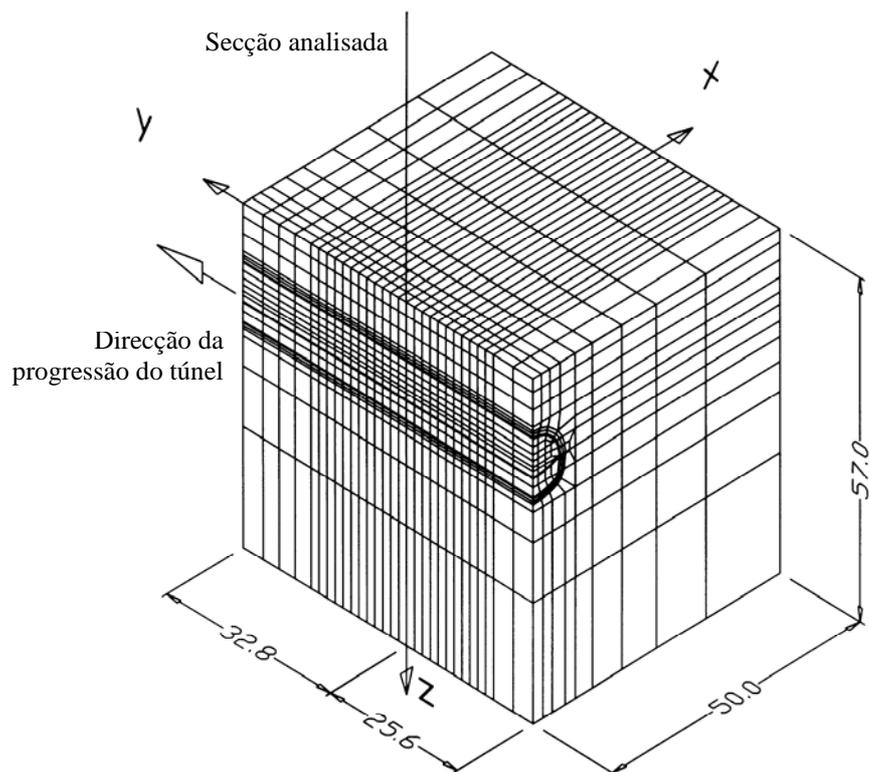
O programa permite o uso de vários tipos de elementos finitos, capazes de representar o terreno, as componentes estruturais do suporte e as interfaces entre os diferentes materiais. Com o objectivo de reproduzir de forma realista o avanço da construção de uma dada obra, a cada elemento está associado um critério específico de activação e desactivação possibilitando que as diversas fases construtivas sejam consideradas separada e sequencialmente.

No que respeita à modelação do comportamento mecânico dos vários materiais e suas interfaces, o programa disponibiliza um vasto menu de modelos constitutivos de complexidade variável.

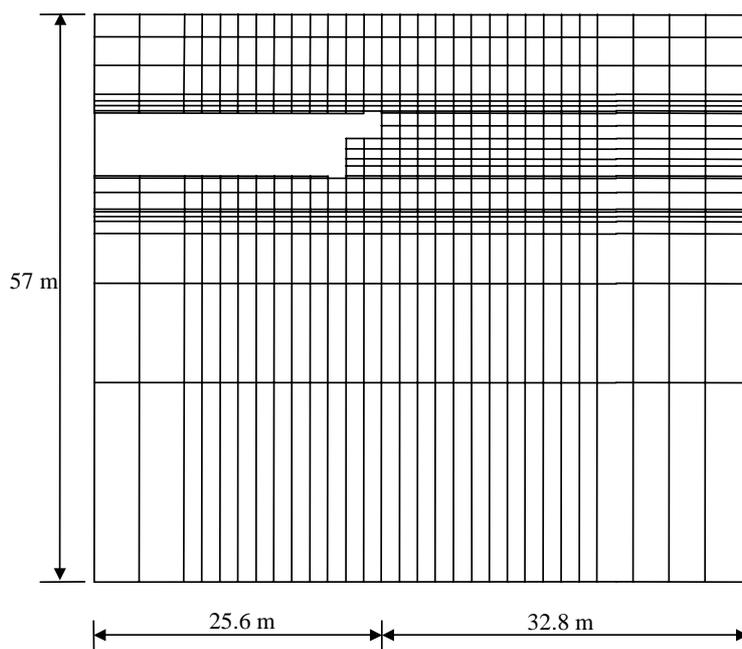
A malha de elementos finitos utilizada nas análises tridimensionais inclui-se nas Figuras 4 (perspectiva) e 5 (corte longitudinal), representando um troço do túnel com uma extensão de 58,4 m e um recobrimento, admitido como constante e igual ao da secção analisada (B2), de 9,6 m.

A malha compreende 5820 pontos nodais e 6438 elementos isoparamétricos com oito pontos nodais. Na fronteira inferior da malha, localizada a uma profundidade de 57 m, são impedidos quaisquer deslocamentos, enquanto que nas fronteiras laterais são impedidos os deslocamentos horizontais na respectiva direcção perpendicular.

Como a Figura 5 evidencia, o processo construtivo foi simulado de forma incremental, admitindo-se que as partes superior e inferior da abóbada avançaram simultaneamente. Assim, após um primeiro incremento em que se simulou a abertura de uma só vez de 8 m de túnel, a escavação prosseguiu por avanços de 1,6 m, sendo a parte inferior escavada com um atraso de 3,2 m em relação à parte superior e a soleira provisória fechada a uma distância de 6,4 m da frente de escavação. Os cálculos foram efectuados em 25 incrementos simulando a aproximação e o afastamento da frente de escavação da secção em estudo.



**Figura 4** – Malha tridimensional adoptada.



**Figura 5** – Secção longitudinal da malha quando a face do túnel alcança a secção analisada.

## 5.2 – Parâmetros adoptados

O estado de tensão inicial foi admitido como geostático. Para a sua definição considerou-se para as diferentes formações os valores dos pesos volúnicos e dos coeficientes de impulso em repouso indicados no Quadro 1.

**Quadro 1** – Parâmetros adoptados na definição do estado de tensão inicial.

Solos	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_0$
Aterro	19	0,4
Solo residual (W5)	19	0,4
Granito (W3)	25	0,4

Em relação ao coeficiente de impulso em repouso, adoptado sem base experimental, deve salientar-se que são relativamente escassas e discrepantes as informações disponíveis na bibliografia em relação aos valores que assume nos maciços de solos residuais. Julga-se, todavia, que no caso presente, uma vez que do processo de alteração não resultaram minerais argilosos expansivos a partir de outros relativamente inertes, o valor adoptado estará dentro do intervalo mais provável, tendo em conta as considerações a tal respeito de Vaughan e Kwan (1984). Viana da Fonseca (1996) reporta valores do coeficiente de impulso em repouso, deduzidos de ensaios com o pressiómetro auto-perfurador, que parecem confirmar as conclusões a que chegaram os autores acima citados.

A todas as formações foi atribuído um comportamento elástico linear perfeitamente plástico, definido até à rotura por um módulo de deformabilidade independente dos níveis de tensão ou de deformação. A rotura foi controlada pelo critério de Mohr-Coulomb. No Quadro 2 indica-se os parâmetros incluídos nos cálculos respeitantes a cada um das formações.

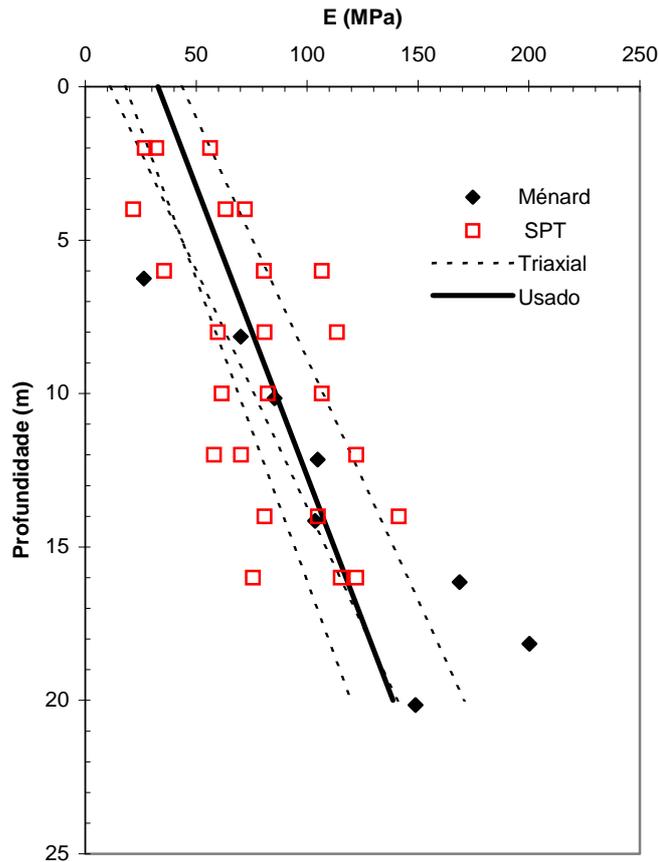
**Quadro 2** – Características mecânicas adoptadas

Solos	$E'$ (MPa)	$\nu'$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Aterro	20	0,35	0	30
Solo residual (W5)	$33+5,3 \cdot z$	0,35	10	38
Granito (W3)	6000	0,20	300	52

$z$  = profundidade

No que diz respeito aos materiais de aterro, uma vez que não foram realizados ensaios que permitissem a sua caracterização, os valores adoptados são os usuais para o caso de aterros pouco compactados. Os valores adoptados para o granito pouco alterado (W3) resultaram de ensaios de corte directo e de ensaios triaxiais (parâmetros de resistência) e de ensaios de compressão uniaxial (parâmetros elásticos).

A definição do módulo de deformabilidade do solo residual (W5), onde o túnel foi quase inteiramente escavado, efectuou-se com base num ensaio pressiométrico e nos ensaios SPT realizados. Começou por se obter uma correlação entre os módulos de deformabilidade resultantes do ensaio pressiométrico e os resultados do ensaio SPT realizado num furo de sondagem localizado nas proximidades. Admitindo que a relação obtida se mantinha válida para todo o túnel, foi possível definir, como ilustra a Figura 6, a variação do módulo de deformabilidade em profundidade a partir dos resultados de todos os ensaios SPT efectuados.



**Figura 6** – Solo residual (W5) – variação em profundidade do módulo de deformabilidade.

Ainda na Figura 6 estão incluídas, para comparação, três curvas, deduzidas de resultados de ensaios triaxiais efectuados sobre amostras de solo residual de granito (W5) colhidas em diferentes sítios da região do Porto (Topa Gomes, 1998; Almeida e Sousa, 1998), que ilustram a variação em profundidade do módulo de deformabilidade. Com base nos trabalhos de Ledesma e Romero (1997), que procederam a um conjunto de rectoanálises baseadas em resultados da observação de túneis construídos para o metro de Barcelona, os módulos de deformabilidade definidos correspondem a módulos secantes para deformações distorcionais de 0,6%. Para ter em conta a redução significativa da rigidez do solo resultante da inevitável perturbação causada pela amostragem, os valores do módulo de deformabilidade obtidos em laboratório foram majorados por aplicação de um factor correctivo. O factor correctivo utilizado (3,1) foi o proposto por Viana da Fonseca et al. (1997).

A análise da Figura 6 evidencia que as curvas deduzidas dos ensaios de laboratório enquadram bem a curva obtida com base nos ensaios *in situ* e utilizada nos cálculos efectuados.

Em relação ao coeficiente de Poisson e aos parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ) do solo residual (W5), os valores adoptados resultaram da análise dos resultados de um número significativo de ensaios triaxiais publicados na bibliografia.

No que respeita ao suporte inicial, admitiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico, caracterizado pelos seguintes valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson:  $E_{28} = 10\text{GPa}$ ;  $\nu = 0,2$ . Pretendendo levar em consideração a execução por camadas do suporte e a dependência do tempo das propriedades do betão projectado, admitiu-se para o seu módulo de elasticidade valores diferentes ao longo do eixo do túnel. A definição destes valores foi feita considerando a evolução da espessura do suporte, uma dada velocidade média de escavação (0,8m/dia) e a seguinte expressão:

$$E_t = E_{28} \sqrt{\frac{t}{4.2 + 0.85t}} \quad (1)$$

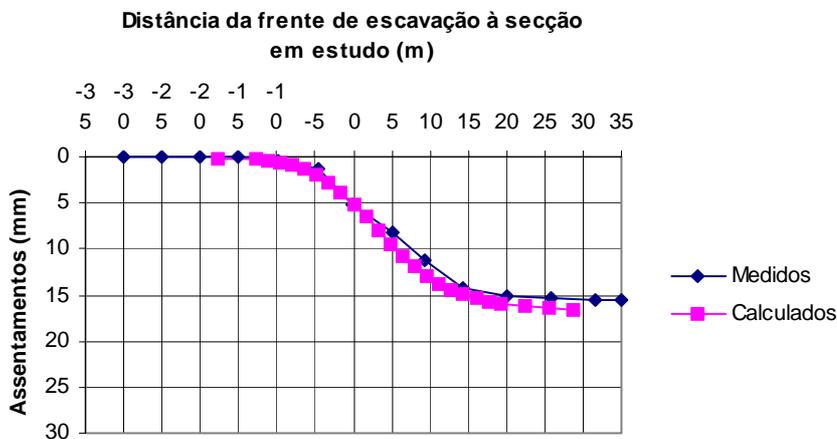
em que  $E_t$  é o módulo de elasticidade para um dado tempo  $t$ , expresso em dias, de um betão que ao fim de 28 dias tem um módulo de elasticidade de  $E_{28}$  (Gomes, 1999).

## 6 – RESULTADOS

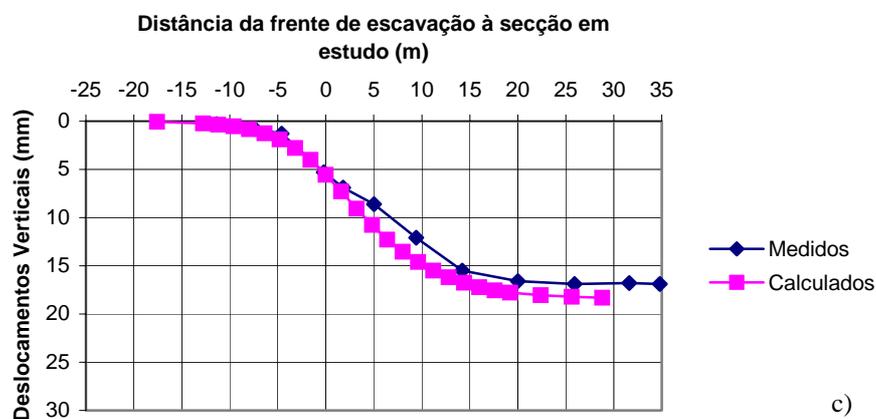
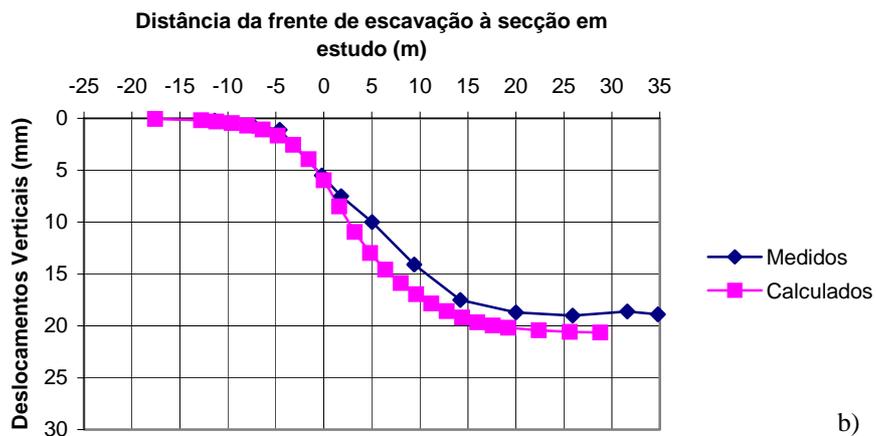
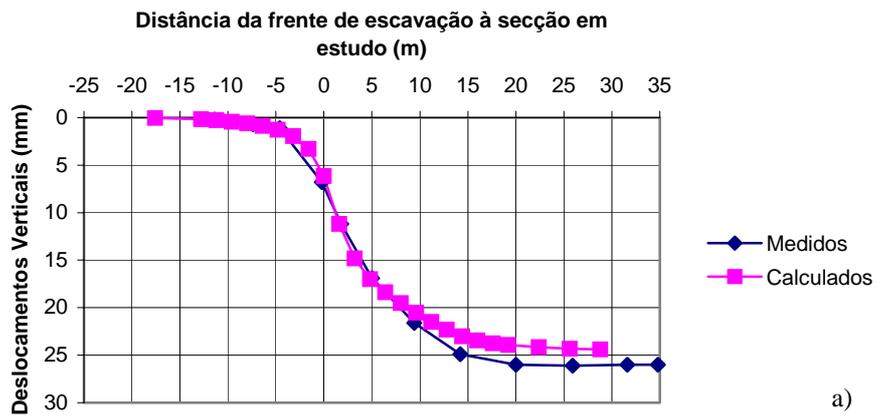
Nas Figuras 7 e 8, as evoluções com o avanço da frente do assentamento máximo à superfície e dos assentamentos nas três ancoragens do extensómetro  $E_0$  calculadas são comparadas com os resultados da observação, também representados.

Pela observação destas figuras pode concluir-se que a concordância entre os deslocamentos medidos e os calculados é bastante razoável. Com efeito, não só os valores finais dos assentamentos nos diferentes pontos são semelhantes aos observados, como as suas evoluções derivadas do cálculo se aproximam significativamente das medidas.

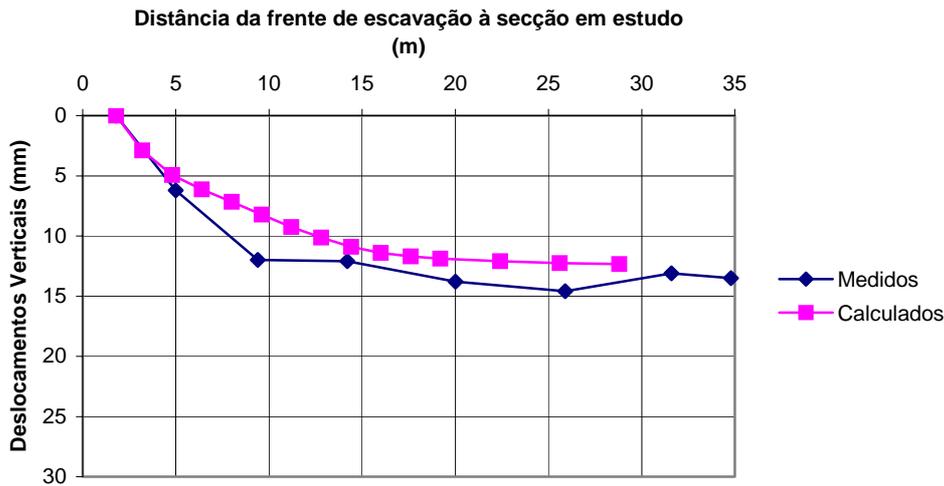
No que respeita aos valores finais, constata-se que os calculados são um pouco superiores aos observados, excepto na ancoragem localizada mais perto da cavidade (ancoragem A), onde o assentamento medido é maior do que o decorrente do cálculo. O mesmo acontece com o deslocamento vertical medido no tecto do túnel na marca de convergência  $T_0$ , cuja evolução, após a escavação da secção, é comparada na Figura 9 com a calculada numericamente.



**Figura 7** – Evolução com o avanço da frente do assentamento máximo à superfície.



**Figura 8** – Evolução com o avanço da frente dos assentamentos no extensómetro  $E_0$ :  
 a) ancoragem A; b) ancoragem B; c) ancoragem C.

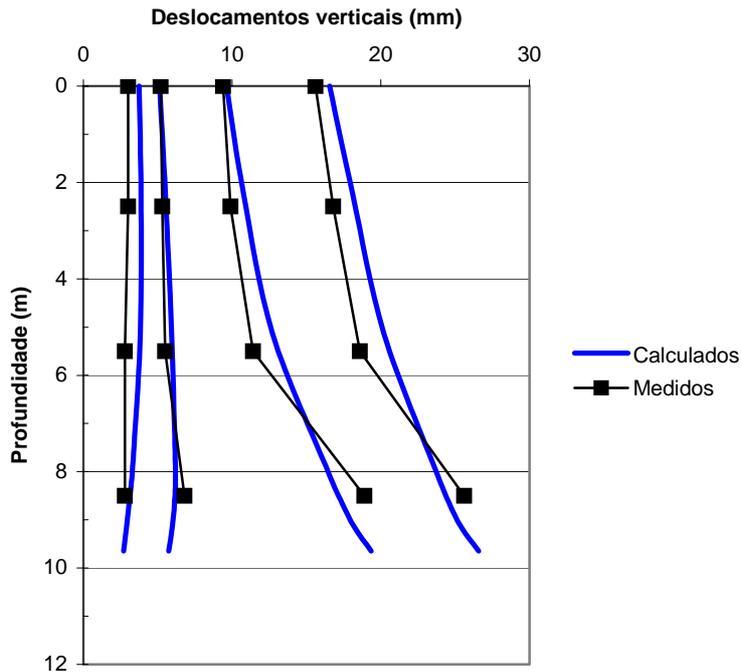


**Figura 9** – Evolução com o avanço da frente, após a escavação da seção, do deslocamento vertical no tecto do túnel.

No que concerne à evolução dos assentamentos, a análise das Figuras 7 e 8 permite constatar que eles se iniciam cerca de diâmetro e meio adiante da frente crescendo lentamente, sofrem, quando da passagem daquela, um brusco acréscimo, mais acentuado nos pontos a maior profundidade, e voltam depois a crescer de forma lenta até estabilizarem cerca de dois diâmetros atrás da frente.

Ainda no que diz respeito aos assentamentos dos pontos localizados sobre o eixo de simetria do túnel, na Figura 10 compara-se os resultados decorrentes do cálculo e de quatro campanhas de observação: a primeira realizada antes da seção em observação ser alcançada, a segunda na altura em que a frente a atingiu, a terceira quando aquela já tinha avançado 5 m e, finalmente, a última efectuada quando a frente já se encontrava localizada a distância suficiente para que as deformações associadas à escavação se possam considerar desprezáveis.

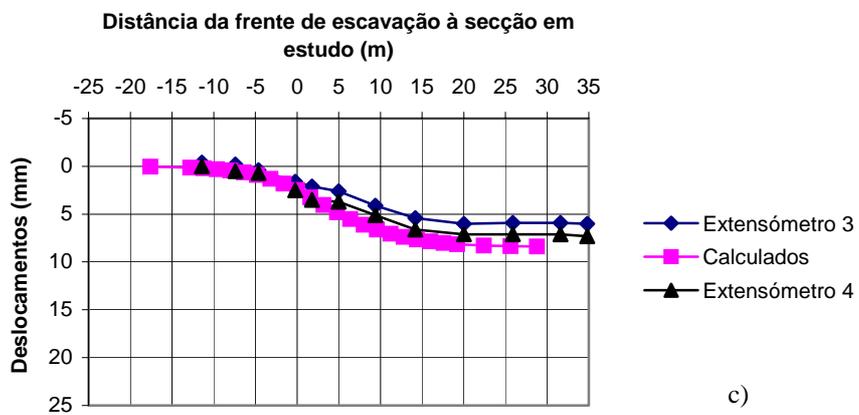
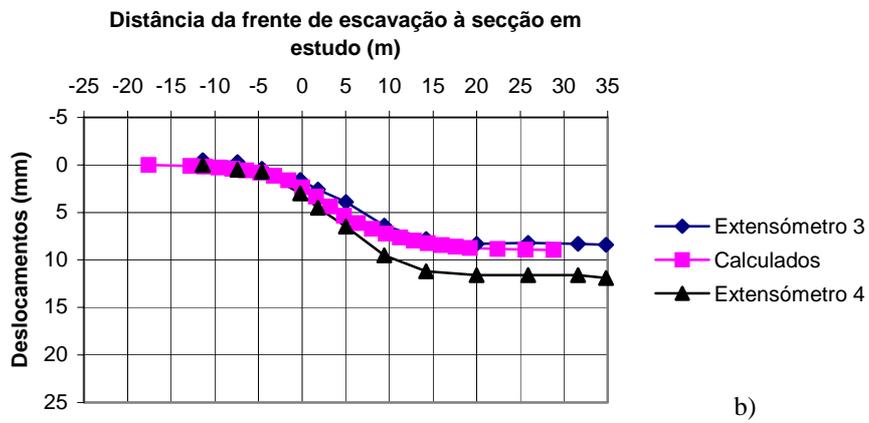
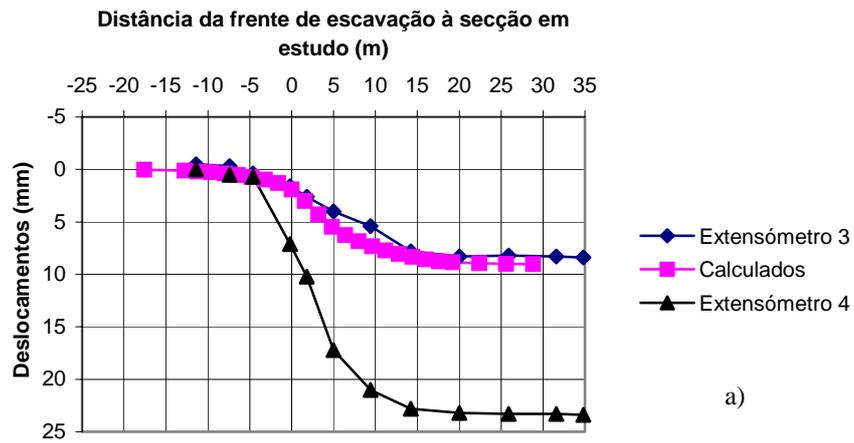
Para além da concordância razoável entre o medido e o calculado, já evidenciada pela Figuras 7 e 8, a observação da Figura 10 permite concluir que, adiante da frente de escavação, os assentamentos dos pontos mais próximos da superfície crescem mais rapidamente do que os dos pontos situados a maiores profundidades. Tal facto pode ser justificado pela existência de uma zona de compressão, zona essa originada pelo efeito de arco que se desenvolve na seção longitudinal vertical, responsável pela transferência de carga da região já escavada e ainda não suportada para a região não escavada localizada adiante. Com a aproximação e a passagem da face de escavação, em consequência da redução das tensões verticais no coroamento do túnel, há um aumento dos assentamentos com a profundidade. Uma vez instalada a estrutura de suporte, o bloco de solo situado no coroamento experimenta um movimento praticamente de corpo rígido.



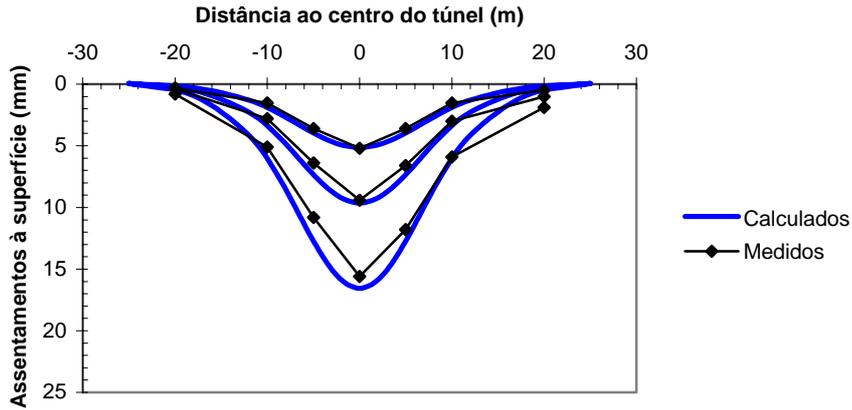
**Figura 10** – Evolução com o avanço da frente dos deslocamentos verticais no coroamento do túnel.

Na Figura 11 são comparados os deslocamentos calculados com os medidos nos extensómetros laterais  $E_3$  e  $E_4$ , simetricamente dispostos. O primeiro aspecto que a observação da figura permite salienta relaciona-se com o facto de os deslocamentos medidos nos dois extensómetros nas ancoragens mais profundas (A) serem significativamente diferentes. Tal facto resultou de uma sobreescavação importante verificada no ombro direito do túnel, em consequência da existência de uma bolsada de solo com muito piores características mecânicas (Lopes et al., 2000). Um outro aspecto que a análise da figura permite verificar é que, exceptuando a ancoragem A do extensómetro  $E_4$ , os resultados numéricos se aproximam muito razoavelmente dos experimentais.

Na Figura 12 compara-se os perfis transversais dos assentamentos à superfície do terreno calculados numericamente com os fornecidos pela instrumentação nas três últimas campanhas de medição indicadas na Figura 10. Da análise da figura, verifica-se existir uma concordância razoável entre os resultados do cálculo e os fornecidos pela instrumentação, nomeadamente no que diz respeito à evolução do perfil com o avanço da frente. Para além da pequena sobrestimação dos assentamentos máximos, o cálculo apenas subestima um pouco a largura da faixa superficial influenciada pela abertura do túnel.

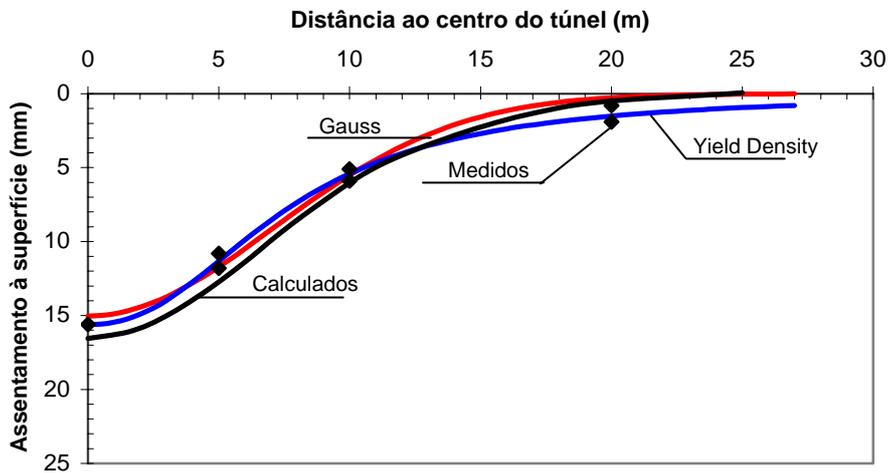


**Figura 11** - Evolução com o avanço da frente dos assentamentos nos extensómetros  $E_3$  e  $E_4$ :  
a) ancoragem A; b) ancoragem B; c) ancoragem C.



**Figura 12** – Evolução dos perfis transversais dos assentamentos à superfície do terreno.

Na Figura 13 são mostrados, para além dos perfis transversais finais dos assentamentos à superfície do terreno calculados e experimentais, duas curvas que melhor ajustam os dados fornecidos pela instrumentação, uma e outra obtidas através da minimização do quadrado dos desvios.



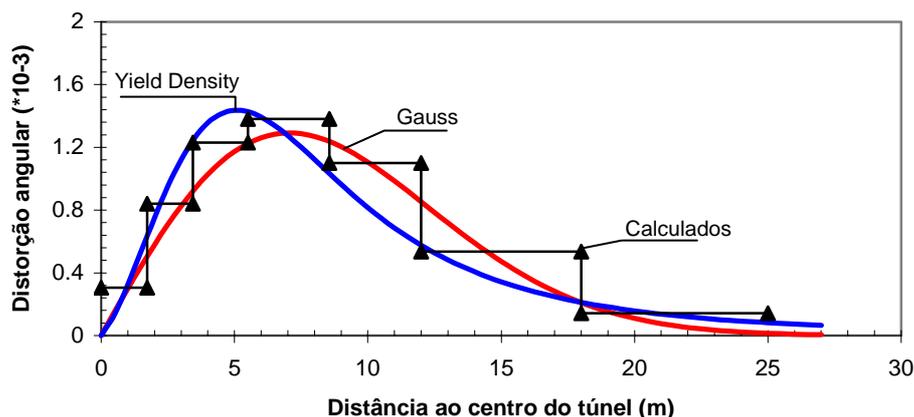
**Figura 13** – Perfil transversal final dos assentamentos à superfície – comparação do perfil calculado com as curvas que melhor ajustam os dados da observação.

Uma das curvas é a tradicional curva de Gauss, sendo a outra a curva do tipo *yield density*, expressa por (Celestino e Ruiz, 1998):

$$\delta_v(x) = \frac{\delta_{v \max}}{1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^b} \quad (2)$$

onde  $\delta_v(x)$  é o assentamento num ponto à distância  $x$  do eixo de simetria,  $\delta_{v\text{máx}}$  é o assentamento máximo (para  $x = 0$ ) e  $a$  e  $b$  são parâmetros da curva, o primeiro com as dimensões de um comprimento e o segundo adimensional. Como a figura evidencia, as duas curvas conseguem aproximar bem os resultados da observação, sendo de realçar que a curva de *yield density*, para além de ajustar, tal como a distribuição gaussiana, muito bem os assentamentos verificados nas proximidades da abertura, consegue ajustar os assentamentos medidos nas marcas superficiais mais afastadas do eixo do túnel.

A Figura 14 diz respeito às distorções angulares na superfície calculadas numericamente e com base nas duas aproximações do perfil transversal dos assentamentos empregues. Como se pode constatar, a distorção máxima deduzida da curva do tipo de *yield density* é um pouco maior do que a deduzida da curva de Gauss e sensivelmente idêntica à calculada numericamente.



**Figura 14** – Distorções angulares à superfície do terreno – comparação dos valores calculados numericamente com os deduzidos das curvas empregues para aproximar o perfil transversal dos assentamentos finais.

Por fim, deve referir-se que não se compara os deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel medidos no tubo inclinométrico com os calculados, por se ter verificado que os seus valores são, em ambos os casos, muito pequenos, em consequência do grande afastamento à abertura a que o inclinómetro foi instalado.

## 7 – CONCLUSÕES

Os resultados decorrentes da aplicação do método dos elementos finitos a um túnel superficial escavado em solos residuais do granito foram apresentados e comparados com os fornecidos pela instrumentação. Apesar da fraca discretização do meio, consequência da capacidade limitada do computador usado, e do emprego de um modelo simples para simular o comportamento do maciço envolvente (Mohr-Coulomb), verificou-se existir uma concordância bastante razoável entre os deslocamentos medidos e os calculados. Com efeito, não só os valores finais dos deslocamentos calculados em diversos pontos do maciço foram bem aproximados, como as suas evoluções derivadas dos cálculos se aproximaram significativamente das medidas.

Para tal facto terá contribuído a correcta simulação do processo construtivo e a boa estimativa - feita com base em ensaios de campo e laboratoriais de uso generalizado - dos parâmetros definidores do modelo empregue para caracterizar o comportamento dos solos residuais envolventes do túnel.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia – Programa POCTI/ECM/2521/95 – Concepção, Projecto e Reabilitação de Túneis em Obras Viárias. Para além de agradecer esse apoio, os autores gostariam também de agradecer à Câmara Municipal do Porto por ter disponibilizado todos os elementos relacionados com o túnel em análise.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*. Tese de doutoramento. Universidade de Coimbra.
- Cardoso, A. S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicadas em Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento*. Tese de doutoramento. Universidade do Porto.
- Celestino, T. B., Ruiz, A. P. T. (1988). *Shape of settlement troughs due to tunnelling. Through different types of soft ground*. Felsbau 16, pp.118-121.
- Clough, G. W. and Leca, E. (1989). *Use of finite element methods for soft ground tunnelling*. Colloque Int. sur Tunnels e Microtunnels en Terrain Meuble: du chantier à la théorie, Paris, pp. 531-573.
- Eisenstein, Z. (1986). *The consolidation of numerical analysis to the design of shallow tunnels*. Geomechanical Modelling in Engineering Practice (ed. R. Dungar and J. A. Studer), A. A. Balkema Pub., pp. 135-164.
- Ferreira da Costa, A. (2001). *Concepção e Projecto de Túneis em Obras Viárias. Análise do Túnel 4 do Porto*. Tese de mestrado. Universidade do Minho.
- Gomes, R. A. M. P. (1999). *Análise da interacção solo-suporte em túneis considerando o comportamento dependente do tempo*. Tese de Mestrado em Geotecnia, Escola de Engenharia de S. Carlos da Universidade de S. Paulo.
- Ledesma, A., Romero, E. (1997). *Systematic backanalysis in tunnel excavation problems as a monitoring technique*. Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 3, pp. 1425-1428.
- Lopes, P., Monteiro, G., Moreira, A. P., Plasência, N. (2000). *Monitorização e observação do comportamento das obras do Túnel 4 – Porto*. Actas do VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. II, pp. 905-914
- Mair, R. J. (1999). *Design and construction of tunnels in soft ground*, Proc. 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, Vol.3, pp. 1915-1921.
- Topa Gomes, A (1998). *Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes. O túnel do Largo do Carregal na cidade do Porto*. Tese de Mestrado. Universidade do Porto.
- Vaughan, P. R., Kwan, C. W. (1984). *Weathering, structure and in situ stress in residual soils*. Géotechnique, Vol. 34, N.º 1, pp. 43-59.
- Viana da Fonseca, A.(1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de doutoramento. Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S. (1997). *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique, Vol. 47, pp. 633-651.