

ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE UM TÚNEL ABERTO NUM MACIÇO DE SOLO RESIDUAL DO GRANITO

Francisco F. Martins¹; Alexandra Ferreira da Costa² & Jorge Almeida e Sousa³

Resumo: Neste trabalho são apresentados, e confrontados com os fornecidos pela instrumentação, alguns resultados de uma análise tridimensional, através de modelos de elementos finitos, de um túnel superficial escavado em solos residuais graníticos na cidade do Porto, Portugal. Nessa análise tentou-se reproduzir a sequência completa da construção (fase de escavação e aplicação do suporte), tendo sido o comportamento mecânico dos solos reproduzido através de um modelo elástico perfeitamente plástico.

Palavras-Chave: Túneis; modelação numérica; análise tridimensional.

INTRODUÇÃO

Este trabalho trata da simulação numérica da abertura de um túnel superficial em solos residuais jovens (saprolíticos) de granito, na cidade do Porto (Túnel 4), através dum processo construtivo baseado nos princípios do NATM. O túnel tem 134m de desenvolvimento longitudinal e uma secção transversal com cerca de 95m², à qual corresponde um diâmetro equivalente de cerca de 11m. O seu recobrimento varia entre 5 e 13m.

A secção transversal do túnel foi escavada em duas fases (Figura 1). 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 escavação da abóbada.

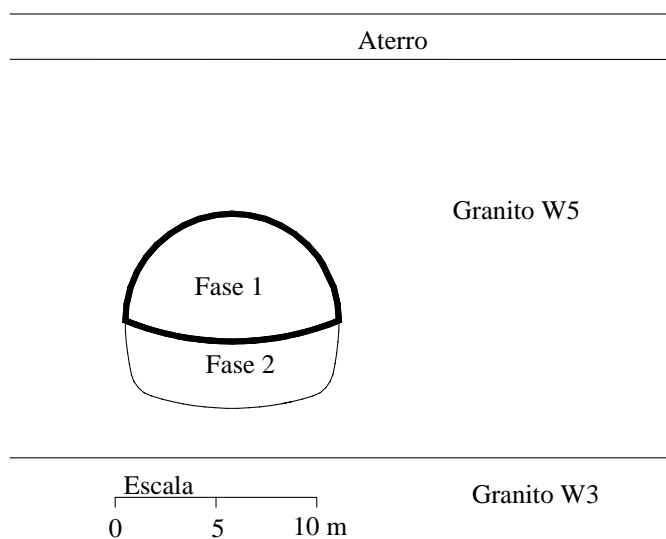


Figura 1 – Secção transversal do túnel e perfil geotécnico da secção analisada

ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

No subsolo do Porto predomina um granito de grão médio a grosseiro, alcalino com albite e ortose como feldspatos principais, com pequena percentagem de plagioclase e essencialmente moscovítico (“granito do Porto”).

A massa rochosa pode ser encontrada com todos os graus de alteração (W1 a W6). O facto de o desenvolvimento espacial da alteração ser totalmente irregular e errático 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 a existência, como mostra a Figura 1, de uma fina camada superficial de aterro, cobrindo um granito muito ou completamente alterado, W5, onde o túnel foi totalmente escavado, e uma massa granítica ligeiramente alterada,

¹ Professor Associado, UM; Dep. Eng. Civil, Universidade do Minho, Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal; tel.: +351 253510202; fax: +351 253510217; email: ffm@civil.uminho.pt

² Assistente, FEUP; Dep. Eng. Civil, FEUP, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal; tel.: +351 225081752; fax: +351 22508 1446/1891; email: alex@fe.up.pt

³ Professor Auxiliar, FCTUC; Dep. Eng. Civil, Polo II – FCTUC, Pinhal de Marrocos, 3030 Coimbra, Portugal; tel.: +351 239797127; fax: +351 239797267; email: jas@dec.uc.pt

W3. Dado o carácter errático da alteração 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 [1]. Relativamente à presença de água, 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. No que concerne aos primeiros, 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).

PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo usado baseou-se no método NATM e está esquematicamente representado na Figura 2. O avanço foi efectuado sob a protecção de enfilagens.

A escavação da abóbada foi dividida em duas fases para permitir aumentar a estabilidade da frente. A parte superior avançava um máximo de 4 lances, tendo cada um entre 0,8 e 1,0m de comprimento, sendo instalada após cada lance, 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. Uma nova malha electrosoldada era colocada após a realização dos 4 lances e completado o suporte primário com a execução de uma segunda camada de betão projectado (0,10m). Na frente de escavação era também aplicado betão projectado (0,05m).

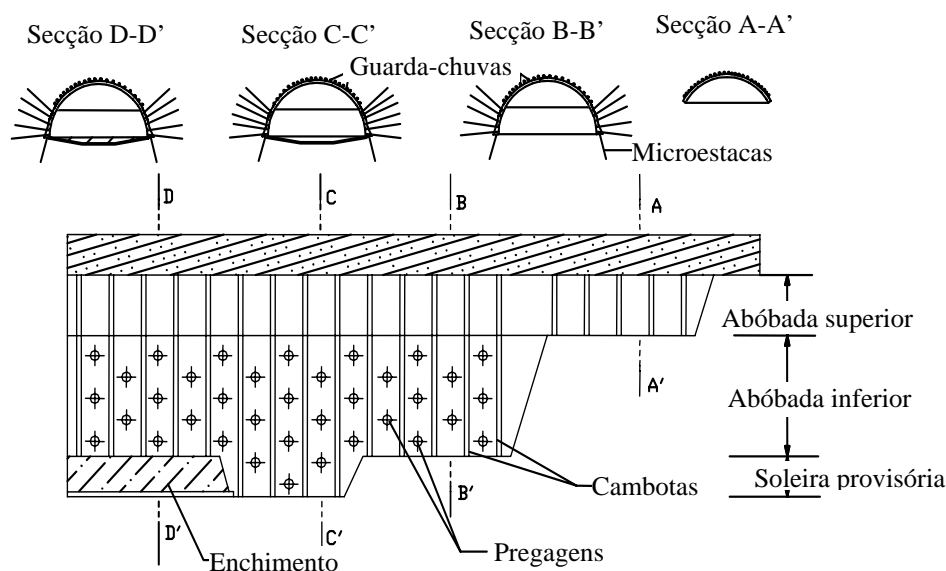


Figura 2 – Método construtivo (representação esquemática)

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 20cm de espessura, reforçada com uma malha electrosoldada, a uma distância máxima de 8m da frente.

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

MONITORIZAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Para controlar o processo construtivo e a segurança das estruturas e serviços existentes na vizinhança das obras, foram definidas três seções principais de monitorização. A disposição em perfil dos dispositivos instalados numa dessas seções encontra-se esquematizada na Figura 3.

Como se pode constatar, a instrumentação constou essencialmente de marcas topográficas à superfície para medir os deslocamentos verticais através de nivelamentos topográficos, de 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, de tubos inclinométricos para medição dos deslocamentos horizontais de pontos situados nas laterais do túnel e de bases colocadas no revestimento de betão para medições de convergências.

Durante a escavação, as frentes foram objecto de cartografia geológica, tendo em vista a obtenção de um registo contínuo das características do maciço escavado [1].

Como resultado desta 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 dessa secção foram substancialmente inferiores às registadas nas outras duas secções (B2 e B3), onde o maciço escavado se encontrava decomposto mais ou menos caulinizado.

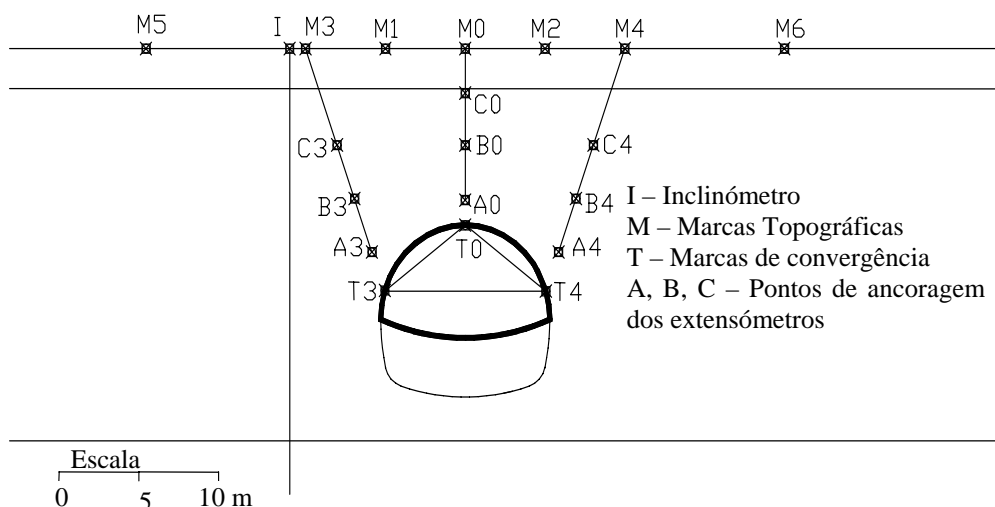


Figura 3 – Localização dos dispositivos de observação

DISCRETIZAÇÃO DO MEIO E SIMULAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Os estudos numéricos foram efectuados usando um programa de elementos finitos [2 e 3] direccionado para o cálculo geotécnico e que permite simular a escavação de túneis com a consideração das diversas fases construtivas de forma separada e sequencial e modelar o comportamento mecânico dos vários materiais e suas interfaces através de vários modelos constitutivos de complexidade variável.

As Figuras 4 (perspectiva) e 5 (corte longitudinal) representam a malha de elementos finitos utilizada nas análises tridimensionais. A malha representa um troço do túnel com uma extensão de 58,4m e um recobrimento de 9,6m (igual ao da secção analisada, B2) e é composta por 5820 pontos nodais e 6438 elementos isoparamétricos com oito pontos nodais. Na fronteira inferior da malha, localizada a uma profundidade de 57m, são impedidos quaisquer deslocamentos, enquanto que nas fronteiras laterais são impedidos os deslocamentos horizontais na respectiva direcção perpendicular.

Para simular o processo construtivo foram abertos de uma só vez 8m de túnel no primeiro incremento, tendo continuado a escavação por avanços de 1,6m. Admitiu-se que as partes superior e inferior da abóbada avançaram simultaneamente sendo a parte inferior escavada com um atraso de 3,2m em relação à parte superior e a soleira provisória fechada a uma distância de 6,4m 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.

PARÂMETROS ADOPTADOS NAS ANÁLISES

No Quadro 1 são apresentados os parâmetros definidores do estado de tensão inicial, admitido como geostático, e do comportamento mecânico das diferentes formações interessadas pela obra.

Quadro 1 – Parâmetros adoptados na definição do estado de tensão inicial e características mecânicas adoptadas

Solos	γ (kN/m ³)	K_0	E' (MPa)	ν'	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro	19	0,4	20	0.35	0	30
Solo residual (W5)	19	0,4	$33+5.3 \cdot z$	0.35	10	38
Granito (W3)	25	0,4	6000	0.20	300	52

z = profundidade

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 [4]. Viana da Fonseca [5] 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.

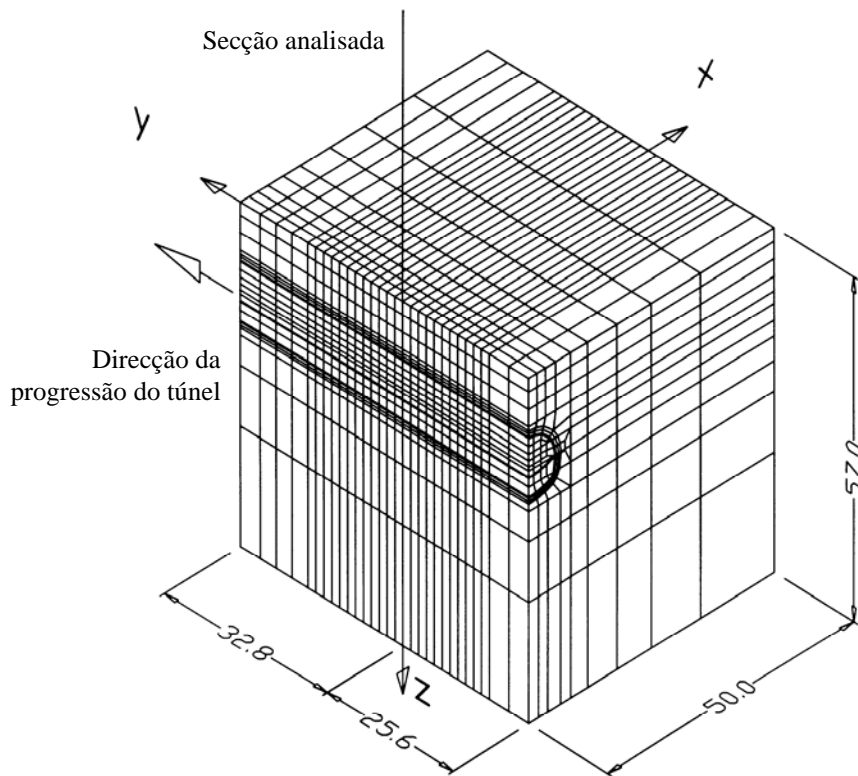


Figura 4 – Malha tridimensional adoptada

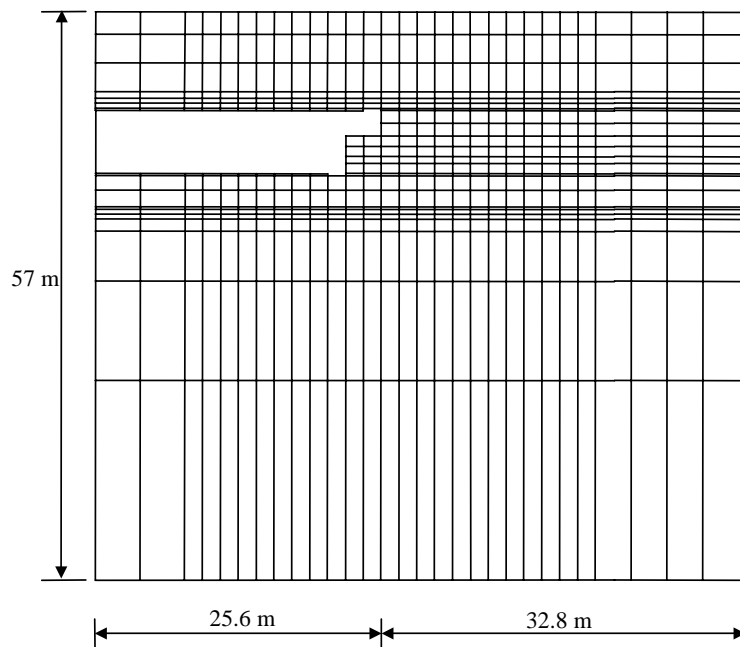


Figura 5 – Secção longitudinal da malha quando a face do túnel alcança a secção analisada

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.

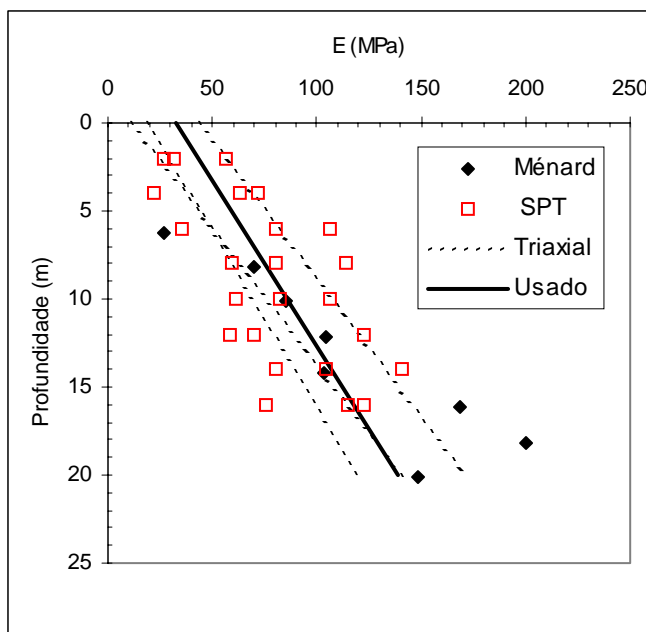


Figura 6 – Solo residual (W5) – variação em profundidade do módulo de deformabilidade

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 [3 e 6], que ilustram a variação em profundidade do módulo de deformabilidade. Com base nos trabalhos de Ledesma e Romero [7], que procederam a um conjunto de rectroanálises 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. [8].

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 ϕ') 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} [9].

RESULTADOS

As evoluções com o avanço da frente do assentamento máximo à superfície e dos assentamentos nas ancoragens dos três extensómetros E_0 , E_3 e E_4 estão representadas nas Figuras 7 e 8. Nessas figuras são apresentados os valores calculados e os valores observados.

Como o exame dessas figuras permite concluir, existe uma concordância bem razoável entre os assentamentos medidos e os calculados ao longo do processo construtivo. Com efeito, não só os valores finais dos assentamentos se aproximam bastante dos observados, como as suas evoluções derivadas dos cálculos se aproximam significativamente das medidas. Tal como o observado em obra, os assentamentos iniciam-se 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.

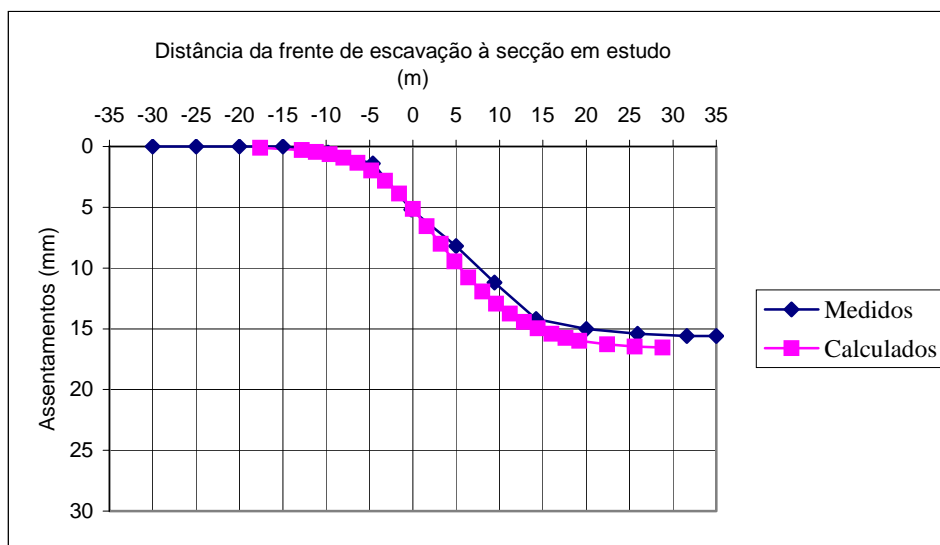


Figura 7 – Evolução com o avanço da frente do assentamento máximo à superfície

Excepção a esta concordância acontece apenas na ancoragem A do extensómetro E_4 , onde se verifica que o assentamento observado foi significativamente superior ao calculado. Tal facto está associado a sobreescavações importantes que se verificaram no ombral do túnel nas proximidades da secção analisada, consequência provável da existência de uma bolsada de solo com piores características mecânicas.

Na Figura 9 compara-se os perfis transversais dos assentamentos à superfície do terreno calculados numericamente com os fornecidos pela instrumentação em três últimas campanhas de medição: a primeira na altura em que a frente atingiu, a segunda quando aquela já tinha avançado 5m 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. 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.

A Figura 10 apresenta os valores dos assentamentos finais medidos e calculados bem como duas curvas que melhor ajustam os dados fornecidos pela instrumentação, uma e outra obtidas através da minimização do quadrado dos desvios.

Uma das curvas é a tradicional curva de Gauss, sendo a outra a curva do tipo yield density [10].

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.

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.

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 tridimensional do processo construtivo e a boa estimativa dos parâmetros definidores do modelo empregue para caracterizar o comportamento dos solos residuais envolventes do túnel.

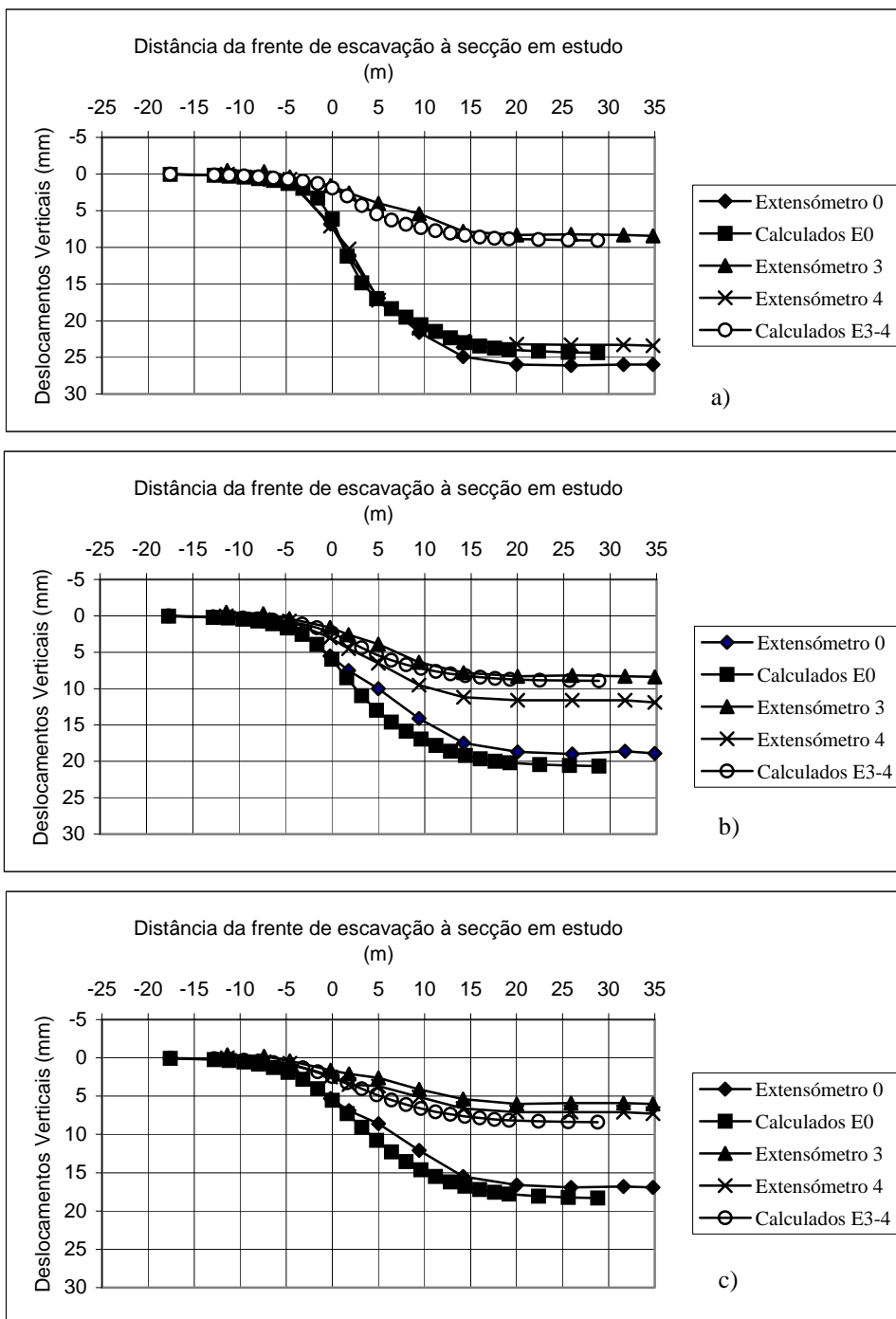


Figura 8 – Evolução com o avanço da frente dos assentamentos nos extensómetros E₀, E₃ e E₄ a) ancoragem A; b) ancoragem B; c) ancoragem C

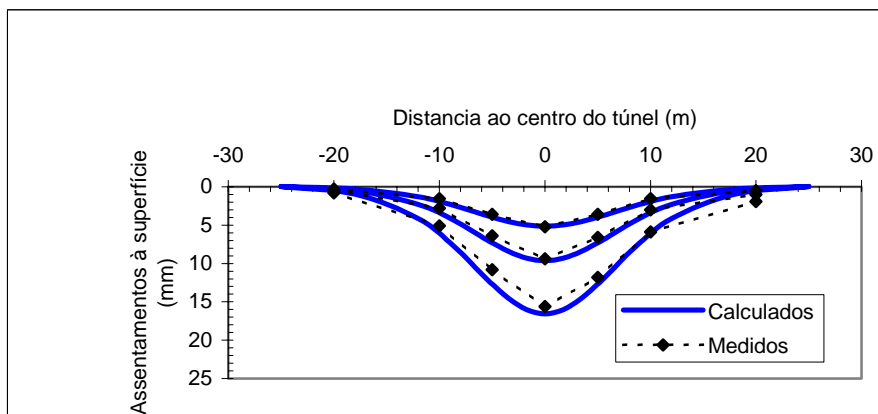


Figura 9 – Evolução dos perfis transversais dos assentamentos à superfície do terreno

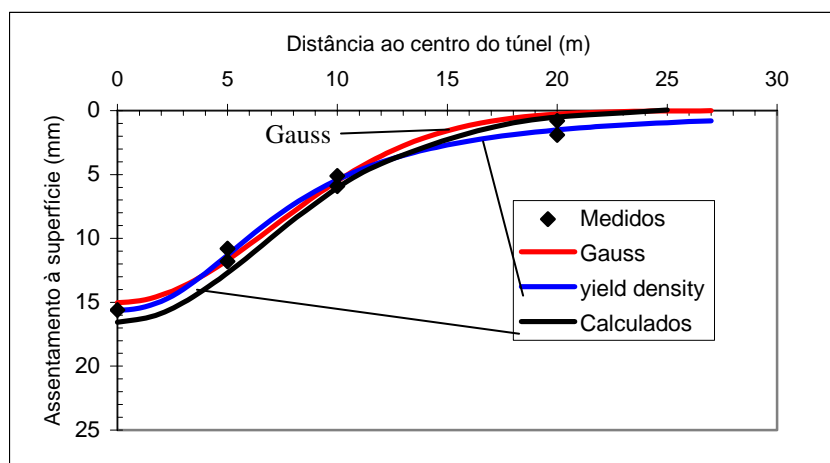


Figura 10 – Perfil transversal final dos assentamentos à superfície – comparação do perfil calculado com as curvas que melhor ajustam os dados da observação

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 fornecer todos os elementos relacionados com o túnel em análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] 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.
- [2] Cardoso, A. S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicadas em Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento*. Tese de doutoramento. Universidade do Porto.
- [3] Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*. Tese de doutoramento. Universidade de Coimbra.
- [4] 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.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] 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.