

RETROANÁLISE 3D DO TÚNEL DO TÉRMINO DE ODIVELAS. ANÁLISE DO RISCO DE DANOS EM EDIFÍCIOS ADJACENTES

3D back analysis studies of “término de Odivelas” tunnel in Lisbon. Application of a risk assesment methodology to evaluate potencial damages on buildings

Gonçalo Diniz Vieira*

Jorge Almeida e Sousa**

RESUMO – Neste trabalho apresenta-se a obra do túnel do Término de Odivelas, pertencente à Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa e os resultados da monitorização efectuada durante o ano de 2003. Em seguida determina-se os parâmetros que definem as curvas empíricas de Gauss e de Yield Density que melhor se ajustam à realidade, descreve-se a metodologia usada nos estudos de retroanálise da obra, com destaque para a modelação numérica tridimensional e retiram-se algumas conclusões acerca das características dos terrenos interessados pela escavação, pertencentes à Formação de Benfica. Em seguida, descreve-se uma metodologia de avaliação do risco de danos em edifícios, efectuada com base em métodos empíricos e análises numéricas bidimensionais e tridimensionais. Comparam-se os resultados obtidos da sua aplicação a um edifício de cinco pisos situado nas proximidades do túnel do Término de Odivelas. Por fim, retiram-se algumas conclusões acerca da importância da consideração da rigidez equivalente do edifício e a sua interacção com o meio circundante.

SYNOPSIS – In this paper it is presented the Término de Odivelas tunnel, comprised in the Yellow Line extension of Lisbon’s underground. This case study includes the results observed during the tunnel’s construction – which occurred during the year of 2003 – and the adjustments to the parameters defining the empirical curves that foresee the movements induced by the tunnel construction. Back analysis studies are executed and described, with evidence to tridimensional numerical formulations that have allowed to draw some conclusions on geotechnical parameters and characteristics of the geological formations affected by the tunnel’s construction (the soil is comprised in the usually designated Benfica’s Formation). Then, it is proposed and described a risk assessment methodology able to evaluate the potential damages caused in those pre-existing buildings. The results obtained through the use of this methodology, giving evidence to tridimensional numerical formulations, are compared with the case study of a five-storage building located near the Odivelas tunnel. In the final, major conclusions regarding the importance of the building’s rigidity and its interaction with the surrounding scene are drawn.

PALAVRAS CHAVE –Túneis; Interacção solo-estrutura; Retroanálise 3D; Análise de risco de danos em edifícios.

* Eng. Civil, Mestre em Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica – LISCONCEBE S.A.,
E-mail: goncalodv@gmail.com

** Professor Doutor, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC),
E-mail: jas@dec.uc.pt

1 – INTRODUÇÃO

Quem estuda e projecta obras subterrâneas, em especial túneis construídos em meios densamente povoados, tem necessariamente de se preocupar com as estruturas existentes e avaliar/prever da forma mais aproximada possível os danos que lhes poderá causar.

Ora quanto melhor se entender o comportamento de um túnel e a sua interacção com a envolvente mais correcta será a avaliação dos potenciais danos induzidos. Para tal é usual recorrer-se à experiência adquirida em obras já executadas de forma a retirar alguns ensinamentos através, entre outros, de estudos paramétricos de retroanálise.

Neste sentido, a primeira parte deste trabalho pretende contribuir para a divulgação dos resultados da retroanálise realizada após a conclusão do túnel do Término de Odivelas.

Na segunda parte deste trabalho apresenta-se uma metodologia que pretende avaliar os efeitos da escavação dos túneis nos edifícios e infraestruturas existentes à superfície, para as várias fases de desenvolvimento de um projecto de túneis, baseada na experiência adquirida em Inglaterra na *Jubilee Line Extension* (Franzius 2003).

Para um melhor entendimento (i) faz-se um resumo dos movimentos associados à escavação de túneis superficiais, (ii) listam-se os métodos capazes de estimar esses deslocamentos, (iii) ilustra-se os movimentos experimentados pelos edifícios, (iv) classificam-se os danos de forma qualitativa e quantitativa e (v) define-se um conceito de risco de danos admissível. Por fim, avalia-se os resultados obtidos da sua aplicação para o caso de um edifício de cinco pisos (Lote 26) situado nas proximidades do túnel do Término de Odivelas.

2 – DESCRIÇÃO DA OBRA E ENVOLVENTE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

O troço 2 do túnel do Término de Odivelas foi construído durante o ano de 2003 no âmbito do prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa entre o Campo Grande e Odivelas. O túnel tem cerca de 120 metros de extensão e fica compreendido entre o Posto de Tracção e o Posto de Ventilação PV4, onde a galeria atravessa o maciço a pouca profundidade sob alguns edifícios localizados à superfície (Figura 1).

O troço em análise desenvolve-se ao longo da formação geológica terciária de natureza sedimentar detrítica de origem continental, datada do Oligocénico, denominada por Formação *de Benfica* (ϕ). O túnel interessa maioritariamente a camada inferior (ϕ_{1c}) caracterizada como um complexo arenoso-silto-argiloso, com predominância de fracção arenosa e com ocorrências de seixos e calhaus rolados, umas vezes concentradas, outras dispersas. Para a sua caracterização geológica e geotécnica recorreu-se à execução de três sondagens verticais à rotação com colheita contínua de amostra, duas das quais (ST52 e ST53 – Figura 2) situadas nos limites do troço em estudo. Os furos de sondagem foram acompanhados por ensaios de penetração dinâmica (SPT) e instalou-se 2 piezómetros nos furos ST51 e ST52.

Durante o decorrer da obra foi possível observar que o maciço possui níveis lenticulares arenosos dispersos, de pequena espessura, que servem de caminho preferencial de percolação da água no interior do maciço. Esta situação pode ser observada a partir do registo fotográfico e da cartografia geológica da frente de escavação (Figuras 3 e 4). Este facto contribuiu para o aparecimento de água na frente que obrigou ao rebaixamento do nível freático na envolvente à obra.

Os parâmetros geotécnicos de projecto (Quadro 1) foram determinados com base na observação dos tarolos das sondagens, nos resultados dos ensaios SPT e na experiência adquirida em obras realizadas em formações semelhantes, nomeadamente na zona do Poço de Ataque da Linha Amarela. No entanto, já na fase de projecto se considerou que o valor adoptado para a coesão poderia ser optimista face aos resultados da observação visual do testemunho (Ferconsult 2001).

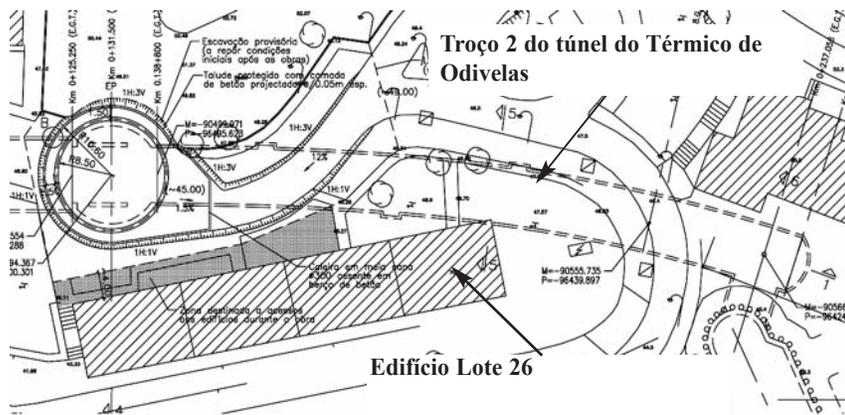


Fig. 1 – Traçado em planta do túnel do Têrmico de Odivelas

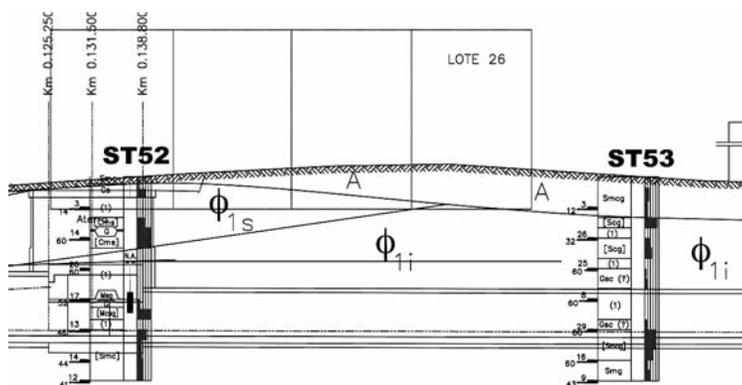


Fig. 2 – Perfil geológico e geotécnico interpretativo.



Fig. 3 – Frente de escavação ao km 0+174.

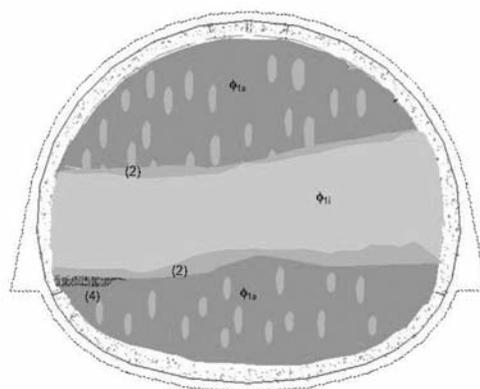


Fig. 4 – Cartografia da frente ao km 0+174.

Quadro 1 – Parâmetros de cálculo da camada inferior da *Formação de Benfica* (ϕ_1).

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν	K_0
21	50	35	160	0,25	0,5

A metodologia de construção baseou-se na filosofia associada ao NATM (New Austrian Tunnelling Method) e previu a aplicação de pré-suporte na frente composto por enfilagens de colunas de *jet grouting* armadas com tubos metálicos, instaladas no contorno exterior da abóbada, pregagens na frente em fibra de vidro e manutenção de banqueteta frontal, além de drenos subhorizontais em avanço e drenos de vácuo subverticais na base dos hasteais.

A existência de edifícios à superfície condicionou o procedimento construtivo, tendo sido reforçado em função da sua sensibilidade a movimentos induzidos pela escavação, através da introdução de uma segunda família de enfilagens sobre a abóbada, a execução de soleira provisória entre as fases de calota e destroça e a execução de colunas subverticais de *jet grouting* para reforço das fundações dos hasteais (Melâneo *et al.* 2004).

Na Figura 5 representa-se esquematicamente a secção transversal da galeria em secção aberta e fechada, diferenciando o processo construtivo da execução, ou não, de soleira provisória na 1ª fase de escavação, no momento da aplicação do suporte inicial.

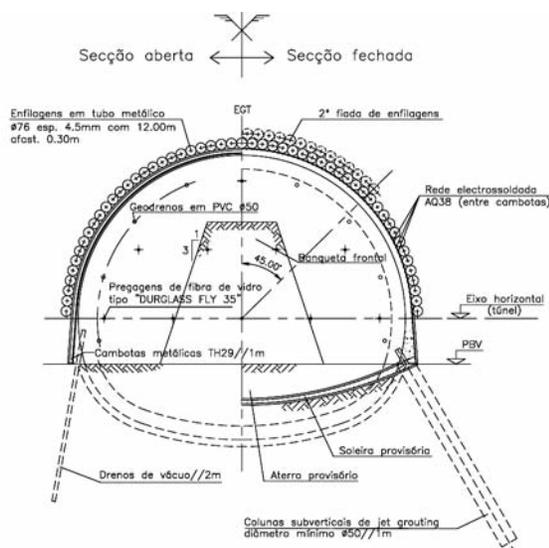


Fig. 5 – Escavação da secção transversal.

3 – INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO DA OBRA

Para realizar o acompanhamento das obras e monitorizar o seu comportamento estrutural e dos edifícios à superfície foi implementado um Plano de Instrumentação e Observação, estendido à área de influência do túnel, que compreendeu a instalação de extensómetros duplos, marcas de nivelamento superficial, inclinómetros, pinos de convergência no interior do túnel e piezómetros de tubo aberto. Estes aparelhos foram instalados em secções transversais de instrumentação que distam cer-

ca de 20m no sentido longitudinal do túnel (Figuras 6 e 7). Nos edifícios superficiais localizados dentro do perímetro de influência dos trabalhos de escavação (lotes 23 a 26) foram colocadas réguas graduadas para nivelamento geométrico e alvos reflectores.

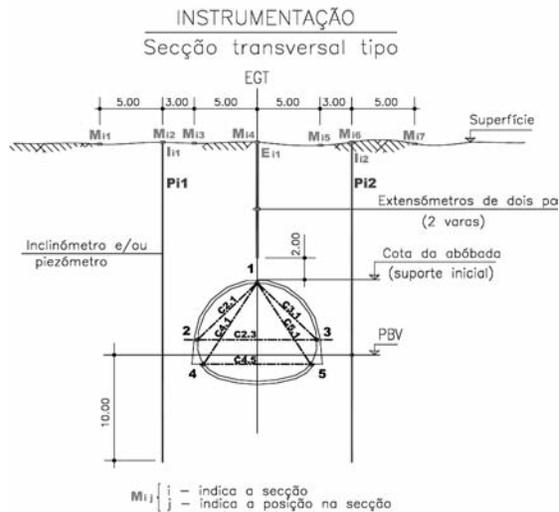


Fig. 6 – Secção de instrumentação tipo.

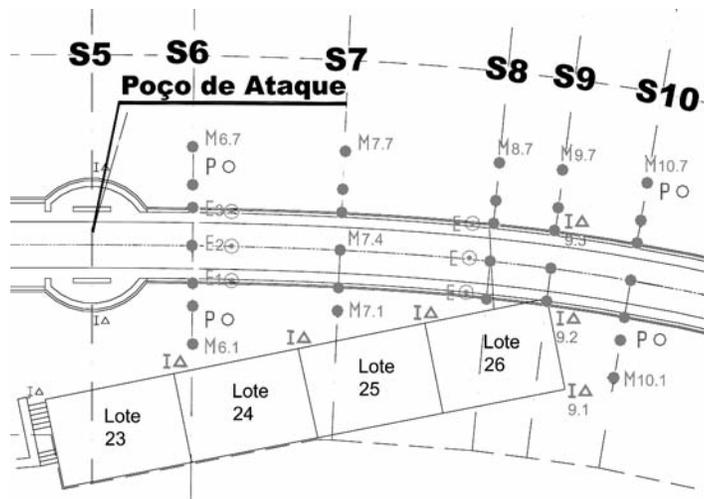


Fig. 7 – Localização dos aparelhos em planta.

Das leituras efectuadas destaca-se os assentamentos máximos à superfície que, na generalidade das secções transversais ao túnel, excederam os valores máximos previstos no projecto de execução, cuja grandeza ascendia a 8 a 10 mm.

Tendo presente a importância da previsão dos movimentos associados à construção de túneis através de métodos empíricos, nomeadamente nas fases preliminares do projecto, efectuou-se o

ajuste de alguns parâmetros que controlam as curvas empíricas de Gauss e de Yield-Density, de modo a aproximar os resultados aos observados em obra. A curva de distribuição normal ou de Gauss é usualmente a mais utilizada, podendo ser definida com base em apenas dois parâmetros: o assentamento máximo à superfície sobre o eixo do túnel (δ_{max}) e a abscissa do ponto de inflexão (i), através da expressão:

$$\delta(x) = \delta_{max} \cdot \exp(-x^2/2i^2) \tag{1}$$

Celestino e Ruiz (1998) propuseram uma nova curva para previsão dos deslocamentos superficiais, do tipo Yield-Density (YD), definida por três parâmetros (δ_{max} , a , b) e portanto mais flexível do que a tradicional curva de Gauss, dada pela seguinte expressão:

$$\delta(x) = \delta_{max} / [1 + (|x|/a)^b] \tag{2}$$

O ajuste foi efectuado para as secções de instrumentação S8 e S9, tendo-se obtido coeficientes de correlação aceitáveis para ambas as curvas, entre 0,81 e 0,97, donde se pode concluir que ambas as curvas se aproximaram bastante bem ao perfil de assentamentos registado à superfície (Figura 8). Os parâmetros das curvas que melhor se ajustam aos assentamentos medidos, situam-se dentro dos intervalos definidos no Quadro 2.

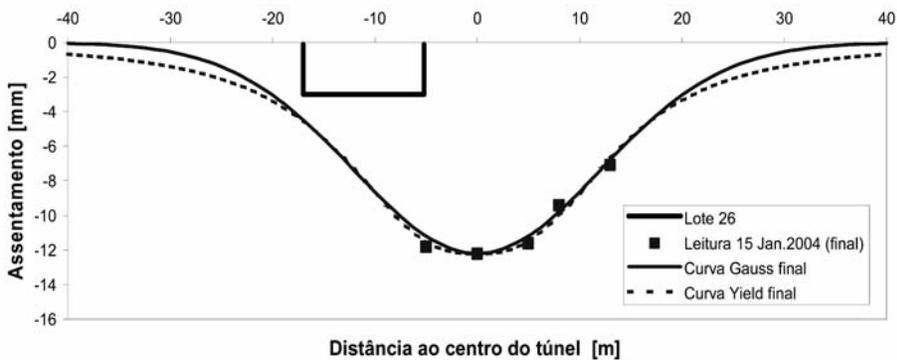


Fig. 8 – Secção S9: Ajuste com curvas de Gauss e YD.

Quadro 2 – Parâmetros ajustados das curvas de Gauss e YD.

Gauss	YD
$8,1 < i < 12,0$	$0,9 < a/D < 1,4$
$0,36 < K=i/Z_0 < 0,53$	$1,7 < b < 2,7$

sendo: Z_0 – profundidade do eixo; D – diâmetro do túnel.

4 – ESTUDOS DE RETROANÁLISE – ANÁLISE NUMÉRICA 3D

A informação disponível, tanto da fase de estudos de projecto como na fase de construção da obra, permitiu detectar algumas diferenças entre os resultados previstos e os observados, nomeadamente:

- i) a nível das convergências nos hasteais da galeria, tendo-se registado valores de 5 a 7mm para o interior da escavação, enquanto os resultados de projecto apontavam para deslocamentos horizontais praticamente nulos nos hasteais;

ii) a nível dos assentamentos superficiais, onde os assentamentos máximos registados nas marcas topográficas (cerca de 14mm) são superiores aos previstos nos estudos de projecto (8 a 10mm);

Estas diferenças alertaram para o facto de algumas das hipóteses assumidas nos estudos de projecto não se ajustarem à realidade, sendo o ponto de partida para a realização de estudos de retroanálise. Os estudos foram efectuados com recurso a análises paramétricas em modelos tridimensionais de elementos finitos, ajustando os resultados numéricos às leituras registadas pelos aparelhos de instrumentação da obra. Deu-se especial atenção ao valor do coeficiente de impulso em repouso, módulo de deformabilidade e coesão do maciço (Diniz Vieira 2007).

Assim, simulou-se a construção do túnel do troço 2 do Término de Odivelas num modelo tridimensional complexo em elementos finitos (3DEF), realizado no programa Plaxis 3D, que permite a simulação das diversas fases de escavação e suporte, tanto transversal como longitudinal, tornando possível a reprodução da construção do túnel de forma muito aproximada. Admitiu-se para os terrenos envolventes à escavação do túnel um comportamento elástico perfeitamente plástico segundo a lei de Mohr-Coulomb. O modelo possui 13895 elementos finitos triangulares e 38010 pontos nodais, 80 metros de comprimento, 80 metros de largura e 45 metros de profundidade (Figuras 9 e 10), tendo sido simulada uma sequência construtiva em 53 fases.

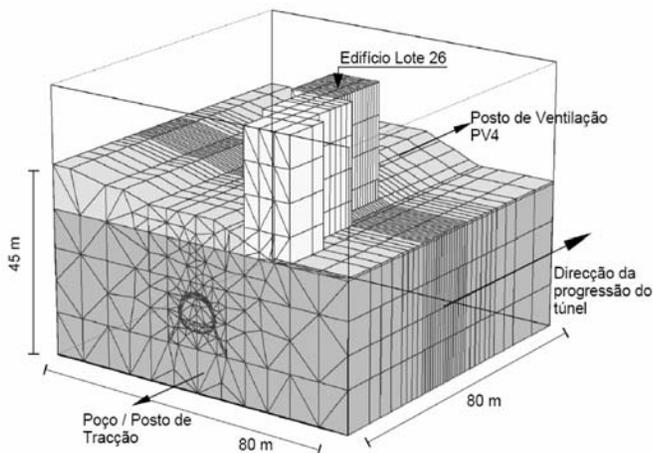


Fig. 9 – Modelo tridimensional de elementos finitos – Plaxis.

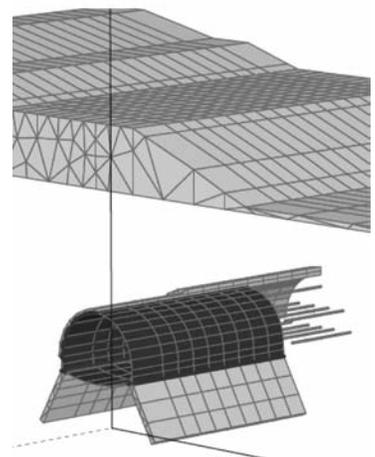


Fig. 10 – Pormenor da modelação do túnel.

Inicialmente os cálculos foram realizados em condições drenadas, considerando os parâmetros geotécnicos utilizados na fase de projecto o que permitiu a comparação dos resultados obtidos por via numérica com os reais, retirados da instrumentação da obra. Na Figura 11 ilustra-se a diferença obtida nos assentamentos superficiais para a secção S8.

Posteriormente, pretendeu-se aproximar os resultados obtidos dos cálculos numéricos aos valores lidos em obra através da resolução do problema inverso, que seguiu a aproximação por minimização dos resíduos (método indirecto), realizada de forma iterativa e “manual”, sem recurso a códigos automáticos para minimização de funções. Para tal, efectuaram-se análises de sensibilidade paramétrica fazendo variar os parâmetros do maciço escavado considerados mais relevantes, que controlam o comportamento da galeria, já referidos anteriormente (K_0 , c' e E).

A retroanálise tridimensional culminou com a aferição de alguns dos parâmetros geotécnicos dos terrenos interessados pela escavação utilizados no projecto, traduzindo-se:

- i) no aumento do valor do coeficiente de impulso em repouso, para cerca de 0,65 a 0,70, de modo a traduzir o provável estado de sobreconsolidação do maciço Oligocénico;

- ii) na diminuição do valor da coesão para cerca de 10 kPa, decorrente da predominância da fracção arenosa observada em obra;
- iii) na diminuição do valor do módulo de deformabilidade do maciço escavado, pertencente à *Formação de Benfica*, para cerca de 80 a 100 MPa.

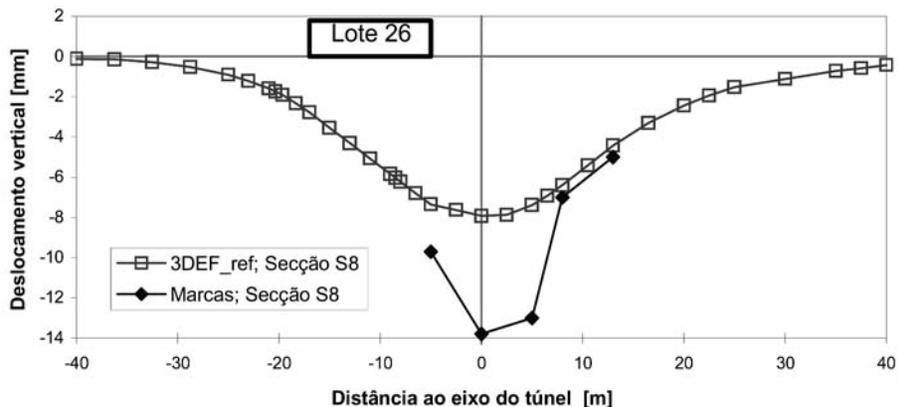


Fig. 11 – Secção S8: comparação dos assentamentos à superfície.

Com base nos novos parâmetros aferidos, procurou-se obter o valor da taxa de desconfinamento do maciço na altura da colocação do suporte (λ_{s0}) que melhor se adapta à realidade observada. Para tal determinou-se a curva de convergência na abóbada através de modelação bidimensional, tendo em consideração a existência do pré-suporte, e a curva de deslocamento na abóbada em função da distância à frente de escavação com recurso ao cálculo tridimensional.

Considerando que o suporte foi instalado a cerca de um metro da frente de escavação retirou-se o valor do deslocamento radial da 2ª curva ($u_{s0}=15$ mm) que foi introduzido na 1ª curva para se determinar o valor do coeficiente de desconfinamento concomitante (Figura 12).

Os resultados obtidos revelaram que para as condições de escavação deste troço o valor de λ_{s0} é de aproximadamente 60% (Diniz Vieira 2007).

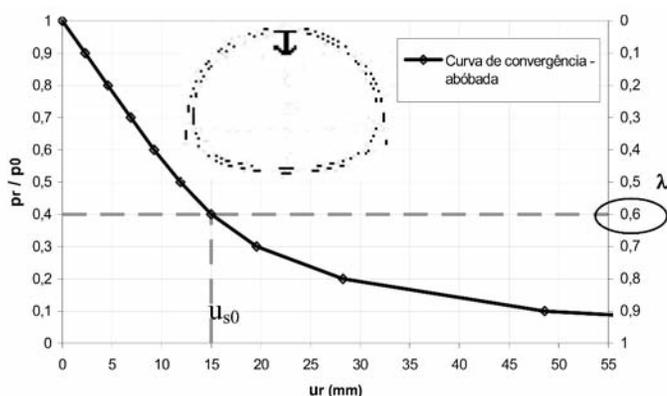


Fig. 12 – Curva de convergência na abóbada; Interação maciço-suporte.

Em seguida apresentam-se alguns dos resultados mais relevantes obtidos por simulação numérica tridimensional no modelo aferido com base nos estudos de retroanálise e comparam-se com as

leituras registadas nos aparelhos de instrumentação localizados no túnel do troço 2 do Término de Odivelas. Deu-se mais importância às secções S8 e S9 por se encontrarem aproximadamente a 2 do troço e atravessarem o edifício Lote 26.

Na Figura 13 representa-se a evolução dos assentamentos superficiais num ponto situado a eixo da secção S8, em função da distância à frente de escavação, tendo em conta a componente associada ao rebaixamento do nível freático de 2 a 3 mm.

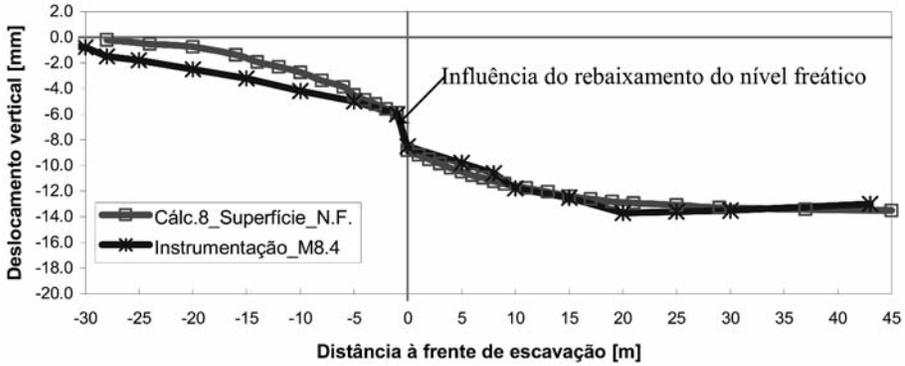


Fig. 13 – Secção S8: evolução dos assentamentos à superfície.

Na Figura 14 encontram-se representados os perfis transversais de assentamento à superfície obtidos no cálculo numérico tridimensional e as leituras registadas nas marcas topográficas instaladas na secção S8, para três momentos de execução da obra: quando a frente de escavação se encontrava 10m atrás da secção S8, na secção S8 e 20m à frente da mesma (também designados por -D; Frente e +2D).

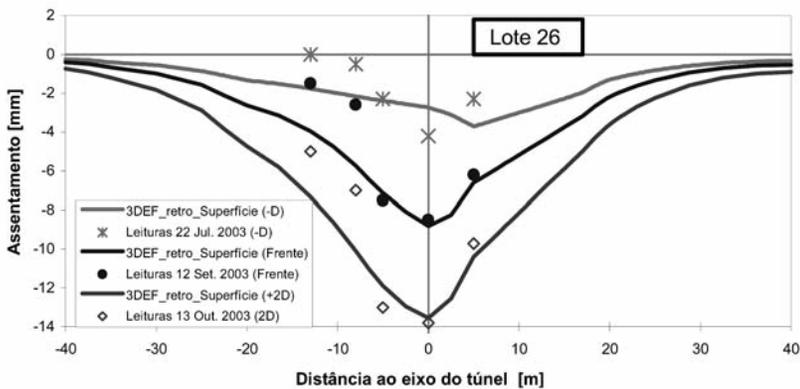


Fig. 14 – Secção S8: assentamentos à superfície versus leituras das marcas topográficas.

Da observação dos gráficos é possível verificar que os resultados numéricos se aproximam dos registados em obra, principalmente após a frente de escavação atravessar a secção analisada.

Na Figura 15 apresenta-se a evolução dos deslocamentos horizontais ao nível dos hasteais da galeria obtidos no cálculo numérico 3D e os valores registados em obra. Da análise da figura é possível observar que os deslocamentos horizontais se dirigem no sentido da escavação para o interior da galeria, *i.e.*, os hasteais tendem a convergir, o que está de acordo com as leituras efectuadas no interior da galeria.

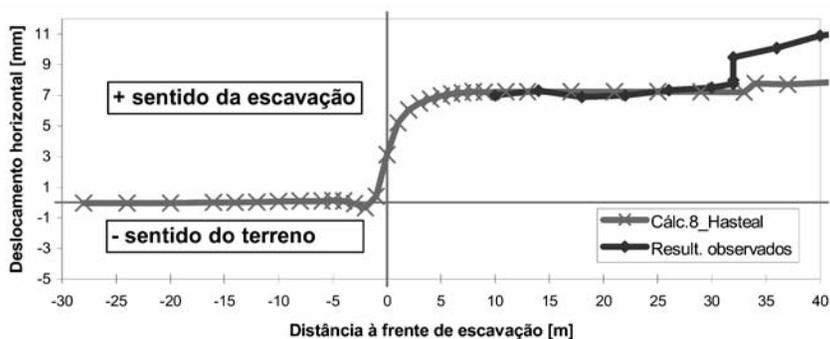


Fig. 15 – Secção S8: evolução dos deslocamentos horizontais.

5 – RISCO DE DANOS EM EDIFÍCIOS - ANÁLISE METODOLÓGICA

Os túneis construídos em zonas urbanas são normalmente pouco profundos e provocam inevitavelmente assentamentos à superfície que podem danificar os edifícios e infraestruturas existentes.

A previsão das deformações induzidas nas estruturas e a análise do risco de danos é uma parte essencial do projecto de túneis em meios urbanos que é transversal às várias fases de concepção, desde o planeamento e estudos de viabilidade, passando pelo projecto de execução até à sua construção. Aliás, a nova legislação relativa à contratação pública (DL 18/2008 de 29 de Janeiro; Portaria 701-H/2008 de 29 de Julho – art.131º, alínea s)) vem introduzir como parte obrigatória do projecto de execução de túneis a avaliação das classes de danos das edificações adjacentes ao túnel com base na avaliação dos deslocamentos, dando seguimento a uma prática já corrente.

Na previsão dos movimentos induzidos é frequente o recurso a formulações empíricas e simulações numéricas bidimensionais admitindo a superfície do terreno livre, i.e., desprezando a interacção entre o solo e a estrutura. No entanto, as recomendações da International Tunnelling Association sugerem que a rigidez dos edifícios não deve ser desprezada pois tem grande influência no nível e no tipo de deformações provocadas pela escavação e, conseqüentemente, nos potenciais danos causados nos mesmos.

5.1 – Deslocamentos e danos em edifícios induzidos pela escavação de túneis em solos

O primeiro passo para a avaliação do risco de danos num edifício consiste em determinar os perfis de deslocamentos, verticais e horizontais, ao nível da cota das fundações do edifício. A influência da escavação faz-se sentir a alguma distância da frente, provocando assentamentos e deslocamentos horizontais, transversais e longitudinais, como se pode observar na Figura 16.

Enquanto que, em condições de simetria relativamente à secção transversal, os assentamentos crescem progressivamente à medida que a frente de escavação se aproxima, atingindo o valor máximo ao eixo da galeria, os deslocamentos horizontais são nulos sobre o eixo do túnel e os seus valores máximos ocorrem em pontos próximos dos pontos de inflexão do perfil transversal dos assentamentos. No sentido longitudinal, verifica-se que os deslocamentos crescem à medida que a frente de escavação se aproxima da secção em análise, atingindo o valor máximo quando a frente se encontra sobre a mesma. O deslocamento decresce posteriormente para valores residuais à medida que a escavação progride e a frente se afasta (Figura 17).

Estes deslocamentos superficiais, que progridem com o avanço do túnel, são responsáveis pela perturbação das estruturas pré-existent localizadas dentro da faixa de influência da escavação, podendo provocar assentamentos diferenciais e extensões nos edifícios capazes de causar danos mais ou

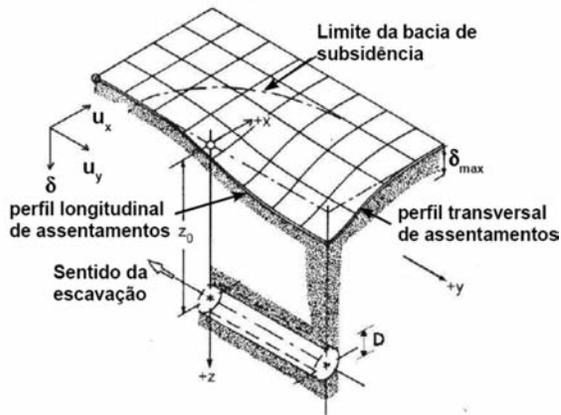


Fig. 16 – Representação 3D da bacia de subsidência.

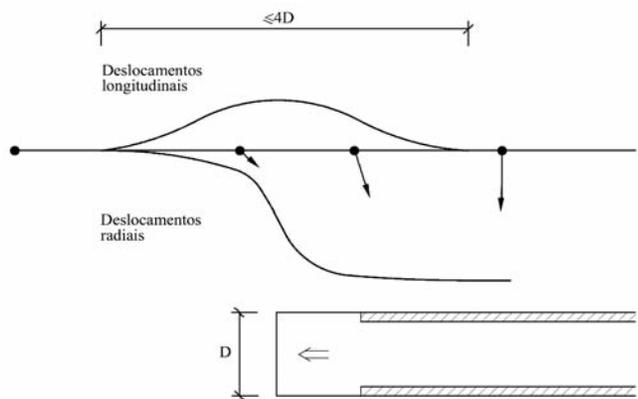


Fig. 17 – Deslocamentos longitudinais e radiais (adaptado de Almeida e Sousa 1998).

menos graves, potenciando o aparecimento de patologias. Na Figura 18 ilustra-se os diferentes tipos de movimentos transversais ao túnel experimentados pelos edifícios.

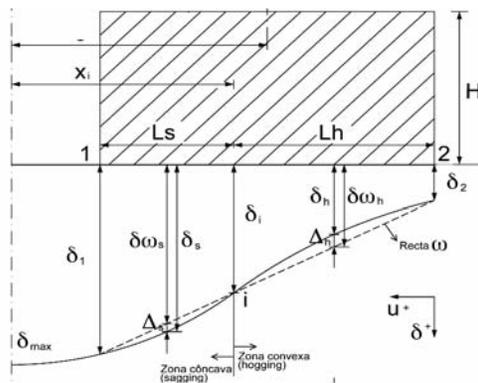


Fig. 18 – Esquema de deformações e distorções transversais ao túnel (Diniz Vieira 2007).

Os parâmetros tradicionalmente associados a critérios de avaliação dos danos em edifícios são o assentamento total (δ), o assentamento diferencial ($\Delta\delta$) e a distorção angular (β). Burland e Wroth (1974) mostraram que a deformação horizontal é um parâmetro fundamental para avaliar a fissuração em paredes de alvenaria. Boscardin e Cording (1989) aplicaram a teoria da viga em meio elástico e incluíram o parâmetro de extensão de tracção horizontal (ϵ_h) relacionando-o com a distorção angular. Em 1995, Burland estabeleceu um critério de danos em estruturas relacionando-os com a deformação horizontal (ϵ) e a razão de deflexão (Δ/L), para zonas distintas de comportamento do edifício, côncava e convexa.

A consideração da rigidez dos edifícios na avaliação dos danos foi estudada por Potts e Addenbrooke (1997) com recurso a modelos bidimensionais, e culminou na introdução de parâmetros que traduzem a rigidez relativa entre o maciço e o meio adjacente e na sua aplicação através de gráficos de dimensionamento expedito. Posteriormente, Franzius (2003) complementou os estudos com análises numéricas tridimensionais de forma a avaliar a influência da geometria da estrutura não só na direcção transversal mas também na direcção longitudinal.

Nesta teoria, denominada por método da rigidez relativa modificada, definem-se dois parâmetros, a rigidez de flexão relativa modificada ρ^*_{mod} e a rigidez axial relativa modificada α^*_{mod} (expressões 3 e 4), função das rigidezes de flexão e axial equivalentes do edifício (EI ; EA), do módulo de deformabilidade do solo (E_s), do comprimento do edifício nas direcções transversal (L_x) e longitudinal (L_y) ao eixo do túnel e da profundidade do mesmo (Z_0). Estes parâmetros devem ser introduzidos em gráficos de dimensionamento expedito (Figura 19) para, em conjunto com as correlações empíricas de classificação de danos propostas por Burland ou Boscardin e Cording, se obter o potencial risco de danos tendo em conta a influência do edifício.

$$\rho^*_{mod} = \frac{EI}{E_s L_x^2 Z_0 L_y} \quad (3)$$

$$\alpha^*_{mod} = \frac{EA}{E_s L_x L_y} \quad (4)$$

A previsão dos movimentos do terreno induzidos à superfície pode ser efectuada a partir de formulações empíricas baseadas na observação de várias obras e na experiência dos autores, ou recorrendo a modelos numéricos de elementos finitos, bidimensionais ou tridimensionais, tendo em atenção o faseamento construtivo e a interacção solo-estrutura.

Dos métodos empíricos mais utilizados destaca-se a curva de distribuição normal, também designada por curva de Gauss já atrás referenciada, que desde finais da década de 60 tem vindo a ser utilizada na estimativa dos assentamentos provocados pela escavação de túneis em diferentes situações. Notar que estas curvas resultaram da observação de inúmeras obras, quase todas realizadas num meio sem constrangimentos à superfície e que portanto não reflectem a influência das estruturas superficiais.

Os métodos numéricos constituem, actualmente, a ferramenta mais potente na previsão dos deslocamentos induzidos pela escavação de túneis. Quando simulados em estado de deformação plana, os modelos bidimensionais necessitam de introduzir algumas hipóteses relativas ao processo de desconfinamento ligado ao faseamento da escavação. Apenas os modelos tridimensionais (Figura 20) permitem considerar o carácter tridimensional do problema de uma forma directa, tirando partido do faseamento construtivo longitudinal e deste modo simular da forma mais aproximada a complexidade de situações ligadas à realização dos trabalhos de escavação, desde a heterogeneidade do solo, geometria do túnel e diferentes fases de escavação e de aplicação do suporte e de medidas de reforço.

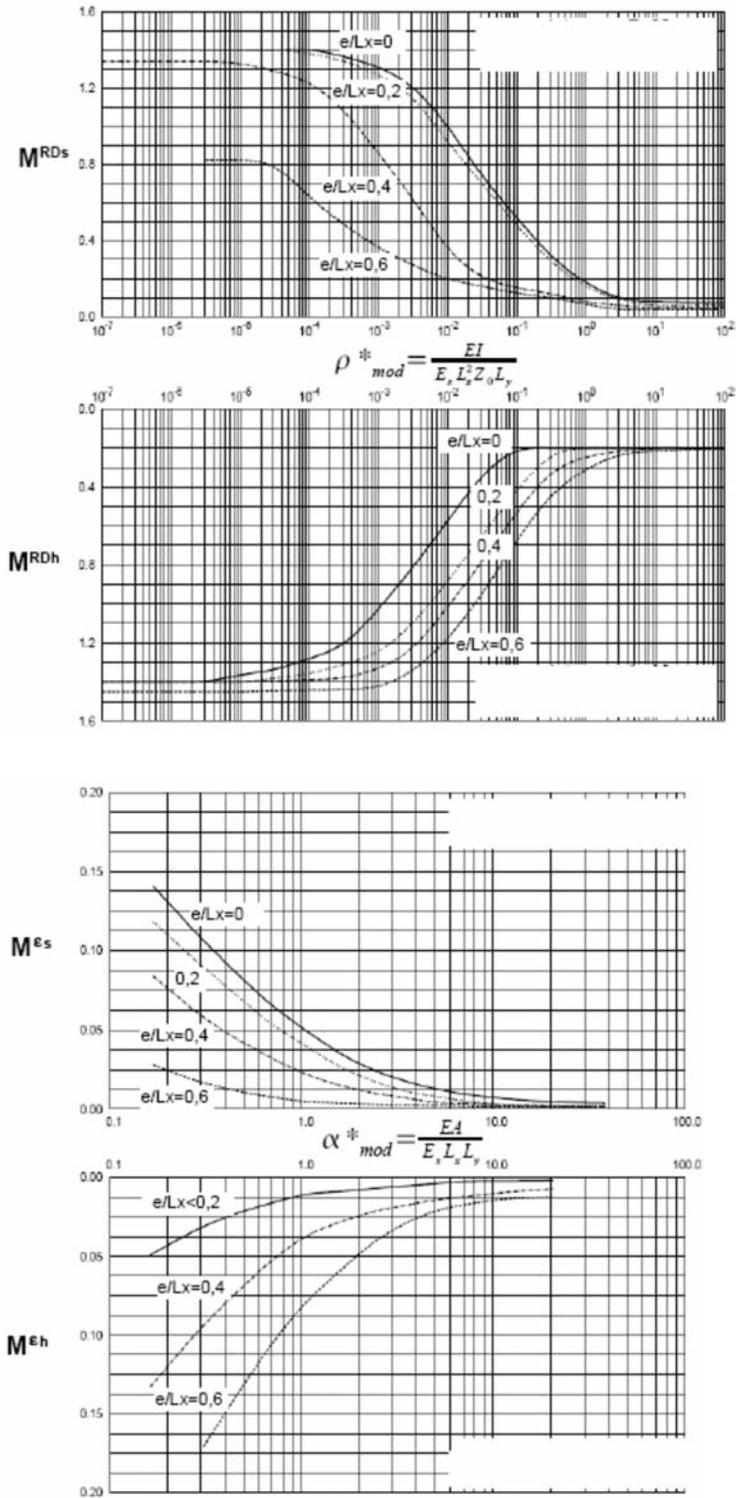


Fig. 19 – Curvas de dimensionamento em função de ρ^*_{mod} e α^*_{mod} (adaptado de Franzius 2003).

Os resultados obtidos de modelos tridimensionais permitem ainda avaliar qual a fase de escavação longitudinal que provoca maior rotação global num edifício superficial, não restringindo a análise ao plano transversal. Com efeito, com base nos assentamentos dos quatro cantos do edifício (Figura 21) é possível determinar a rotação relativa tridimensional (θ_{LxLy}) através da expressão proposta por Franzius (2003):

$$\theta_{LxLy} = \left[\frac{\delta_a - \delta_b}{L_y} - \frac{\delta_c - \delta_d}{L_x} \right] L_x \quad (5)$$

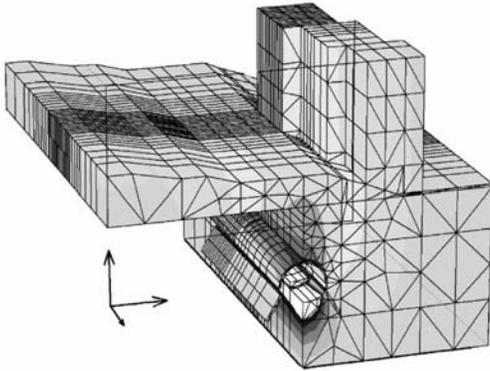


Fig. 20 – Deslocamentos (escala cromática) obtidos num modelo 3D (Plaxis).

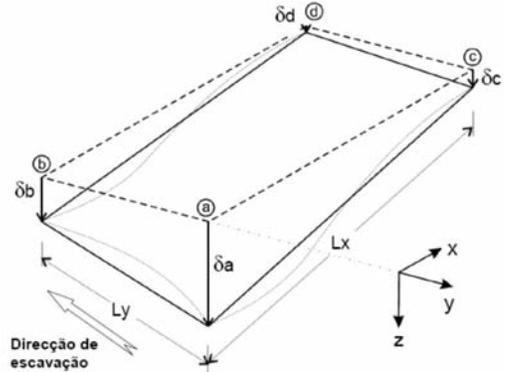


Fig. 21 – Deformação tridimensional de um edifício obtida com o assentamento nos cantos.

Consequentemente, é possível prever qual a fase de construção mais crítica para o edifício e tomar maiores precauções em obra, quer através de um refinamento da observação com leituras mais frequentes, quer por diminuição do avanço de escavação ou aplicação de outras medidas que se entendam necessárias mitigadoras dos deslocamentos induzidos.

5.2 – Conceito de risco de danos admissível – critério de paragem

Os danos nos edifícios podem ser agrupados em três grandes grupos: i) danos estéticos, que afectam a aparência visual da estrutura; ii) danos funcionais, que põem em causa a utilização da estrutura e iii) danos estruturais, que afectam a estabilidade da estrutura, podendo originar o colapso da mesma. Admite-se como risco de danos admissível para a generalidade das estruturas aquele que não ponha em causa a sua funcionalidade, não provoque incómodo dos seus habitantes e cuja pequena fissuração associada seja facilmente reparável e não acarrete encargos elevados.

No Quadro 3 apresenta-se um resumo da classificação dos danos proposta por Boscardin e Cording (1989), aplicável a estruturas de alvenaria e de betão armado dotadas de fundações contínuas, relacionando-a com o parâmetro de controlo definido pela extensão de tracção limite (ϵ_{lim}). A classificação inclui uma descrição típica dos danos e foi baseada em critérios práticos de reparação das fissuras.

O critério de danos em estruturas estabelecido por Burland (1995) relaciona-os com a razão de deflexão ($RD = \Delta/L$) e a deformação horizontal (ϵ). Soluções distintas são apresentadas, consoante a estrutura se situe na zona convexa (extensão e comportamento tipo “viga em consola”) ou na zona côncava (compressão e comportamento tipo “viga apoiada”) da curva dos

Quadro 3 – Classificação de danos em edifícios (Boscardin e Cording 1989).

Categoria de danos	Grau de severidade	Tipologia dos danos	Abertura aproximada das fissuras (mm)	ϵ_{lim} (%)
0	Insignificante	Micro-fissuras	<0,1	<0,05
1	Muito ligeiro	Estéticos	<1	0,05-0,075
2	Ligeiro	Estéticos; necessidade de reparação	<5	0,075-0,15
3	Moderado	Funcionais	5-15; ou várias fissuras <3mm	0,15-0,3
4	Severo	Funcionais a estruturais	15-25*	>0,3
5	Muito severo	Estruturais	>25*	

* o número de fissuras deverá ser considerado nesta classificação

assentamentos. O gráfico da Figura 22 reproduz este critério para o caso de estruturas com geometria próxima de $L/H=1$ e localizadas na parte convexa da curva.

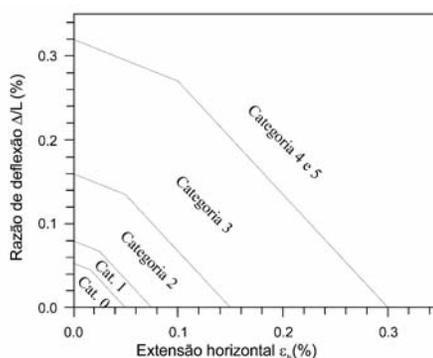


Fig. 22 – Categoria de danos (Burland, 1995).

Assim, ao longo das várias etapas evolutivas da análise metodológica do risco de danos apresentada em seguida, aplica-se um critério de paragem correspondente a este conceito de risco aceitável, para categorias de danos inferiores ou iguais a 2. Deverá ser prestada especial atenção aos edifícios que são mais sensíveis às deformações adicionais decorrentes da escavação, nomeadamente aqueles que se encontram em piores condições de conservação, contendo equipamento sensível à microdeformação ou particularmente importantes em resultado da sua antiguidade e interesse histórico, arquitectónico ou arqueológico. Nestes casos poderá utilizar-se um critério de paragem mais rigoroso, do tipo categoria 1.

5.3 – Metodologia de avaliação do risco de danos

Os vários conceitos acima expostos podem ser combinados de forma a desenvolver uma avaliação racional do risco de danos nos edifícios decorrente da escavação de túneis. A metodologia adoptada segue as orientações propostas por Franzius (2003), através da divisão da análise de risco de danos em três fases, utilizando inicialmente métodos de fácil aplicação associados a critérios de paragem conservativos, sendo posteriormente refinada caso os resultados obtidos não cumpram

certos critérios de controlo estabelecidos, isto é, indiciem a existência de danos inadmissíveis na estrutura. A aplicação da metodologia pressupõe a realização de uma vistoria prévia aos edifícios potencialmente afectados pela escavação, localizados no interior do corredor definido pelos limites da bacia de subsidência. Como critério inicial, poderá adoptar-se uma bacia centrada no eixo do túnel cuja largura na secção transversal é igual a $D+2.Z_0$, sendo D o diâmetro do túnel e Z_0 a profundidade do eixo do túnel (critério 45°).

Numa primeira fase, denominada *análise expedita*, determinam-se os deslocamentos associados à escavação por métodos empíricos simples, sem considerar a influência dos edifícios localizados à superfície. Com base nos resultados obtidos para cada edifício são utilizados critérios de paragem associados a parâmetros de deformação de fácil determinação (β ; δ) para avaliar qualitativamente os danos expectáveis. Os valores limite adoptados ($\beta < 1/500$ e $\delta < 10\text{mm}$) são os estabelecidos por Rankin (1988) para situações de danos reduzidos.

Para os edifícios que ultrapassam os limites acima estabelecidos, deverá iniciar-se a fase de *análise corrente* com a determinação dos parâmetros de deformação razão de deflexão (RD) e extensão horizontal (ϵ) para as duas zonas distintas da curva de assentamentos onde o edifício se poderá localizar: côncava e convexa. As curvas de assentamentos utilizadas são semelhantes às calculadas na fase anterior e o edifício é simulado como uma *viga elástica equivalente* infinitamente flexível, determinando-se o nível de risco por aplicação do gráfico da Figura 22. Caso a categoria de risco seja superior a 2 deverá aplicar-se o *método da rigidez relativa modificada* para ter em conta a rigidez e a geometria do edifício (uma extensão do método proposto por Potts e Addenbrooke em 1997) ou então recorrer à *modelação numérica bidimensional* para simular a escavação do túnel e a interacção com as estruturas existentes à superfície. É esperado que grande parte dos edifícios seja abrangido pelos critérios de controlo nesta fase. Para os restantes deverá ser realizada uma análise mais refinada.

Na última fase, correspondente à *análise detalhada*, é necessário simular todo o faseamento construtivo através de *cálculos numéricos tridimensionais*. É normalmente um processo bastante demorado que exige a realização de modelos complexos e um processador potente. A informação obtida é muita e variada, pelo que o tratamento dos resultados numéricos é de crucial importância para uma correcta aplicação dos critérios de controlo. Previamente à realização desta análise é aconselhável realizar uma inspecção complementar mais detalhada ao edifício, por forma a efectuar uma caracterização completa do mesmo, nomeadamente no que diz respeito à sua geometria e posicionamento relativamente ao túnel, à forma como foi construído, aos materiais utilizados e ao seu estado de conservação.

Na Figura 23 representa-se de forma esquemática e resumida a metodologia de análise de risco de danos utilizada no âmbito do presente trabalho.

5.4 – Medidas a empreender em função das categorias de risco

Sendo a análise de risco de danos em edifícios uma peça fundamental no projecto de túneis, especialmente em meios urbanos densamente povoados, esta poderá funcionar como uma ferramenta de apoio à decisão em todas as fases do projecto. Assim, como corolário dessa previsão, poderá recomendar-se a implementação de algumas medidas que irão variar consoante a fase do projecto em que se realiza a análise de risco, o grau de refinamento da análise (e consequentemente a confiança nos resultados obtidos), a categoria de risco potencial de danos resultante e a sensibilidade do edifício.

Caso o nível de danos expectável seja igual ou superior à categoria 3 dois conjuntos de medidas podem ser equacionadas:

- i) a adopção de medidas passivas ou correctivas que passam pela construção do túnel conforme previsto e posterior reparação dos danos e reabilitação das estruturas, considerando um reforço

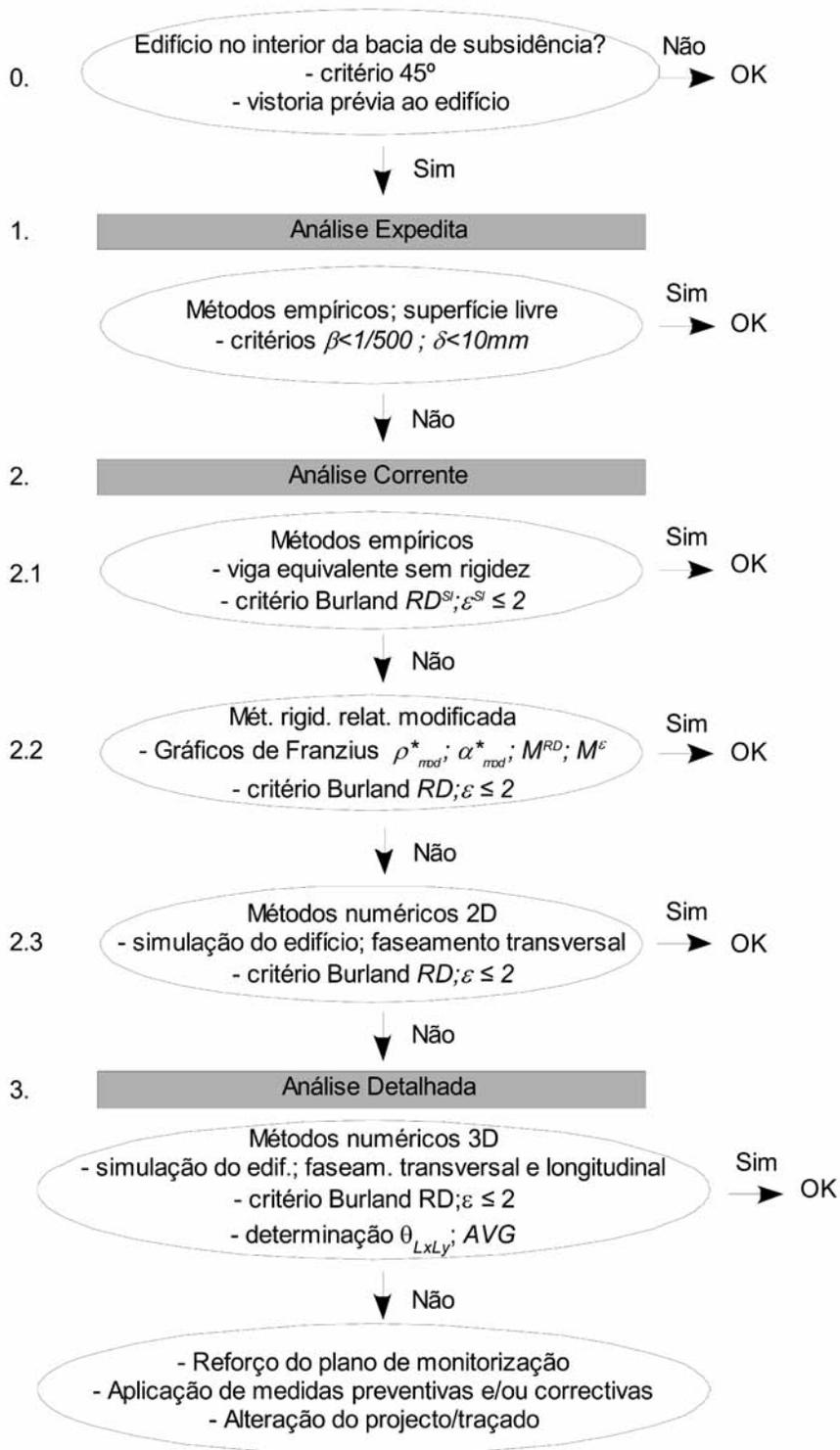


Fig. 23 – Esquema da metodologia proposta para análise do risco de danos (Diniz Vieira 2007).

dos aparelhos de instrumentação e aumento da frequência de leituras durante a fase de escavação. Neste caso é necessário ponderar se esta situação é aceitável do ponto de vista social, já que a funcionalidade das habitações poderá estar em risco, podendo levar à evacuação dos habitantes durante as obras e posterior reconstrução de parte ou da totalidade do edifício;

- ii) a adopção de medidas activas ou preventivas, consistindo quer na escolha de um método construtivo mais eficiente no controlo das deformações do maciço em torno da cavidade, quer na melhoria das características mecânicas do maciço, quer na realização de obras de recalce das fundações e reforço das estruturas antes de se iniciar a escavação ou, eventualmente, à alteração do traçado em planta ou em perfil, aumentando a profundidade do túnel.

6 – APLICAÇÃO DA METODOLOGIA AO EDIFÍCIO “LOTE 26”

6.1 – Descrição sumária do caso prático

O edifício em análise situa-se sobre o túnel mineiro do Término de Odivelas construído a pouca profundidade, tem oito andares, dois deles parcialmente enterrados, pertence a um conjunto de quatro prédios construídos em banda em meados dos anos 70 em betão armado e encontra-se em bom estado de conservação – ver Figura 24.

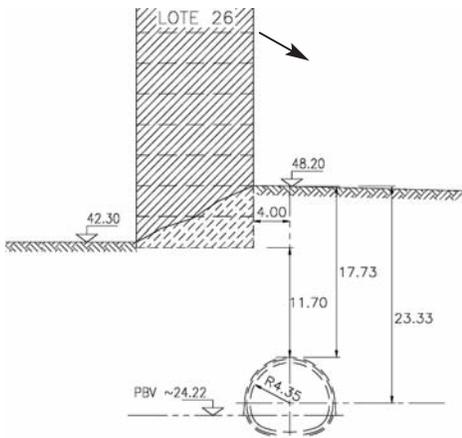


Fig. 24 – Localização do edifício Lote 26.

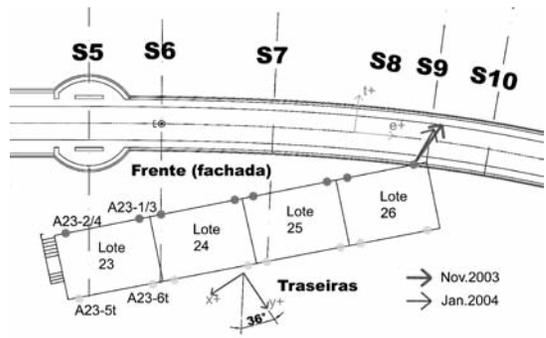


Fig. 25 – Localização do edifício Lote 26.

No âmbito do Plano de instrumentação e observação implementado em obra foram colocadas régua graduadas e alvos reflectores nos edifícios superficiais, tendo-se registado uma tendência de rotação dos edifícios no sentido da escavação, que se pode visualizar na Figura 25. O deslocamento máximo acumulado registado foi de 12,5 mm. Os danos observados resumem-se ao aparecimento de pequenas fendas nas juntas de dilatação entre lotes adjacentes e fissuras de alguma expressão num pequeno muro situado nas proximidades.

6.2 – Análise metodológica do risco de danos

Inicialmente, na fase de *análise expedita*, determinaram-se os deslocamentos associados à escavação do túnel com base na curva empírica de Gauss, tendo-se obtido $\delta_{max}=11,4$ mm e

$\beta_{max}=1/615$ no edifício. Em seguida iniciou-se a fase de *análise corrente* com a aplicação do critério de Burland após determinação dos parâmetros RD e ϵ utilizando o *método da rigidez relativa modificada*, chegando-se a uma categoria de danos expectável de grau 1 (Figura 26). Sendo assim, por aplicação dos critérios de controlo definidos anteriormente a análise de risco pararia por aqui pois a categoria de danos obtida já é considerada aceitável. Todavia, continuou-se a aplicar os restantes passos discriminados na metodologia como forma exemplificativa.

A etapa seguinte passa por recorrer a métodos numéricos bidimensionais para simular a escavação do túnel. Esta é uma análise já correntemente utilizada no projecto de túneis, que permite não só modelar o faseamento construtivo da secção transversal como simular as estruturas existentes à superfície, embora adoptando para estas uma modelação bastante simples. Para simular o avanço da frente de escavação e a descompressão do terreno envolvente ocorrida antes da aplicação do suporte, utilizou-se o factor de desconfinamento de 60%, aferido nos estudos de retroanálise da obra.

Por fim entrou-se na fase de *análise detalhada* com a realização de um cálculo numérico tridimensional onde foram modeladas 53 fases de cálculo, o que permitiu simular convenientemente o processo construtivo transversal e longitudinal da galeria. A análise dos resultados pôs em evidência a existência de rotação do edifício (Figura 27), ainda que de reduzida expressão, o que levou à conclusão de que os danos previsíveis são negligenciáveis a muito ligeiros, *i.e.*, correspondem à categoria 0 a 1.

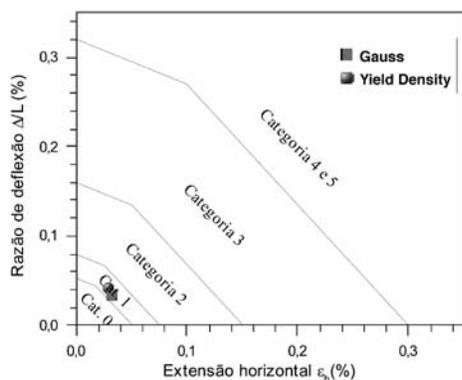


Fig. 26 – Categoria de danos na fase 2.

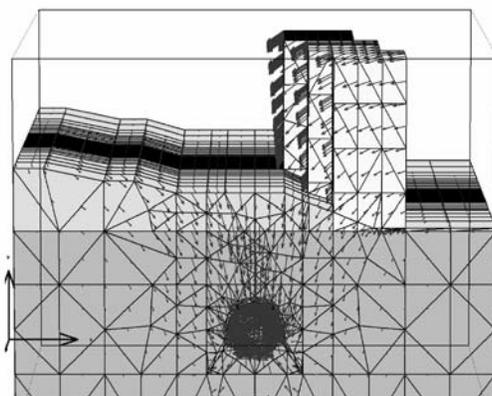


Fig. 27 – Movimentos obtidos do cálculo 3D.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma parte deste trabalho relacionou-se com os estudos de retroanálise tridimensional, que permitiram aproximar os resultados obtidos da modelação numérica aos deslocamentos medidos em obra e concluir que, provavelmente, o maciço se encontra sobreconsolidado e apresenta propriedades resistentes e de deformabilidade inferiores às assumidas no projecto de execução. Com base nos parâmetros aferidos procurou-se estimar o valor mais aproximado da taxa de desconfinamento do maciço no momento da colocação do suporte, tendo-se obtido $\lambda_{v,0} \approx 0,60$. Este valor poderá servir como referência na simulação do efeito tridimensional do problema em modelos bidimensionais em estado plano de deformação, para situações futuras semelhantes às encontradas no túnel analisado, quando não for possível recorrer à modelação numérica tridimensional.

Também se procurou ajustar as curvas empíricas de Gauss e de Yield Density à realidade observada, tendo presente a grande utilização que os métodos empíricos ainda gozam na previsão dos movimentos associados à construção de túneis em solos ou rochas brandas, nomeadamente nas fases preliminares do projecto.

Salienta-se as dificuldades sentidas na caracterização dos terrenos interessados pela escavação com base na campanha de prospecção realizada. Em complemento aos ensaios *in situ*, poderiam ter sido realizados ensaios laboratoriais (corte directo, triaxiais e edométricos) para determinar com maior rigor os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e o seu estado de tensão inicial. No caso presente, as consequências não foram graves pois o acompanhamento diário da frente de escavação e as medidas de reforço aplicadas em obra, associados ao bom comportamento dos edifícios superficiais, dirimiram as possibilidades de se verificarem acidentes. No entanto, há que investir neste campo para controlar e diminuir o risco no futuro.

Na segunda parte do artigo, verificou-se que a influência da rigidez e geometria da própria estrutura é determinante para a correcta avaliação dos efeitos que a construção de túneis provoca nas mesmas, bem como o seu estado de conservação. O recurso aos métodos numéricos permite simular de forma mais precisa a interacção entre o terreno e a estrutura e o faseamento construtivo, especialmente no caso das modelações tridimensionais.

Ao combinar os perfis de deformação do terreno, os conhecidos critérios de classificação de danos, a sobreposição da extensão de tracção, os conceitos de extensão crítica e a interacção entre o terreno e a estrutura, é possível avaliar correctamente os efeitos potenciais das deformações induzidas nos edifícios sem simplificação excessiva. A metodologia de análise de risco de danos em edifícios apresentada tem subjacente estes conceitos, ao analisar evolutivamente o potencial de danos em função do refinamento exigido pela fase de projecto em que se insere e para cada situação em particular. Verificou-se que os resultados da sua aplicação são consonantes com a realidade observada, desde que seja considerada a rigidez equivalente do edifício e a sua interacção com o meio circundante.

Como comentário final, resta ressaltar que o projecto de um túnel não acaba com a entrega de um conjunto de desenhos e peças escritas elaboradas para o procedimento de formação do contrato de empreitada de construção. O projecto deve ser suficientemente dinâmico e flexível nas soluções propostas e nos métodos de intervenção para, durante a fase de construção da obra, se observar o seu comportamento e validar ou aferir os pressupostos assumidos na fase de concepção e, consequentemente, a solução construtiva (Almeida e Sousa 1998).

Neste contexto, a implementação de um sistema de observação eficiente associado a mecanismos de retroanálise das situações ocorridas assume especial importância e cria condições para, a curto prazo, dar uma resposta atempada aos problemas que sempre se colocam em obra, permitindo a optimização de soluções e a sua adequação à realidade encontrada. Numa perspectiva de médio prazo, os estudos de retroanálise estabelecem uma importante ponte entre a modelação e a realidade na medida em que possibilitam a correcção dos parâmetros geotécnicos previamente deduzidos da análise geológica, directamente a partir de medições em obra, numa tentativa de aprendizagem contínua com a experiência adquirida.

Esta experiência aumenta a fiabilidade da análise do risco de danos nos edifícios que, aplicada de forma metódica e sistemática, permite a ponderação do risco de forma consciente sendo um instrumento fundamental na ajuda à tomada de decisão, tanto nas fases preliminares do projecto como na frente da obra.

Por fim, acredita-se que a segurança destas obras subterrâneas aumenta na medida em que as experiências do passado são utilizadas no presente para projectar as obras do futuro.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos ao Metropolitano de Lisboa, dono da Obra, pela autorização concedida para publicação do presente artigo.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). “Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica”. *Tese de doutoramento*, FCTUC, Coimbra.
- Boscardin, M.D. e Cording, E.G. (1989). “Building response to excavation induced settlement”. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 115, nº1, 1-21.
- Burland, J.B. e Wroth, C.P. (1974). “Settlement of buildings and associated damage”. *Proc. of Conf. on Settlement of Structures*, Cambridge, UK, 611-654.
- Burland, J.B. (1995). “Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation”. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, 1189-1201.
- Celestino, T. B. e Ruiz, A.P.T. (1998). “Shape of settlement troughs due to tunnelling through different types of soft ground”. *Felsbau*, Vol. 16, nº2, 118-121.
- Diniz Vieira, G. (2007). “Retroanálise 3D de um túnel superficial do metropolitano de Lisboa. Análise de risco de danos em edifícios”. *Tese de mestrado*, FCTUC, Coimbra.
- Ferconsult S.A. (2001). “Projecto da Empreitada ML 609/01: Execução dos Toscos do 55º Troço (Parcial) – Término de Odivelas, da Linha Amarela, do Metropolitano de Lisboa”.
- Franzius, J.N. (2003). “Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence”. *Tese de doutoramento*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Londres.
- Melâneo, F.; Jorge, C.; Leal e Sousa, R. e Diniz Vieira, G (2004). “Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa – Término de Odivelas”. *Actas do IX Congresso Nacional de Geotecnia*, Vol. III, Aveiro, 319-330.
- Potts, D.M. e Addenbrooke, T.I. (1997). “A structure's influence on tunnelling-induced ground movements”. *Proc. Instn. Civ. Engrns. Geotech. Engng.* Vol. 125, 109-125.
- Rankin, W.J. (1988). “Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects”. *Engineering Geology of Underground Movements*, Londres. 79-92.