

# AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E RISCO DE DANOS EM EDIFÍCIOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS A “CÉU ABERTO”

## ASSESSING TUNEL INDUCED SETTLEMENT AND BUILDING DAMAGE CAUSED BY “CUT AND COVER” EXCAVATION

Vieira, Carlos, *Lisconcebe - Consultadoria de Projectos de Engenharia, S.A., Lisboa, Portugal, carlos.vieira@lisconcebe.pt*

Diniz Vieira, Gonçalo, *Lisconcebe - Consultadoria de Projectos de Engenharia, S.A., Lisboa, Portugal, goncalo.vieira@lisconcebe.pt*

Sousa Cruz, Jorge, *Lisconcebe - Consultadoria de Projectos de Engenharia, S.A., Lisboa, Portugal, jorge.cruz@lisconcebe.pt*

### RESUMO

Na previsão dos movimentos induzidos em edifícios localizados à superfície e próximos de escavações a céu aberto, é frequente o recurso a formulações empíricas e simulações numéricas admitindo a superfície do terreno livre. Neste artigo descreve-se um método de avaliação do risco de danos em edifícios e comparam-se os resultados obtidos na análise de risco efectuada, com base em formulações empíricas e análises numéricas bidimensionais e tridimensionais, para o caso de um edifício de cinco pisos situado nas proximidades de uma escavação a céu aberto, quer por aplicação dos critérios tradicionais, considerando a superfície do terreno livre, quer através da simulação da rigidez do edifício.

### ABSTRACT

Empirical methods and detailed finite elements calculations, which assume that the structure follows greenfield settlement profile, are generally used in predictive approaches of induced movements on buildings adjacent to “cut and cover” excavations. In this article, a method for predicting building potential damage is presented and applied to a case of a five storey building located nearby a cut and cover excavation. A comparative risk analysis is evaluated for the results obtained from several design methods of predicting the response of buildings to excavation induced ground movements, from empirical methods to two dimensional and three dimensional numerical analysis, considering two situations: greenfield settlement profile and taking into account building stiffness.

### 1. INTRODUÇÃO

A construção de túneis em meio urbano procura reduzir, na medida do possível, as interferências à superfície e minorar os trabalhos de escavação, condicionada que está à definição do traçado, quer em planta, quer altimetricamente. Nos solos ou rochas brandas, frequentemente atravessados em zonas urbanas, são três os principais métodos construtivos utilizados: escavação a “céu aberto” (“*cut and cover*”), escavação subterrânea sequencial (metodologia seguida pelo NATM) e escavação com escudos (TBM).

Até há cerca de duas décadas atrás, a decisão relativamente ao método construtivo a utilizar pendia frequentemente para o lado do “*cut and cover*”, maioritariamente por razões de custo. Actualmente, esta tendência está a inverter-se, sobretudo em meios urbanos densamente

ocupados. Para tal tem contribuído, por um lado, o facto das populações estarem cada vez mais exigentes em termos de danos, prejuízos e impactes durante a construção e, por outro lado, os altos custos associados à reposição das ocupações de subsolo existentes: redes de água, gás, electricidade, ópticas... [1] e também por razões de impacto ambiental.

No entanto, existem algumas situações que sustentam a adopção do método construtivo a “céu aberto”, normalmente executado ao abrigo de uma cortina de estacas, sendo considerado mais vantajoso do ponto de vista económico nos casos em que o traçado determina:

- o desenvolvimento do túnel a pequenas profundidades, quando a espessura do seu recobrimento não ultrapassa a mesma ordem de grandeza do diâmetro do túnel;
- a inexistência de ocupações de subsolo importantes e/ou em número elevado que interseptom a trincheira, cuja reposição não acarrete elevados custos;
- a inexistência de edificações de grande importância na faixa superficial correspondente à projecção vertical da secção do túnel, cujos encargos inerentes à sua demolição e reconstrução sejam aceitáveis do ponto de vista económico e social;
- a existência de edifícios nas proximidades da escavação, obrigando ao controlo de subsidências provocadas pela escavação, com recurso a soluções rígidas, como por exemplo, através da utilização de travamento ao nível da viga de coroamento.

Os métodos convencionais, usados na prática corrente da engenharia geotécnica para determinar as deformações e assentamentos induzidos em edifícios situados próximos de escavações a céu aberto, são empíricos e baseados em casos obtidos de terrenos com superfície livre e, conseqüentemente, não têm em conta características importantes dessas estruturas.

Procede-se, assim, no presente artigo à previsão de deslocamentos num edifício por aplicação de métodos empíricos e numéricos, bidimensionais e tridimensionais, considerando não só o edifício infinitamente flexível (acompanhando a superfície do terreno) como também simulando a sua rigidez equivalente. É efectuada uma análise de risco para cada situação, sendo os resultados comparados e discutidos.

## 2. SITUAÇÃO EM ANÁLISE

O caso analisado, ilustrado na Figura 1, corresponde a uma escavação a céu aberto com cerca de 13,5 metros de altura, realizada ao abrigo de uma cortina de estacas multi-escoradas, para construção de um túnel superficial, de secção rectangular.

O traçado do túnel determina a sua passagem numa zona próxima de edificações à superfície com recobrimento de cerca de 6 metros.

Pretende-se, assim, simular um prédio de 5 andares constituído por uma estrutura reticulada de betão armado.

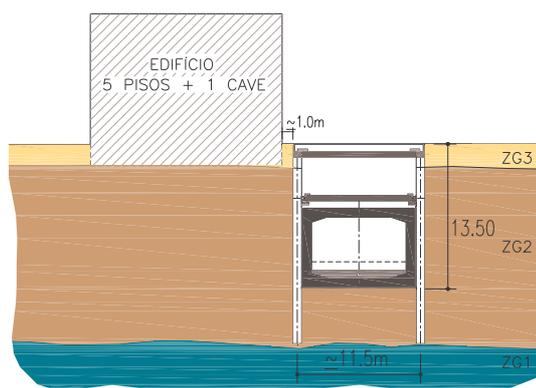


Figura 1 – Esquema representativo da situação em análise

Admite-se, para os terrenos envolvidos pela escavação do túnel, um comportamento segundo a lei de Mohr Coulomb. O zonamento geomecânico estabelecido determinou a divisão em três zonas geotécnicas diferenciadas, cujos parâmetros se apresentam no Quadro 1.

Para a atribuição do valor do coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) consideraram-se os valores resultantes da aplicação da expressão de Jaky, estabelecida para solos normalmente consolidados,  $K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$ . (1)

Quadro 1 – Zonas e parâmetros geotécnicos de cálculo

ZG	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'$ [MPa]
1	21	10	40	150
2	21	5	38	80
3	19	5	30	20

### 3. MOVIMENTOS INDUZIDOS POR ESCAVAÇÕES EM TRINCHEIRA

#### 3.1. Considerações preliminares

À realização de obras subterrâneas está associada a descompressão do meio escavado que conduz ao desenvolvimento de uma bacia de subsidência à superfície do terreno. Em cada ponto situado à superfície, a expressão desses movimentos depende da distância à escavação, do faseamento construtivo adoptado, da rigidez do suporte estabelecido e da deformabilidade do meio interessado, sendo significativa no caso de escavações em trincheira para pontos situados na sua vizinhança, nomeadamente se o terreno escavado for constituído por solos [2].

A previsão dos movimentos do terreno induzidos à superfície pode ser efectuada por métodos analíticos, 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,

A análise numérica tridimensional, não se encontrando generalizada na prática corrente do projecto de obras desta natureza, permite considerar o carácter tridimensional do problema de uma forma directa, tirando partido do faseamento construtivo longitudinal.

#### 3.2. Formulações empíricas

Existem vários métodos empíricos de previsão dos deslocamentos à superfície. O método proposto por Peck (1969) tem sido amplamente utilizado ao longo dos anos, não só por ter sido a primeira ferramenta de aplicação prática de previsão de assentamentos à superfície como também devido à simplicidade de utilização. O método foi baseado na observação de várias obras, maioritariamente de escavações ao abrigo de estacas-prancha ou outros elementos pouco rígidos. Com a utilização de elementos mais rígidos os assentamentos máximos são geralmente inferiores aos definidos na Figura 2. Apesar disso o método continua a ser bastante utilizado dada a sua simplicidade de aplicação e rapidez na obtenção da curva (côncava) e dos valores dos assentamentos à superfície.

De acordo com Hsieh e Ou (1998) [3], existem dois tipos de perfis de assentamento induzidos pela escavação: tipo consola, quando os deslocamentos máximos à superfície ocorrem muito próximos da parede, ou tipo côncava, quando estes ocorrem a uma certa distância da parede. Esta última é do tipo exponencial, assemelhando-se às curvas de subsidência usualmente adoptadas para estimar os movimentos induzidos por túneis escavados no interior do maciço. Para aplicação do método proposto por este autor é necessário escolher a forma da curva de assentamentos que melhor se adapta à situação em estudo e determinar o valor do deslocamento máximo obtido, por exemplo, com a ajuda de um cálculo numérico, aplicando-o ao perfil escolhido.

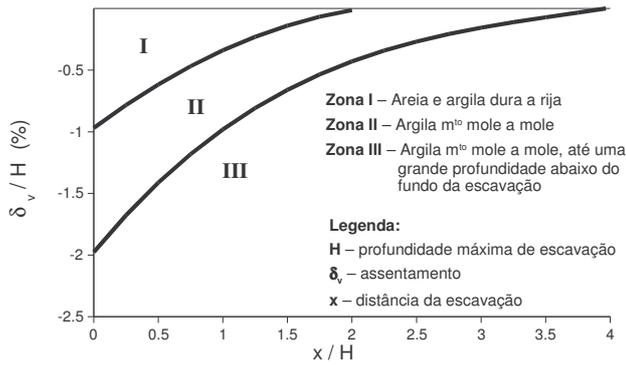


Figura 2 – Curvas de previsão de assentamentos (Peck, 1969)

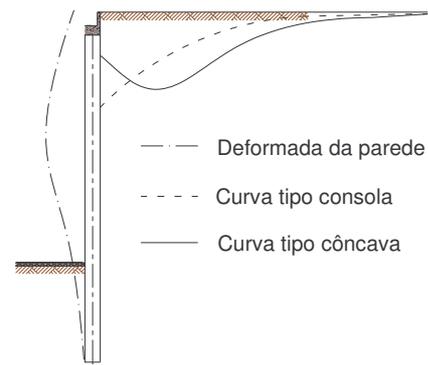


Figura 3 – Tipos de curvas de assentamento à superfície

No caso em estudo, o primeiro nível de escoramento é colocado logo após a escavação dos dois primeiros metros iniciais, pelo que o nível de deformação expectável na fase inicial é reduzido.

Neste trabalho, para obter a ordem de magnitude dos assentamentos induzidos à superfície por via empírica, foram utilizados os métodos propostos por Peck (1969) e Hsieh e Ou (1998), representados nas Figuras 2 e 4.

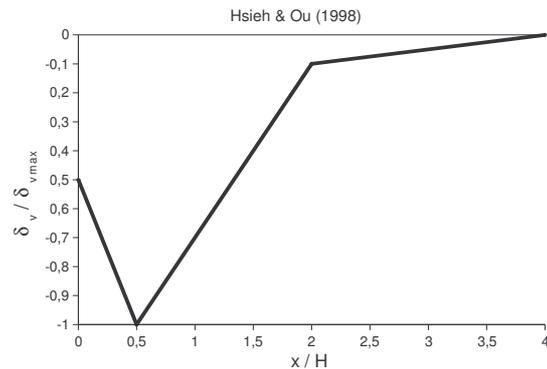


Figura 4 – Perfil de assentamentos à superfície. Curva tipo côncava (Hsieh e Ou, 1998)

### 3.3. Análises numéricas bidimensionais

Foram desenvolvidos modelos numéricos bidimensionais no programa de elementos finitos PLAXIS 8.2 (Figura 5), que permite analisar as deformações e estabilidade de estruturas geotécnicas, bem como avaliar o seu comportamento nas várias fases construtivas envolvidas no processo.

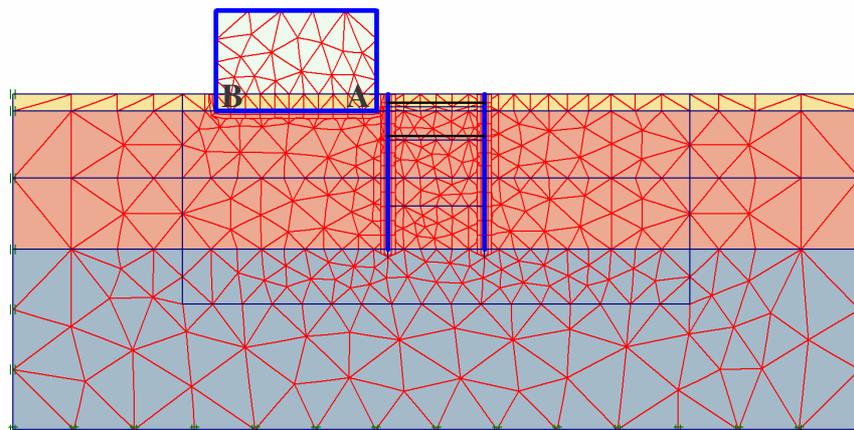


Figura 5 – Malha de elementos finitos (Plaxis 8.2)

Numa primeira fase simulou-se a escavação realizada num meio sem constrangimentos à superfície, tendo-se obtido os deslocamentos superficiais, verticais e horizontais. A forma da curva de assentamentos assemelha-se à curva tipo côncava acima indicada.

Posteriormente, foi realizado outro modelo, tendo em conta a rigidez da construção existente à superfície.

O edifício foi simulado com elementos “cluster” de rigidez equivalente ao somatório da rigidez de flexão dos pisos do prédio, considerando o eixo neutro a  $\frac{1}{2}$  da altura do edifício. O seu comportamento assemelha-se ao de uma viga elástica equivalente determinada a partir das formulações deduzidas por Timoshenko (1955) [4].

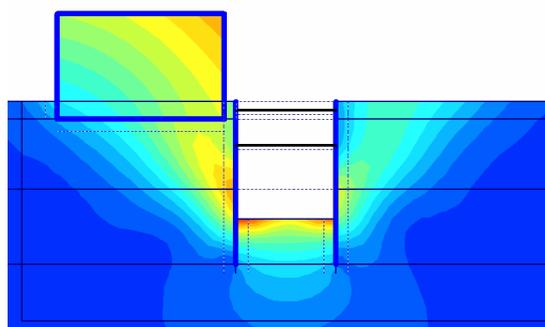


Figura 6 – Diagrama (shadings) de deslocamentos totais – MEF 2D c/ edifício

A cortina de contenção de terras, constituída por estacas em betão armado com 0.8m de diâmetro afastadas 1.8m entre eixos, e o sistema de escoramento metálico, com dois níveis afastados 4.0m na vertical e 6.0m no sentido longitudinal, foram simulados com uma deformabilidade e inércia equivalentes por metro linear.

O faseamento construtivo adoptado considera a geração do estado de tensão inicial seguido da construção do edifício, no caso do segundo modelo. À construção da cortina de estacas segue-se uma escavação de aproximadamente 2m de altura até 0,5m abaixo do 1º nível de escoramento. Após instalação do 1º nível de escoramento a escavação prossegue até atingir 0,5m abaixo do 2º nível de escoramento, que é instalado posteriormente. Por fim a escavação prossegue até ao fundo da vala em duas fases com cerca de 4m de altura cada.

Os deslocamentos totais obtidos no final da escavação podem ser visualizados na Figura 6, enquanto os deslocamentos verticais e horizontais são apresentados nas Figuras 7 e 8.

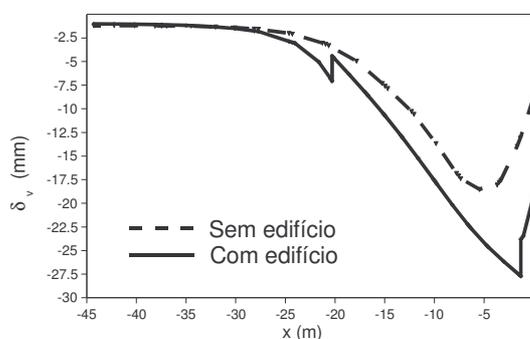


Figura 7 – Assentamentos à superfície (MEF 2D)

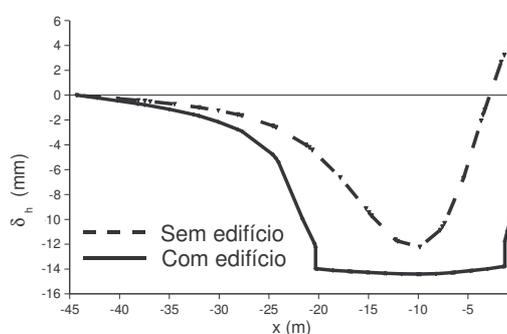


Figura 8 – Deslocam. horizontais à superfície (MEF 2D)

### 3.4. Análises numéricas tridimensionais

Os modelos numéricos tridimensionais foram realizados, neste caso, com recurso ao programa Plaxis 3D Tunnel, permitindo simular, de forma aproximada, para além do faseamento construtivo transversal, o faseamento construtivo longitudinal da escavação. Considera-se que, longitudinalmente, os trabalhos são executados em troços de aproximadamente 12 metros, com escavação das terras e posterior instalação do nível de escoramento associado, desfasado cerca de 12 metros da frente de escavação.

O modelo, com 7152 elementos, 100m de largura, 96m de comprimento e 40m de altura, encontra-se ilustrado na Figura 9.

Os resultados, obtidos para uma secção transversal localizada a  $\frac{1}{2}$  do edifício, encontram-se representados nas Figuras 10 e 11.

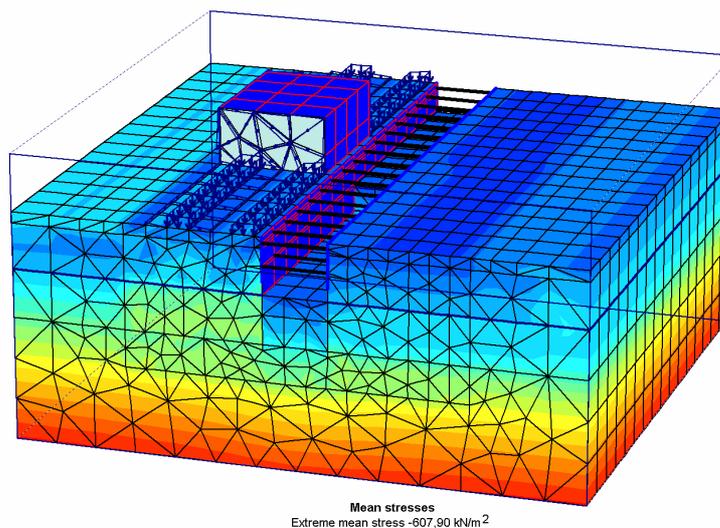


Figura 9 – Modelo de elementos finitos (Plaxis 3D Tunnel)

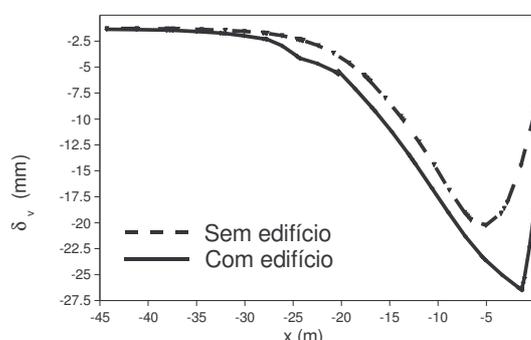


Figura 10 – Assentamentos à superfície (MEF 3D)

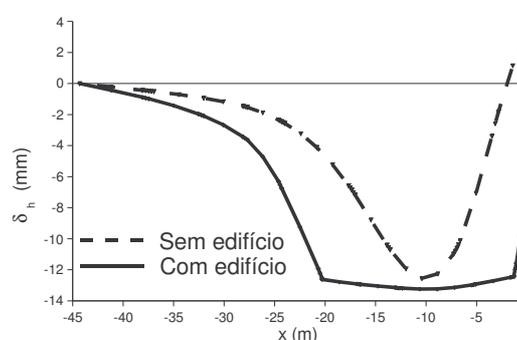


Figura 11 – Desloc. horizontais à superfície perpendiculars à escavação (MEF 3D)

#### 4. ANÁLISE DE RISCO DE DANOS EM EDIFÍCIOS – METODOLOGIA

O primeiro passo para a avaliação do risco de danos num edifício consiste em determinar os perfis de deslocamento, verticais e horizontais, à cota das fundações do edifício [2].

Definida a curva de assentamentos à superfície e verificados o tipo, a qualidade e a geometria das estruturas que se encontram dentro do seu limite de influência, avaliam-se os potenciais riscos de danos provocados nos edifícios.

A metodologia adoptada segue as orientações propostas por Franzius (2003) [4], através da divisão da análise de risco de danos em três fases, utilizando inicialmente métodos rápidos e simplificados, sendo posteriormente refinada caso os resultados obtidos não cumpram certos critérios estabelecidos, isto é, indiciem a existência de danos na estrutura.

Numa primeira fase, denominada *análise preliminar*, 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, são determinados alguns parâmetros associados aos deslocamentos nos edifícios (assentamento total  $\rho$ , assentamento diferencial,  $\delta$ , e distorção angular,  $\beta$ ), definidos na Figura 12, que são posteriormente comparados com valores limite estabelecidos por Bjerrum (1963), Rankin (1988) ou os indicados no Eurocódigo 7 [5].

Como exemplo, os critérios estabelecidos no EC7 para estruturas normais de fundações isoladas, preconizam que assentamentos totais até 50mm e diferenciais até 20mm são, na maior parte dos casos, aceitáveis. Relativamente à distorção angular ( $\beta$ ) de estruturas, este valor deve localizar-se entre 1/2000 e 1/300 para prevenir a ocorrência dos estados limites de utilização. O valor de 1/500 é geralmente aceite para a maior parte das estruturas, valor que é também apresentado por Bjerrum (1963) como limite de segurança para edifícios sem fissuração.

Deste modo, para o caso em estudo, iniciou-se a fase de *análise preliminar* por aplicação do método de Peck, considerando a curva associada ao limite da *zona I*, tendo-se determinado os valores máximos de assentamentos totais, diferenciais e distorções angulares no edifício.

Tendo-se verificado que os valores obtidos ultrapassam os limites acima estabelecidos, iniciou-se a fase de *análise de risco* propriamente dita, adoptando-se a classificação proposta por Burland [6].

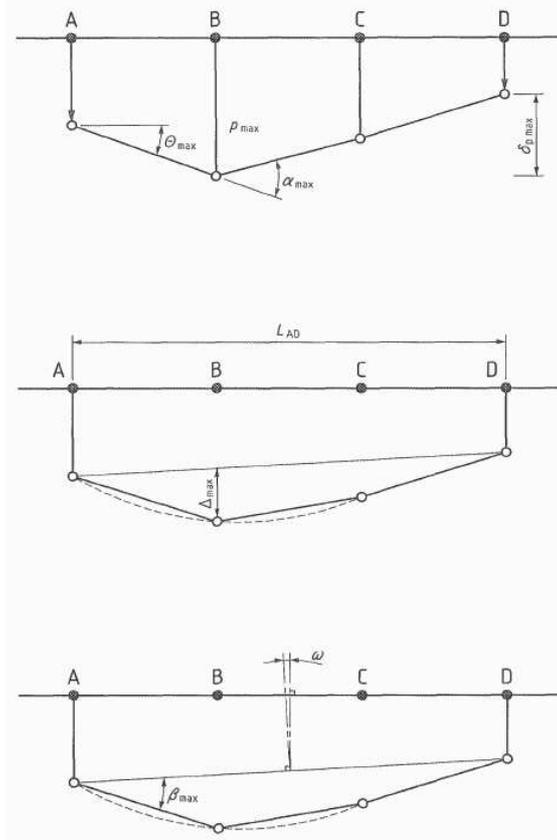


Figura 12 – Definições de movimentos na fundação segundo o EC7

Segundo este autor, atribui-se uma categoria de danos em função da extensão horizontal ( $\epsilon_h$ ) e da razão de deflexão ( $\Delta/L$ ), sendo esta última definida como o quociente entre a deflexão entre dois pontos de referência e a distância entre esses pontos. 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 de assentamentos. Na Figura 13 reproduz-se este critério numa forma gráfica e na Figura 14 encontram-se representadas as deformações que afectam o edifício.

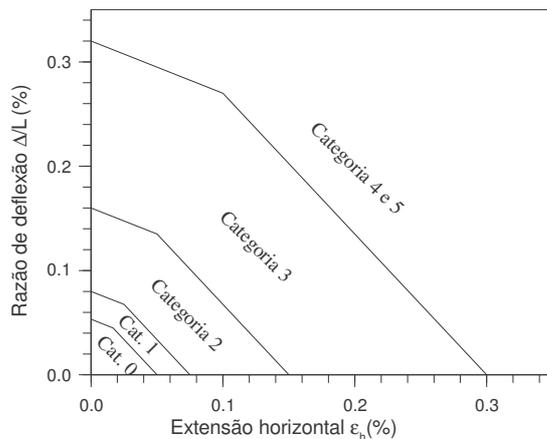


Figura 13 – Categorias de danos para edifícios situados em zona convexa,  $L/H=1$  (Depois de Burland, 1995)

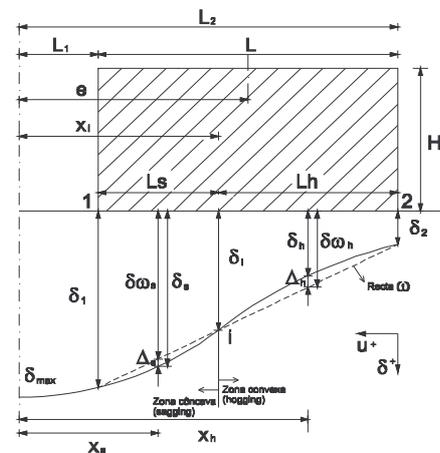


Figura 14 – Esquema de deformações / distorções que afectam o edifício

Tomando como referência a relação entre a categoria dos danos e o valor da extensão máxima que afecta a construção, determina-se o grau de severidade dos danos induzidos no edifício.

Quadro 2 – Relação entre categoria de danos e extensão limite proposta por Boscarding & Cording, 1989 [7]

<b>Categoria de Danos</b>	<b>Grau de Severidade</b>	<b>Extensão Limite <math>\epsilon_{lim}</math> [%]</b>
0	Desprezável	0 – 0.05
1	Mto ligeiro	0.05 – 0.075
2	Ligeiro	0.075 – 0.15
3	Moderado a Severo	0.15 – 0.3
4 e 5	Severo a muito severo	> 0.3

O critério proposto por Burland vai de encontro a este critério (Quadro 2), apesar de considerar os danos correspondentes ao intervalo 0.15-0.3% como “moderados”. A classificação de danos em edificações utilizada, comum aos autores, é apresentada no Quadro 3.

Quadro 3 – Classificação de danos em edificações (modificado de Burland et al., 1977)

<b>Classe de danos</b>	<b>Descrição de danos</b>	<b>Espess. aproxim. das fendas (mm)</b>
<b>Desprezáveis</b>	Fendas capilares	<0.1
<b>Muito Pequenos</b>	Fendas estreitas de fácil reparo. Fendas na alvenaria externa, visíveis sob inspeção detalhada.	<1.0
<b>Pequenos</b>	Fendas facilmente preenchidas. Várias fracturas pequenas no interior do edifício. Fendas externas visíveis e sujeitas a infiltrações. Portas e janelas emperradas nas esquadrias.	<5.0
<b>Moderados</b>	O refechamento das fendas requer significativo preenchimento. Talvez seja necessário a substituição de pequenas áreas da alvenaria externa. Portas e janelas emperradas. Redes de serviço podem estar interrompidas.	5 a 15 ou várias fendas com mais de 3 mm
<b>Severos</b>	Necessidade de reparo envolvendo remoção e reposição de pedaços de parede, especialmente sobre portas e janelas. Esquadrias de portas e janelas bastante desalinhas. Paredes fora da verticalidade, com eventual deslocamento de vigas de suporte. Redes de serviço interrompidas.	15 a 25 também em função do número de fendas
<b>Muito Severos</b>	Reparos significativos envolvendo reconstrução parcial ou total. Paredes requerem escoramento. Janelas quebradas. Perigo de instabilidade.	Usualmente >25 também em função do número de fendas

Esta segunda fase da *análise de risco* iniciou-se com a realização de um modelo numérico bidimensional (MEF 2D), assumindo a superfície do terreno livre. O valor do assentamento máximo obtido foi aplicado ao método empírico de determinação das curvas de assentamentos proposto por Hsieh & Ou (1998) [3]. De seguida efectuou-se novo modelo numérico simulando o edifício superficial como uma viga de rigidez equivalente. Aos resultados obtidos do método empírico e dos cálculos numéricos, foram aplicados os critérios de Burland, chegando-se a uma categoria de danos prevista que varia entre 2 e 0, conforme indicado no Quadro 4. Salienta-se o facto do método empírico não determinar deslocamentos horizontais, assumindo-se um valor nulo. Deste modo, a categoria de danos obtida é, no mínimo, de 2.

Num projecto corrente a análise pararia nesta fase, dado o nível de danos expectável ser diminuto e não requerendo, à partida, medidas de tratamento e reforço do maciço. No entanto,

foram também realizados dois modelos numéricos tridimensionais, com e sem consideração do edifício, numa tentativa de avaliar mais detalhadamente as deformações induzidas tendo em consideração o carácter tridimensional do problema, *i.e.*, o faseamento construtivo longitudinal da escavação. Estes modelos tridimensionais estão inseridos na *análise detalhada*, correspondente à terceira fase da metodologia proposta.

Quadro 4 – Quadro de resultados; Análise de risco comparativa

Cálc.	Modelo	Rigidez Edif.	Análise de risco de danos		Observações
			EC7	Burland	
			$\beta$	$\Delta L ; \varepsilon_h$	
1	Empírico – Peck (1969)	Não	$1/190 > \beta_{lim}$	--	Necessário tomar medidas tratamento e reforço do maciço
2	Empírico – H & O (1998)	Não	$1/320 > \beta_{lim}$	2	Reforço das medidas de monitorização; Medidas tratam. e reforço previstas em projecto
3	MEF 2D	Não	$1/584 < \beta_{lim}$	2	Monitorização apertada da obra
4		Sim	$1/812 < \beta_{lim}$	0	Monitorização normal
5	MEF 3D	Não	$1/667 < \beta_{lim}$	1	Monitorização normal
6		Sim	$1/918 < \beta_{lim}$	0	Monitorização normal

Nota: Considera-se  $\beta_{lim} = 1/500$

Cálc.	Assentamentos (mm)				Deslocam. horiz. edif. (mm)		
	Parede	Edifício			Parede	Edifício	
	$d_{v\ par}$	$d_{v\ A}$	$d_{v\ B}$	$d_{v\ máx}$	$d_{h\ par}$	$d_{h\ A}$	$d_{h\ B}$
1	135,0	123,0	23,0	135,0	--	--	--
2	19,5	21,0	15,9	39,0	--	--	--
3	11,6	17,6	4,4	24,8	39,0	-3,0	11,1
4	19,5	27,9	4,5	21,9	21,9	11,1	14,1
5	9,6	14,4	3,6	20,4	20,4	-1,2	4,2
6	18,6	26,4	5,7	21,3	21,3	7,8	12,6

Cálc.	Assentamentos máx. edifício (mm)		Distorção angular	Deflexão (mm)	Razão de deflexão (%)	Extensão horiz. (%)
	Totais	Difer.				
	$d_v$	$\delta_v$				
1	123,0	100,0	1/190	--	--	--
2	39,0	23,1	1/320	--	0,10%	--
3	24,8	20,4	1/584	-3,0	0,05%	0,07%
4	27,9	23,4	1/812	11,1	0,01%	0,02%
5	20,4	16,8	1/667	-1,2	0,04%	0,03%
6	26,4	20,7	1/918	7,8	0,01%	0,02%

A análise de risco de danos, efectuada com base nos valores obtidos nos cálculos acima descritos (Quadro 4), encontra-se representada na Figura 15. Os pontos notáveis encontram-se indicados na Figura 5.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Comparando os resultados dos modelos empíricos e numéricos analisados constata-se que os deslocamentos e os parâmetros de distorção angular obtidos nos primeiros são mais elevados, correspondendo a uma situação de risco de danos mais gravosa.

Verifica-se que a utilização de modelos numéricos permite obter os deslocamentos verticais e horizontais, o que permite utilizar a extensão horizontal como um critério adicional na avaliação do risco de danos, acima apresentada.

A realização de modelos tridimensionais permitiu simular o faseamento construtivo longitudinal da escavação, o que culminou na obtenção de resultados um pouco inferiores (não muito) aos obtidos através da análise bidimensional. Este aspecto terá certamente em conta a componente tridimensional de uma escavação deste tipo.

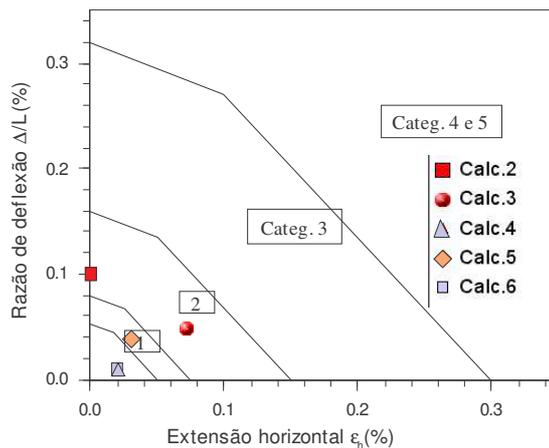


Figura 15 – Categoria de danos comparativa

Os gráficos de deslocamentos verticais e horizontais gerados a partir dos modelos numéricos transmitem a ideia de rigidez do edifício, aumentando o valor do assentamento máximo, mas diminuindo, na generalidade, o risco de danos no edifício associado à escavação.

Por fim, um dos aspectos fundamentais a ter em atenção durante escolha do método construtivo a adoptar na construção de túneis superficiais, são as interferências associadas e os encargos inerentes à prevenção / reparação de danos induzidos nos edifícios. O procedimento seguido neste trabalho, criteriosamente aplicado, permite avaliar da necessidade de intervenção, ou não, no faseamento construtivo preconizado inicialmente, ou na adopção de medidas mitigadoras dos danos induzidos nos edifícios. Considera-se ser esta uma ferramenta útil e fundamental no apoio à decisão.

## REFERÊNCIAS

- [1] - Almeida e Sousa, J. - Túneis em solos: métodos construtivos. Conferências @ DEC “Vem descobrir a engenharia do futuro”, Coimbra (2003).
- [2] - Portugal, J., Santo, A. e Portugal, A. - Danos em edifícios induzidos por escavações. Actas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Vol. II, pp. 123-132 (2004).
- [3] - Hsieh, P. & Ou, C. - Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, pp. 1004-1017 (1998).
- [4] - Franzius, J.N. - Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. Ph. D. Thesis, University of London (2003).
- [5] - CEN - prEN 1997 – 1: 20004, Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (2004).
- [6] - Burland, J.B. - Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, pp. 1189-1201 (1997).
- [7] - Boscardin, M.D., Cording, E.G. - Building response to excavation induced settlement. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol 115, nº1, pp. 1-21 (1989).
- [8] - Boone, S.J. - Assessing construction and settlement-induced building damage: a return to fundamental principles. Proc. Und. Const., Inst. Min. and Metal., London, pp. 559-570 (2001).