

# **A INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE ESTATÍSTICA DAS PROPRIEDADES DO TERRENO NAS ESTIMATIVAS DE ASSENTAMENTOS CAUSADOS PELA ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS**

## **THE INFLUENCE OF THE GROUND VARIABILITY ON THE SETTLEMENTS CAUSED BY TUNNEL EXCAVATION**

Miranda, Luís, *LNEC, Lisboa, Portugal, lmiranda@lnec.pt*  
Bilé Serra, João, *LNEC, Lisboa, Portugal, biles@lnec.pt*

### **RESUMO**

Um dos aspectos essenciais na segurança de obras subterrâneas com interferências de proximidade – maioritariamente em meio urbano – prende-se com os movimentos superficiais ou na proximidade da superfície e os danos potenciais no património construído. As metodologias correntemente empregues para a estimativa daqueles deslocamentos requerem o cálculo (ou o conhecimento prévio) do volume perdido na escavação, seguido da utilização de curvas paramétricas, das quais a mais conhecida é a curva de Gauss. Frequentemente, os parâmetros destas curvas são o volume de subsidência e o assentamento máximo superficial. Para a determinação deste último, é usual o recurso a modelação numérica com modelos geomecânicos tão simplificados quanto possível, em que as formações identificadas são representadas por sub-domínios homogéneos com parâmetros constantes, a maioria das vezes definidos com critérios de natureza estatística.

No âmbito da abordagem tradicional de projecto, a análise dum cenário suficientemente prudente (conservador) de parâmetros conduz à definição de limites para a resposta do terreno e do suporte, relativamente aos quais se comparam as leituras do sistema de observação, para validação dos pressupostos de projecto. Por sua vez, no âmbito da aplicação do método observacional ao projecto de obras subterrâneas é necessário analisar dois cenários para as características do terreno: no primeiro, destinado ao projecto inicial da obra, são atribuídos aos parâmetros os valores “mais prováveis” e, no segundo, referente à salvaguarda de segurança em condições extremas, são assumidos para os parâmetros os valores mais desfavoráveis.

A adopção de sub-domínios homogéneos com valores fixos no modelo numérico introduz, como facilmente se compreende, erros nas estimativas. A amplitude destes é diferente consoante se analisa a estabilidade da escavação ou a deformação do terreno.

A presente comunicação inicia-se pela análise de soluções algébricas para a estimativa do campo de deslocamentos, após o que se analisa a influência da variabilidade e correlação espacial das propriedades do terreno nas estimativas de assentamentos causados pela escavação de túneis.

Por último, apresentam-se resultados numéricos relativos à escavação de um túnel profundo e de um pouco profundo em terreno argiloso ligeiramente sobreconsolidado. Para tal, após a definição dum modelo geomecânico simplificado, são geradas amostras aleatórias de propriedades com variação estatística intrínseca as quais permitem o cálculo de bacias de subsidência, cuja caracterização e análise estatística é apresentada.

### **ABSTRACT**

An essential aspect in the safety of underground works with proximity interferences is related to the movement at the surface or near the surface and the potential damage in built heritage. The methodologies currently used for the estimation of this subsidence depression require, firstly, the calculation (or prior knowledge) of the volume lost in the excavation, and secondly, the use

of parametric curves, of which the best known is the Gaussian curve. Often, the selected parameters of these curves are the volume of subsidence and the maximum surface settlement. Numerical geomechanical models are currently used to determine the latter. The geotechnical layers are represented by homogeneous sub-domains with fixed parameters, usually defined by statistical criteria, to keep the models as simple as possible.

The analysis of a conservative scenario, within the classical approach of design, leads to the definition of limits for the response of ground and support, which are then compared to its monitoring counterparts in order to validate the design assumptions. On the other hand, two ground model scenarios must be considered when applying the observational method to design underground works: in the first one, which is used for preliminary design, the “most likely” values are assigned to the parameters; in the second one, which is related with collapse safety, the most unfavorable values are assumed for the parameters.

Biases are caused by the consideration of homogeneous sub-domains with fixed values in the numerical model. The type of analysis, whether an excavation stability or a ground deformation one, influences the biases scale.

In this paper, the adequacy of algebraic solutions to estimate the displacement field is assessed. Moreover, the influence of ground variability and its spatial correlation properties on the estimates of ground settlements caused by tunneling is analyzed.

Numerical results, concerning the excavation of a deep tunnel and a near surface tunnel in clayey slightly overconsolidated ground, are presented. After defining a simplified geomechanical model, random samples of undrained Young modulus are generated, to calculate the basin subsidence, whose characterization and statistical analysis is at last presented.

## 1. INTRODUÇÃO

A escavação de túneis conduz inevitavelmente a movimentos superficiais do terreno, os quais ganham maior relevância em áreas urbanas e no caso de terrenos brandos. A estimativa do seu valor e do risco associado de danos no edificado é uma parte essencial do seu planeamento, projecto e construção. Nos modelos numéricos correntes são admitidos valores constantes, judiciosamente escolhidos, para os parâmetros geotécnicos, não sendo considerada a variabilidade estatística pontual e espacial. A qualidade das estimativas dos assentamentos superficiais depende, entre outros, da amplitude desta variabilidade. A possibilidade de quantificar o efeito da variabilidade sobre os assentamentos superficiais permite melhorar a robustez das previsões para o estabelecimento de limites de alerta e alarme para a gestão de segurança deste tipo de obras.

## 2. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS DEVIDO À ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

### 2.1. Geometria da subsidência

Conforme esquematizado por Mair e Taylor (1997) as causas de movimentos em escavação com tuneladora podem ter origens diversas, (cf. Figura 1), a saber: 1. Extrusão do terreno na frente; 2. Movimento radial de aproximação ao escudo, devido à sobreescavação; 3. Convergência na traseira da tuneladora (usualmente a de maior influência); 4. Convergência devido à deformação do revestimento; e 5. Deformação radial em solos moles devida a efeitos diferidos no tempo.

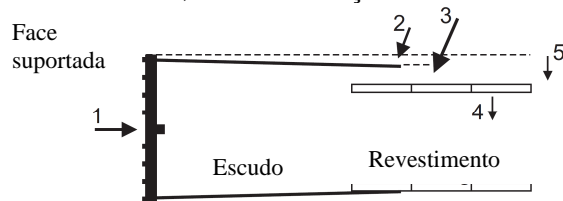


Figura 1 – Causas de movimentos do terreno em escavação com tuneladora (adaptado de Möller, 2006)

Por sua vez, as causas de movimentos em escavação mineira podem ser atribuídas (ver Figura 2) a: A) Extrusão do terreno; B) Movimento radial de convergência do revestimento; e C) Movimento radial de convergência, devido à consolidação do maciço.

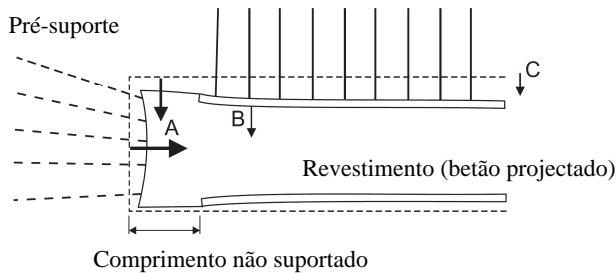


Figura 2 - Causas de movimentos do terreno em escavação sequencial (adaptado de Möller, 2006)

A dimensão da bacia de subsidência e a amplitude dos assentamentos superficiais causados por uma obra subterrânea podem ser estimados com um grau de confiança razoável para a situação de *green field* (sem sobrecargas iniciais a actuar sobre o terreno). A sua determinação é baseada em correlações empíricas que se apoiam em observações de campo. No entanto, na prática, os movimentos do terreno à superfície podem ser afectados pela presença de estruturas, pelo que para ter em conta a sua influência terá de se recorrer a métodos numéricos tridimensionais com consideração, mais ou menos simplificada, das estruturas.

Na Figura 3 esquematiza-se a geometria de subsidência, referida a um sistema de coordenadas xyz, em que x e y representam, respectivamente, os eixos ortogonais no plano transversal e longitudinal do túnel e z é o eixo de profundidade que intersecta o eixo longitudinal do túnel. O deslocamento vertical é designado por  $S_v$  e os deslocamentos horizontais na direcção transversal e longitudinal, por  $S_{hx}$  e  $S_{hy}$ , respectivamente.

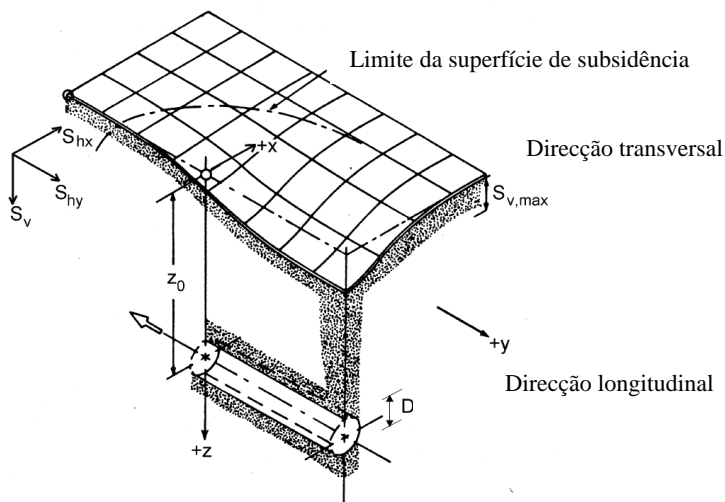


Figura 3 – Geometria da superfície de subsidência e sistema de coordenadas (adaptado de Franzius, 2003)

Segundo Schmidt (1969) e Peck (1969), o corte transversal da superfície de subsidência no plano da frente pode ser descrito com boa aproximação, por uma função de erro Gaussiana:

$$S_v(x) = S_{v,máx} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad [1]$$

em que  $S_{v,máx}$  é o assentamento (máximo) medido sobre o eixo do túnel. O parâmetro  $i_x$  representa a distância ao plano de simetria do túnel dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência (ver Figura 4).

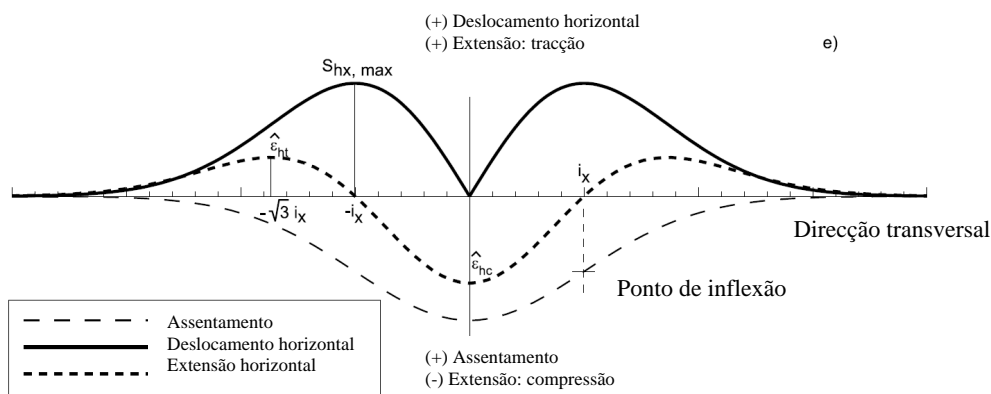


Figura 4 - Curva transversal de subsidência: deslocamentos vertical e horizontal e extensão horizontal (adaptado de Franzius, 2003).

O volume da superfície de subsidência, por unidade de comprimento do túnel, é obtido integrando a equação [1]:

$$V_S = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(x) dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{v,máx} \quad [2]$$

Para além deste volume, haverá que considerar o volume perdido  $V_L$ , que corresponde ao volume de terreno que converge para o interior do perímetro teórico de escavação. A diferença entre  $V_S$  e  $V_L$  reflecte a importância da dilatação na deformação do terreno, sendo, por isso, desprezável nas situações de drenagem impedida. Combinando o volume unitário de subsidência  $v_s$ , razão entre  $V_S$  e a área da secção transversal teórica do túnel  $A_t$ , com  $i_x$  é possível expressar com estes parâmetros o assentamento numa posição genérica

$$S_v(x) = \frac{A_t v_s}{\sqrt{2\pi} i_x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad [3]$$

Embora sem fundamentação teórica, O'Reilly e New (1982) consideraram a hipótese simplificativa de os vectores de deslocamento apontarem para o centro da secção transversal do túnel, escrevendo o deslocamento horizontal da superfície do terreno na direcção transversal e a extensão horizontal  $\epsilon_{hx}$ , derivada de  $S_h(x)$  em ordem a  $x$ , respectivamente, como

$$S_h(x) = -\frac{x S_v(x)}{z_0} \quad [4]$$

$$\epsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left( \frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right) \quad [5]$$

### 2.1.1. Estimativa do parâmetro $i_x$

Diversos autores abordaram a questão da estimativa do parâmetro  $i_x$ , ou  $i$ , com base em resultados de observação em diversos tipos de terreno e de processo construtivo e, ainda, diversas profundidades relativas do túnel.

Peck (1969) sugeriu uma relação entre a profundidade do túnel  $z_0$  e o seu diâmetro  $D$ , dependendo do tipo de terreno e da posição do nível freático, que se apresenta na Figura 5.

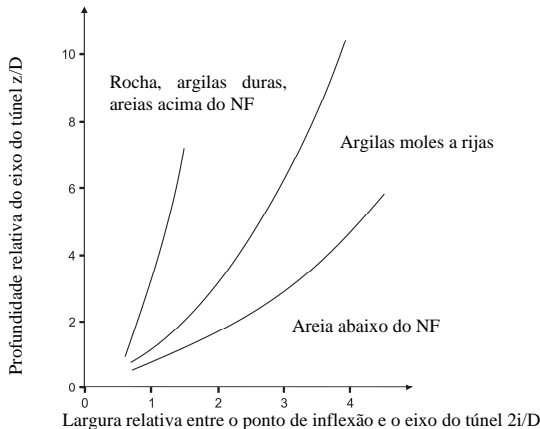


Figura 5 – Relação entre o parâmetro  $i$  e a profundidade do túnel para diferentes tipos de terreno (adaptado de Peck, 1969)

O'Reilly e New (1982) aplicaram regressão linear a observações de diversos casos de obra, propondo as seguintes relações, para terreno arenoso e argiloso, respectivamente:

$$i = 0.28z_0 - 0.1 \quad [6]$$

$$i = 0.43z_0 + 1.1 \quad [7]$$

De acordo com os autores, estas relações podem ser simplificadas para a maioria dos problemas práticos, conforme corroborado por Rankin (1988):

$$i = 0.25z_0 \quad [8]$$

$$i = 0.5z_0 \quad [9]$$

Mair e Taylor (1997) propuseram relações semelhantes, pese embora no caso do terreno arenoso terem obtido curvas de subsidência ligeiramente mais abertas. As expressões propostas por estes autores, respectivamente para terreno arenoso e argiloso são:

$$i = Kz_0, 0.25 < K < 0.45 \text{ e } i = Kz_0, 0.4 < K < 0.6 \quad [10]$$

Para o caso de terreno estratificado, New e O'Reilly (1991) propuseram uma relação, que poderá ser utilizada como uma primeira aproximação na previsão de assentamentos à superfície:

$$i = K_1z_1 + K_2z_2 \quad [11]$$

em que  $K_1$  corresponde ao parâmetro  $i$  para a camada de terreno 1 com espessura  $z_1$  e  $K_2$  corresponde ao parâmetro  $i$  para a camada de terreno 2 com espessura  $z_2$ .

### 2.1.2. Estimativa do parâmetro $v_L$

O valor do rácio de perda do terreno  $v_L$ , indispensável para a determinação do valor de  $v_s$ , depende não só do método de construção do túnel e do equipamento utilizado, como também dos procedimentos de controlo e da experiência da equipa.

De acordo com Möller (2006), em terreno de reduzida heterogeneidade valores entre 0.5% e 2% serão realistas. Mair (1996) refere valores entre 1% e 2% para argilas moles. O'Reilly e New (1982) apresentam valores entre 1% e 2% para a argila de Londres, de alguma forma

confirmado pelo valor de 1.4% referido por Attewell e Farmer (1974). No entanto, valores ligeiramente mais elevados para a mesma argila, entre 2.9% e 3.3%, são apresentados por Standing et al. (1996). Por último, Barakat (1996) apresenta valores de  $v_L$  entre 1.0% e 2.9%. Outras propostas apresentadas para determinar  $v_L$  baseiam-se em relações empíricas com o número de estabilidade  $N$  mobilizado (Broms e Bennermark, 1967). Na Figura 6, extraída de Lake et al. (1992), sumariza-se as relações entre  $v_L$  e  $N$ , propostas por diversos autores. Constata-se que  $v_L$ , para todas as referências representadas, alcança valores muito elevados, logo após o início de plastificação ( $N > 2$  a 3).

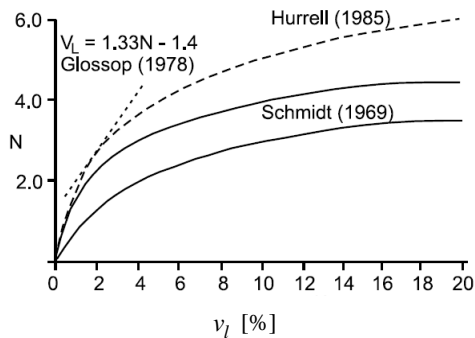


Figura 6 – Relações entre o número de estabilidade mobilizado  $N$  e o rácio de perda do terreno  $v_l$  (adaptado de Lake et al., 1992).

Mair et al. (1981) introduziram o conceito de factor de carga  $LF$  (razão entre  $N$  mobilizado e o correspondente valor no colapso  $N_c$ ) para ter em consideração que para túneis pouco profundos o número de estabilidade no colapso varia com a profundidade (ver Figura 7).

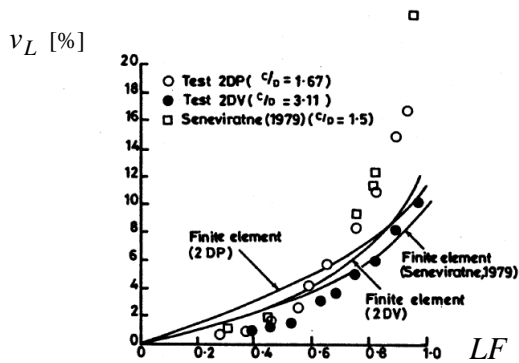


Figura 7 – Relação entre o factor de carga  $LF$  e o rácio de perda do terreno  $v_L$ , determinada através de ensaios em centrífugadora e análise de elementos finitos (adaptada de Mair et al., 1981).

Mais recentemente Macklin (1999) relacionou  $v_L$  com  $LF$ , propondo para o caso de argilas sobreconsolidadas e no intervalo  $LF \geq 0.2$  a seguinte regressão bi-logarítmica:

$$v_l = 0.23e^{4.4LF} \quad [12]$$

## 2.2. Modelação com expressões algébricas

A não linearidade e a irreversibilidade parcial de deformação que caracterizam a resposta mecânica dos terrenos escavados impõem a utilização de modelos com elasto-plasticidade. Em posições suficientemente afastadas da escavação, porém, o recurso a modelos elásticos, ainda

que não lineares, pode ser útil. Para a sua utilização, torna-se necessário dispor previamente da estimativa da perda de terreno.

Sagaseta (1987) apresentou uma solução para o campo de deformação devido à perda de terreno por contracção radial pura na cavidade, numa situação de invariância volumétrica que representa, em primeira aproximação, a perda de terreno durante a construção do túnel.

Verruijt e Booker (1996) generalizaram a solução de Sagaseta para um valor arbitrário do coeficiente de Poisson (levantando a restrição da invariância volumétrica) com consideração conjunta dos efeitos de ovalização e contracção radial do túnel. Determinaram, assim, uma solução analítica para o assentamento em pontos arbitrários do semi-espaço, que sobreestima a largura das curvas de subsidência observadas:

$$S_v = -\varepsilon R^2 \left( \frac{z - z_0}{\alpha} + \frac{z + z_0}{\beta} \right) + \delta R^2 \left[ \frac{(z - z_0)(kx^2 - (z - z_0)^2)}{\alpha^2} + \frac{(z + z_0)(kx^2 - (z + z_0)^2)}{\beta^2} \right] \quad [13]$$

$$+ \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left( \frac{(m+1)(z + z_0)}{\beta} - \frac{mz\gamma}{\beta^2} \right) - 2\delta R^2 z_0 \left[ \frac{\gamma}{\beta^2} + \frac{m}{m+1} \frac{2z(z + z_0)(3x^2 - (z + z_0)^2)}{\beta^4} \right]$$

em que  $\varepsilon$  e  $\delta$  são parâmetros que quantificam a deformação do túnel devido à contracção volumétrica pura e à ovalização, respectivamente, e  $R$  corresponde ao raio do túnel. Os parâmetros  $m$  e  $k$  são dados por:

$$m = \frac{1}{1 - 2\nu} \quad \text{e} \quad k = \nu(1 - \nu) \quad [14]$$

Os símbolos  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  representam de forma compacta as seguintes expressões:  $\alpha = x^2 + (z - z_0)^2$ ,  $\beta = x^2 + (z + z_0)^2$ ;  $\gamma = x^2 - (z + z_0)^2$ .

A equação [13] reduz-se à seguinte, para pontos à superfície:

$$S_v(z = 0) = 2\varepsilon R^2 \frac{m+1}{m} \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} - 2\delta R^2 \frac{z_0(x^2 - z_0^2)}{(x^2 + z_0^2)^2} \quad [15]$$

É importante referir que estas expressões só verificam as condições de fronteira relativas ao problema da ovalização para  $\nu = 0.5$ . Uma solução posterior devida a Strack (2002) permite verificar as condições de fronteira para qualquer valor de  $\nu$ .

Loganathan e Poulos (1998) desenvolveram a solução de Verruijt e Booker (1996) e definiram um parâmetro equivalente,  $\varepsilon_{eq}$ , relacionado com contracção pura do túnel  $\varepsilon$ , com base no parâmetro de *gap* introduzido por Rowe e Knack (1983),  $g$ . Este parâmetro, de acordo com Lee et al. (1992), resulta da combinação dos efeitos das deformações elastoplásticas tridimensionais no contorno do túnel ( $U_{3D}$ ), da sobreescavação do solo na periferia do escudo da tuneladora ( $\omega$ ) e ainda do espaçamento físico causado pela geometria da tuneladora ( $G_p$ ):

$$g = G_p + U_{3D} + \omega \quad [16]$$

O espaçamento  $G_p$  corresponde à soma do dobro da espessura da saia da tuneladora ( $\Delta$ ) com o espaçamento inicial entre o terreno e a saia da tuneladora ( $\zeta$ ), isto é  $G_p = 2\Delta + \zeta$ . A utilização de injeções de colagem permite reduzir substancialmente o seu valor para níveis negligenciáveis. No entanto, devido à retracção da calda de injeção, assume-se uma

percentagem residual que pode ter um valor de 7-10% do espaçamento  $G_p$ . Dado que a retracção ocorre num curto período de tempo, considera-se que se processa em situação de inexistência de drenagem. O parâmetro  $U_{3D}$  é definido como:

$$U_{3D} = \frac{k}{2} \delta_x \quad [17]$$

em que  $k$  corresponde a um factor de resistência entre a cabeça de corte e o terreno, que toma valores entre 0.7 a 0.9 para argilas rijas a moles e o valor de 1 em argilas muito moles, de acordo com Lee et al. (1992).  $\delta_x$  representa a semi-convergência na face do túnel:

$$\delta_x = \frac{\Omega R \sigma_0}{E} \quad [18]$$

onde  $\Omega$  é um factor de deslocamento adimensional,  $R$  é o raio do túnel,  $E$  é o módulo de deformabilidade linear do solo (tipicamente o módulo não drenado em extensão  $E_u$ ) e  $\sigma_0 = K_0 \sigma'_v + \sigma_w - \sigma_i$ , expressão na qual  $K_0$  corresponde ao coeficiente de impulso em repouso,  $\sigma'_v$  e  $\sigma_w$  à tensão vertical efectiva e à pressão da água no meridiano do túnel, respectivamente, e  $\sigma_i$  à pressão na frente do túnel durante a escavação. Finalmente, o parâmetro  $\omega$  é igual a  $\omega^*$  se não existir uma peça no contorno da tuneladora que produz sobreescavação do terreno como propósito de reduzir a fricção escudo-terreno durante o avanço; igual a  $\omega^*$  mais uma vez a espessura de peça se esta for colocada em  $180^\circ$  ou igual a  $\omega^*$  mais o dobro da espessura da peça se esta for colocada em  $360^\circ$ .  $\omega^*$  é definido como o menor valor entre  $0.6G_p$  e  $1/3U_i$ , em que  $U_i$  é o deslocamento radial elastoplástico na abóbada do túnel, dada por:

$$\frac{U_i}{R} = 1 - \left[ 1 + \frac{2(1+\nu_u)S_u}{E_u} e^{N-1} \right]^{-1/2} \quad [19]$$

em que  $E_u$  e  $\nu_u$  são, respectivamente, o módulo de deformabilidade linear e o coeficiente de Poisson do solo em condições não drenadas,  $S_u$  é a resistência não drenada do terreno e  $N$  é o número de estabilidade.

O parâmetro  $\varepsilon_{eq}$ , incorpora na sua definição condições relativas à proporção relativa da perda de volume no tecto e no equador do túnel, escrevendo-se

$$\varepsilon_{eq} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left[ -\frac{1.38x^2}{(z_0 + R)^2} - \frac{0.69z^2}{z_0^2} \right] \quad [20]$$

A expressão apresentada pelos autores para o deslocamento vertical, para condições não drenadas (neste caso, as deformações do solo devido a ovalização a longo prazo do túnel são desprezadas e como tal considera-se  $\delta = 0$ ), é a seguinte:

$$S_v = R^2 \left( -\frac{z - z_0}{x^2 + (z - z_0)^2} + (3 - 4\nu) \frac{z + z_0}{x^2 + (z + z_0)^2} - \frac{2z(x^2 - (z + z_0)^2)}{(x^2 + (z + z_0)^2)^2} \right) \varepsilon_{eq} \quad [21]$$

No caso particular do deslocamento vertical à superfície basta substituir [20] em [15]:

$$S_v(z = 0) = 4(1 - \nu)R^2 \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left[ -\frac{1.38x^2}{(z_0 + R)^2} \right] \quad [22]$$



Verruijt (1997) desenvolveu uma solução analítica para um meio espaço elástico com um túnel circular, usando variáveis complexas, para um problema de perda de terreno. A vantagem de usar o método da variável complexa está em que tanto os campos de deslocamentos como de tensões são obtidos simultaneamente e as condições de fronteira para deslocamentos e tensões são semelhantes. Verruijt utilizou métodos numéricos na obtenção dos coeficientes dos potenciais complexos, pelo que o método utilizado na resolução do problema em causa foi apenas parcialmente analítico.

Strack (2002) desenvolveu, no seguimento do trabalho de Verruijt, uma solução totalmente analítica usando variáveis complexas para os problemas de efeito de flutuação no túnel (devido a se colocar um suporte que é mais leve que o terreno escavado) e de ovalização do túnel. O problema de flutuação do túnel tem maior importância em túneis pouco profundos, dado a sua proximidade da superfície. Strack (2002) sobrepôs os problemas de perda de terreno, de efeito de flutuação no túnel e de ovalização do túnel com o objectivo de determinar as superfícies de subsidência, sendo que a consideração dos dois últimos problemas leva a um estreitamento da superfície de subsidência, aproximando-a da curva de subsidência definida empiricamente.

Park (2004) modificou as soluções de Verruijt e Booker (1996) para incorporar o movimento radial não uniforme do terreno em torno do túnel. Considerou, para esse efeito, condições de fronteira de deslocamento prescrito em torno do túnel, substituindo o parâmetro  $\varepsilon$  por um parâmetro que é função da condição de fronteira considerada e também depende de  $g$ , tal como a solução apresentada por Loganathan e Poulos.

### **3. APRECIÇÃO DA VARIABILIDADE DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO MACIÇO**

A variabilidade inerente do terreno é causada pelos processos geológicos naturais, ordinariamente contínuos, porém excepcionalmente descontínuos, que modificam o terreno. Pode ser observada localmente – variabilidade estatística (local) – ou considerando os valores em diversos pontos – variabilidade (estatística) espacial.

#### **3.1. Caracterização estatística dos parâmetros geotécnicos**

##### **3.1.1. Medidas estatísticas de posição, de dispersão local e de correlação espacial**

A variabilidade espacial do terreno pode ser modelada tendo em consideração duas parcelas: uma tendência determinística e uma variabilidade residual em torno dessa tendência, que caracteriza a variabilidade inerente do solo. No caso dum modelo unidimensional, o valor local duma grandeza  $z(x)$  pode ser representado por:

$$z(x) = t(x) + u(x) \quad [23]$$

em que  $t(x)$  é o valor da tendência estatística em  $x$  e  $u(x)$  a variação residual, supletiva à tendência. Os resíduos são caracterizados estatisticamente como uma variável aleatória de média zero e variância dada por:

$$Var(u) = E\left[\{z(x) - t(x)\}^2\right] \quad [24]$$

A variância dos resíduos quantifica a dispersão entre a tendência (ajustada aos dados) e os valores observados. A estrutura espacial remanescente após a remoção da tendência mostra, correntemente, a existência de correlação entre os resíduos, isto é, os resíduos não são

estatisticamente independentes. Os resíduos positivos tendem a agrupar-se, tal como os negativos. Esta estrutura espacial de variação, que não é tida em conta pela tendência, pode ser descrita pela correlação espacial, designada habitualmente por autocorrelação, decrescente com a distância entre pontos. A importância e o sinal da correlação medem-se pelo coeficiente de correlação  $\rho$ , que varia entre -1 e 1. Para duas variáveis escalares  $z_1$  e  $z_2$  tem-se

$$\rho = \frac{Cov(z_1, z_2)}{\sqrt{Var(z_1)Var(z_2)}} \quad [25]$$

em que  $Cov(z_1, z_2)$  é a covariância e  $Var(z_i)$  é a variância. As duas variáveis podem representar diferentes propriedades (embora relacionadas) ou a mesma propriedade em localizações distintas. Neste último caso, em que a covariância e a correlação são calculadas em função da distância de separação, estas designam-se por, respectivamente, autocovariância e a autocorrelação. O coeficiente  $\rho$  é unitário para distância nula e, para distância crescente, tende assintoticamente para zero. A variabilidade espacial em torno de uma tendência é, portanto, devida à variância (local) e à autocorrelação (espacial).

A associação espacial dos resíduos pode ser traduzida pela função de autocorrelação  $R_z(\delta)$  que descreve a correlação entre  $u(x_i)$  e  $u(x_j)$  em função da distância  $\delta$  que os separa

$$R_z(\delta) = \frac{1}{Var[u(x)]} E[u(x_i)u(x_i + \delta)] = \frac{C_z(\delta)}{Var[u(x)]} \quad [26]$$

em que  $Var[u(x)]$  é a variância dos resíduos e  $C_z(\delta)$  é a função de autocovariância dos resíduos em pontos distanciados de  $\delta$ .

Correntemente, são assumidas hipóteses simplificativas sobre a autocorrelação, nomeadamente quanto à isotropia horizontal e à estacionaridade, o que equivale a considerar a zona em análise como estatisticamente homogénea. É conveniente, por razões de modelação e análise, eger para  $R_z(\delta)$  funções infinitamente diferenciáveis. No Quadro 1 apresenta-se as funções mais utilizadas para esse efeito, em que  $\delta_0$  é uma constante com dimensão comprimento, sendo graficamente representadas na Figura 8.

Quadro 1 – Modelos de autocorrelação unidimensionais (adaptado de Baecher e Christian, 2003)

Modelo	Equação
Ruído Branco (1)	$R_z(\delta) = \begin{cases} 1, & \delta = 0 \\ 0, & \text{caso contrário} \end{cases}$
Linear (2)	$R_z(\delta) = \begin{cases} 1 -  \delta /\delta_0, & \delta \leq \delta_0 \\ 0, & \text{caso contrário} \end{cases}$
Exponencial (3)	$R_z(\delta) = \exp(-\delta/\delta_0)$
Exponencial quadrático (4)	$R_z(\delta) = \exp^2(-\delta/\delta_0)$

Para incorporar a variação espacial no modelo numérico utilizado para o estudo dos assentamentos causados à superfície pela escavação do túnel, é necessário recorrer à teoria dos campos aleatórios, considerando que a grandeza genérica  $z(x)$ , por exemplo, o módulo de deformabilidade linear, é uma realização de um campo aleatório. Um campo aleatório é definido através da sua função de distribuição conjunta, que descreve a variação de  $z$  no espaço  $S_x$ :

$$F_{x_1, \dots, x_n}(z_1, \dots, z_n) = P\{z(x_1) \leq z_1, \dots, z(x_n) \leq z_n\} \quad [27]$$

O campo aleatório é dito estacionário de segunda ordem se  $E[z(x)] = \mu_z$  para todo o  $x$  e se a função de autocovariância depender apenas da posição relativa dos pontos,  $(x_i - x_j)$ . Se esta depender, mais restritivamente, da distância  $\delta = \|x_i - x_j\|$  o campo aleatório é dito isotrópico. As funções  $R_z(\delta)$  e  $C_z(\delta)$  são simétricas e limitadas, ou seja, respectivamente, tem-se

$$C_z(\delta) = C_z(-\delta); R_z(\delta) = R_z(-\delta) \text{ e } C_z(\delta) \leq C_z(0) = \sigma_z^2; |R_z(\delta)| \leq 1 \quad [28]$$

O campo aleatório é dito estacionário (no sentido estrito) se a distribuição de probabilidade completa  $F_{x_1, \dots, x_n}(z_1, \dots, z_n)$  for independente da localização absoluta, dependendo apenas da respectiva posição relativa. Um campo aleatório que não cumpra as condições de estacionaridade é dito não estacionário, ou seja, é estatisticamente heterogéneo. A estacionaridade depende da escala, ou seja, numa pequena região, correspondente, por exemplo, à fundação de um edifício, as propriedades do solo poderão ser estacionárias, mas já numa região maior tal poderá não suceder. Outra propriedade que caracteriza um campo aleatório é a ergodicidade. A ergodicidade significa basicamente que a estrutura probabilística de um processo aleatório pode ser completamente estimada através da observação de uma realização desse processo; implica a estacionaridade (no sentido estrito).

Considere-se, então, o campo estocástico escalar  $z(x)$ , com as propriedades habituais no estudo dos campos aleatórios: homogeneidade, isotropia, ergodicidade e estacionaridade. Os seus parâmetros são, assim, a média  $\mu_z$ , que se assume constante, e a variância  $\sigma_z^2$  ou a função de autocovariância  $C_z(\delta)$ , em que  $\delta = |x_i - x_j|$  (Baecher e Christian, 2003).

O processo média num comprimento de referência  $X$  é um recurso indispensável na modelação em Geotecnia para a definição de sub-domínios “homogéneos”. De facto, a maioria da informação de que se dispõe é definida num domínio finito e representa uma média local do parâmetro e não o seu valor pontual. O processo média espacial na janela  $[0, X]$  é definido por:

$$M_X(z(x)) = \frac{1}{X} \int_0^X z(x) dx \quad [29]$$

O processo média introduz um alisamento nas propriedades estudadas, que se manifesta pela diminuição da dispersão e pelo aumento da correlação espacial do processo média relativamente ao processo pontual  $z(x)$ . Os respectivos momentos ordinários de ordem 1 e 2 podem ser determinados a partir da média e variância do processo escalar  $z(x)$ , e são dados por:

$$E[M_X] = \mu_{M_X} = \frac{1}{X} \int_0^X \mu_z dx = \mu_z \quad [30]$$

$$Var[M_X] = \frac{1}{X^2} \int_0^X \int_0^X C_z(x_i - x_j) dx_i dx_j = \frac{2}{X^2} \int_0^X (X - \delta) C_z(\delta) d\delta \quad [31]$$

A autocovariância do processo média é dada por

$$C_{M_X}(\delta) = Cov\left(\frac{1}{X} \int_0^X z(x) dx, \frac{1}{X} \int_\delta^{\delta+X} z(x) dx\right) = \frac{1}{X^2} \int_0^X \int_0^X C_z(\delta + x_i - x_j) dx_i dx_j \quad [32]$$

A redução de dispersão devida à introdução do processo média pode ser caracterizada pela função de redução de variância  $\Gamma_z^2(X)$ , cujo valor decorre directamente da função de autocorrelação  $R_z(\delta)$  e da largura da janela de observação  $X$ :

$$\Gamma_z^2(X) = \frac{\text{Var}[M_X(z(x))]}{\text{Var}[z(x)]} = \frac{2}{X} \int_0^X \left(1 - \frac{\delta}{X}\right) R_z(\delta) d\delta \quad [33]$$

A escala de flutuação ou distância (efectiva) de correlação  $\theta_z$  do processo  $z(x)$  representa a distância para além da qual a função  $R_z(\delta)$  assume valores inferiores a  $1/e^2$ . Indica, pois, a distância máxima até onde se considera existir correlação espacial significativa. De acordo com Vanmarcke (1984) a escala de flutuação pode ser calculada por:

$$\theta_z = \lim_{X \rightarrow \infty} X \Gamma_z^2(X) \quad [34]$$

Ou seja,  $\theta_z/X$  é a assíptota infinita da função de redução de variância. A existência de  $\theta_z$  obriga a que a função de autocorrelação decaia mais rapidamente que  $1/\delta$ , ou seja, que  $R_z(\delta) \rightarrow 0$  quando  $\delta \rightarrow \infty$ . Neste caso,  $\theta_z$  pode ser determinado através de:

$$\theta_z = 2 \int_0^{\infty} R_z(\delta) d\delta = \int_{-\infty}^{\infty} R_z(\delta) d\delta \quad [35]$$

No Quadro 2 apresentam-se as funções de redução de variância e as escalas de flutuação respectivas, para os modelos cuja função de autocorrelação foi já descrita no Quadro 1. A representação gráfica destas funções apresenta-se na Figura 8.

Quadro 2 - Funções de redução de variância para modelos de autocorrelação unidimensionais (adaptado de Baecher e Christian, 2003)

Modelo	Função de redução de variância	Escala de flutuação $\theta_z$
Ruído Branco (1)	$\Gamma_z^2(X) = \begin{cases} 1, & X = 0 \\ 0, & \text{caso contrário} \end{cases}$	0
Linear (2)	$\Gamma_z^2(X) = \begin{cases} 1 - X/3\delta_0, & X \leq \delta_0 \\ (\delta_0/X)(1 - \delta_0/3X), & \text{caso contrário} \end{cases}$	$\delta_0$
Exponencial (3)	$\Gamma_z^2(X) = 2 \left(\frac{\delta_0}{X}\right)^2 \left(\frac{X}{\delta_0} - 1 + \exp^2\left(-\frac{X}{\delta_0}\right)\right)$	$4\delta_0$
Exponencial quadrático (4)	$\Gamma_z^2(X) = \left(\frac{\delta_0}{X}\right)^2 \left(\sqrt{\pi} \frac{X}{\delta_0} \text{erf}\left(\frac{-X}{\delta_0}\right) - 1 + \exp^2\left(-\frac{X}{\delta_0}\right)\right)$	$\sqrt{\pi}\delta_0$

Em que  $\text{erf}$  é a função erro

### 3.1.2. Avaliação comparativa da adequabilidade das distribuições estatísticas

As distribuições de probabilidade que caracterizam as observações das propriedades do solo são usualmente apresentadas na forma de histogramas, no entanto também podem ser modeladas através de expressões analíticas, convenientes para a inferência estatística.

Entre as distribuições mais comuns utilizadas para este efeito tem-se as do tipo exponencial. A distribuição Normal, pelo Teorema do Limite Central, é sem dúvida a mais utilizada. A

distribuição Log Normal descreve a distribuição de uma variável cujo logaritmo é normalmente distribuído. Estendendo o Teorema do Limite Central a esta distribuição, é possível mostrar que a distribuição Log Normal descreve uma variável formada pelo produto de perturbações independentes, quando o número de perturbações é elevado.

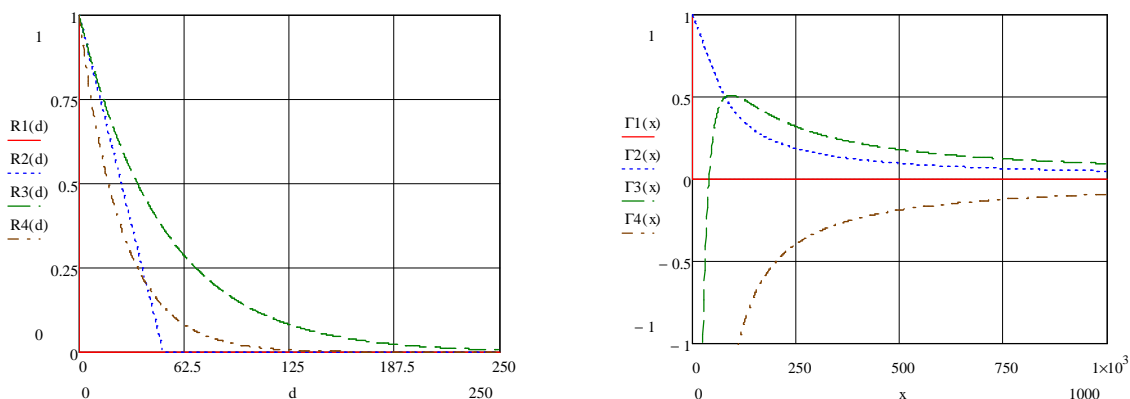


Figura 8 - Modelos unidimensionais de autocorrelação e respectivas funções de redução de variância

A distribuição exponencial é uma distribuição de apenas um parâmetro e portanto é a distribuição mais simples das usualmente utilizadas. Esta distribuição é aplicada nomeadamente em observações de cariz geométrico, como a distribuição dos espaçamentos de descontinuidades num maciço rochoso. A distribuição Gama é, tal como a distribuição Log Normal, uma distribuição com variável positiva, conveniente na modelação da maioria das grandezas físicas, também geotécnicas.

Relativamente a distribuições do tipo não exponencial, a mais utilizada será a distribuição Beta, devido à sua flexibilidade (é uma distribuição de 4 parâmetros) e devido a os limites superior e inferior do seu domínio coincidirem com os limites inferior e superior para variáveis geotécnicas, como o ângulo de atrito. No entanto, a necessidade de definir estes limites à priori pode ser uma tarefa complicada, além do que um maior número de parâmetros aliado a um número de observações limitado pode levar a maior incerteza nos parâmetros estimados.

A distribuição triangular, definida por 3 parâmetros – limites inferior e superior e moda – é também, pela sua simplicidade de definição com base em informação limitada, uma distribuição com grande utilização na caracterização de variáveis geotécnicas.

### 3.1.3. Recolha bibliográfica de valores das estimativas de medidas estatísticas

Uma das dificuldades práticas para a implementação dos métodos baseados em campos aleatórios na Geomecânica é a base de dados experimental sobre a variabilidade. As observações dos valores dos parâmetros das propriedades do terreno sugerem uma considerável variabilidade nestas, não apenas de zona para zona ou de estrato para estrato mas também dentro de depósitos homogêneos. Sendo a variabilidade do solo modelada através da teoria dos campos aleatórios esta poderá ser descrita utilizando o coeficiente de variação ( $COV_z$ ) e a escala de flutuação  $\theta_z$ .

A variabilidade espacial está relacionada com a geologia regional específica da zona pelo que as observações da variabilidade do terreno se devem basear sempre em dados provenientes da zona em questão. No entanto, os limites prováveis entre os quais se situa o COV são úteis como aproximações iniciais. É de notar que os valores a seguir apresentados para os COV poderão estar enviesados por excesso, por quatro razões: a inclusão de diferentes universos geológicos

numa mesma amostra, erros de medição e a diversidade de equipamentos e métodos de análise, além de tendências determinísticas ainda por remover. Resumem-se estes valores no Quadro 3.

A informação publicada sobre a escala de flutuação é significativamente mais reduzida do que a relativa ao coeficiente de variação. No entanto, Phoon e Kulhawy (1999) evidenciam que a escala de flutuação na direcção horizontal é cerca de uma ordem de grandeza superior à da direcção vertical, com um intervalo típico entre os 40 m e os 60 m para aquela, confirmando que a variabilidade vertical é mais importante que a variabilidade horizontal. Por exemplo, no caso da resistência não drenada de argilas, obtida com base no ensaio de molinete, a escala de flutuação na direcção vertical varia entre os 2.0 m e os 6.2 m com uma média de 3.8 m, enquanto que na direcção horizontal varia entre os 46 m e os 60 m com valor médio de 50.7 m. A variabilidade dos ângulos  $\phi$  e  $\psi$  está intimamente ligada, dada a relação física entre ambos.

Quadro 3 - Funções de redução de variância para modelos de autocorrelação unidimensionais

Parâmetro do terreno	Fonte bibliográfica	Intervalo de variação	Valor médio	Intervalo de variação do COV (%)	Valor médio do COV (%)
$\phi_{\text{areias}}$	Lee et al. (1983)	-	-	[5,15]	10
	Phoon e Kulhawy (1999)	[35°,41°]	37.6°	[5,11]	9
$\phi_{\text{argilas}}$	Lee et al. (1983)	-	-	[12,56]	-
	Phoon e Kulhawy (1999)	[9°,33°]	15.3°	[10,50]	21
	Phoon e Kulhawy (1999)	[17°,41°]	33.3°	[4,12]	9
	Lee et al. (1983)	-	-	[20,50]	30
$S_u$	Phoon e Kulhawy (1999)*	[15,363] kPa	276 kPa	[11,49]	22
	Phoon e Kulhawy (1999)**	[130,713] kPa	405 kPa	[18,42]	32
$c'$	Lumb (1974)	-	-	[25,30]	30
$\rho$	Lee et al. (1983)	-	-	[1,10]	3
$\gamma$	Phoon e Kulhawy (1999)	[14,20] kN/m <sup>3</sup>	17.5 kN/m <sup>3</sup>	[3,20]	9
$\gamma_d$	Phoon e Kulhawy (1999)	[13,18] kN/m <sup>3</sup>	15.7 kN/m <sup>3</sup>	[2,13]	7
$E$	Lee et al. (1983)	-	-	[2,42]	30
$p_l^{\text{areias}}$	Phoon e Kulhawy (1999)	[1617,3566] kPa	2284 kPa	[23,50]	40
$p_l^{\text{argilas}}$	Phoon e Kulhawy (1999)	[428,2779] kPa	1084 kPa	[10,32]	15
$E_{PMT}$	Phoon e Kulhawy (1999)	[5.2,15.6] MPa	8.97 MPa	[28,68]	42

\* Ensaio não consolidado não drenado; \*\* Ensaio consolidado não drenado

#### 4. VARIABILIDADE ESTATÍSTICA DOS ASSENTAMENTOS BASEADA EM FORMULAÇÕES ANALÍTICAS

Vai-se utilizar a expressão [22] para poder avaliar a importância da variabilidade de  $E_u$ , que caracteriza a rigidez não drenada do terreno, no valor dos assentamentos à superfície e na forma da curva de subsidência, provocados pela escavação com TBM de um túnel com diâmetro de 10 m, integralmente escavado acima do nível freático. Considera-se um terreno argiloso rijo medianamente sobreconsolidado (OCR entre 2 e 3) com um coeficiente de impulso em repouso de 0.7 e peso volúmico igual a 17 kN/m<sup>3</sup>.

Para a estimativa do valor do parâmetro  $g$  (equação [16]) considera-se que  $G_p$  toma o valor de 100 mm, admitindo que não se utilizam injeções de colagem, que obviamente reduziriam este valor. O valor de  $\omega^*$  é dado pelo menor valor entre  $0.6G_p$  e  $1/3U_i$  ( $U_i$  dado pela expressão [22]) e o valor de  $\omega$  é igual ao de  $\omega^*$ , admitindo a inexistência de sobreescavação.

Relativamente aos parâmetros necessários para obter o valor de  $U_{3D}$  admite-se, como atrás justificado, um valor de 0.8 para  $k$  correspondente a argilas rijas e um valor de 1.12 para  $\Omega$ , de acordo com Lee et al. (1992), este válido na condição de  $N$  não exceder 2.5. Admite-se ainda que a pressão na câmara na frente corresponde a 25% da tensão horizontal.

Consideram-se 9 situações de cálculo conforme indicado no Quadro 4, correspondentes a duas profundidades distintas (pequeno recobrimento (1) e recobrimento médio (2)), a três valores distintos – fixos – para  $S_u$  (100 kPa (1A), 50 kPa (1B) e 125 kPa (2)) e três valores de dispersão para  $E_u$  ( $COV_{E_u}$  de 10%, 20% e 30%). Na definição dos valores do  $COV_{E_u}$  foi tida em conta a informação do Quadro 3. Esquematiza-se no Quadro 4 as 9 situações de cálculo.

Quadro 4 – Situações de cálculo

Situação de cálculo	Profundidade do eixo do túnel $z_0$	Resistência ao corte não drenado $S_u$	Índice de rigidez médio $I_r$	Módulo de deformabilidade linear médio $\mu_{E_u}$	$COV_{E_u}$ (%)
1A1	20 m	100 kPa	125	37.5 MPa	0.20
1A2					0.10
1A3					0.30
1B1		50 kPa	150	22.5 MPa	0.20
1B2					0.10
1B3					0.30
2A	30 m	125 kPa	125	46.9 MPa	0.20
2B					0.10
2C					0.30

Como já se referiu a distribuição Log Normal é uma distribuição conveniente na definição da maioria das grandezas físicas, uma vez que pode apenas ter valores positivos. Deste modo, geram-se 500 realizações de números aleatórios de acordo com uma distribuição Log Normal, cujos parâmetros são definidos a partir do valor médio de médio  $\mu_{E_u}$  – estimado considerando o valor médio do índice de rigidez  $I_r$  – e no respectivo coeficiente de variação  $COV_{E_u}$  :

$$\zeta = \sqrt{\ln(1 + COV_{E_u}^2)}; \quad \lambda = \ln \mu_{E_u} - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad [36]$$

A sequência de cálculo após a geração destes valores consiste na obtenção do valor de  $U_{3D}$  e do índice de rigidez correspondente a cada um dos módulos de deformabilidade, que permite o cálculo de  $U_i$  e conseqüentemente de  $\omega$ . É assim possível obter o valor do parâmetro  $g$ . Finalmente, estamos em condições de utilizar a expressão da curva de subsidência, que nos permite determinar os assentamentos verticais à superfície na direcção transversal, definida pela equação [22].

Na Figura 9 apresenta-se dois gráficos com exemplos de curvas de subsidência obtidas para diferentes realizações do módulo de elasticidade. O gráfico da esquerda corresponde à situação de cálculo 1A1 e o da direita à situação de cálculo 2A. Como era de esperar, verifica-se que a curva de subsidência apresenta maior largura na situação 2A, em que o túnel é mais profundo. Neste último caso, o valor do parâmetro  $i$  é de 16.0 m enquanto que no primeiro caso é de 11.1 m. O parâmetro  $i$  é obtido a partir da expressão [2], sendo que volume de subsidência foi obtido pela integração da equação [22] entre  $-\infty$  e  $+\infty$ .

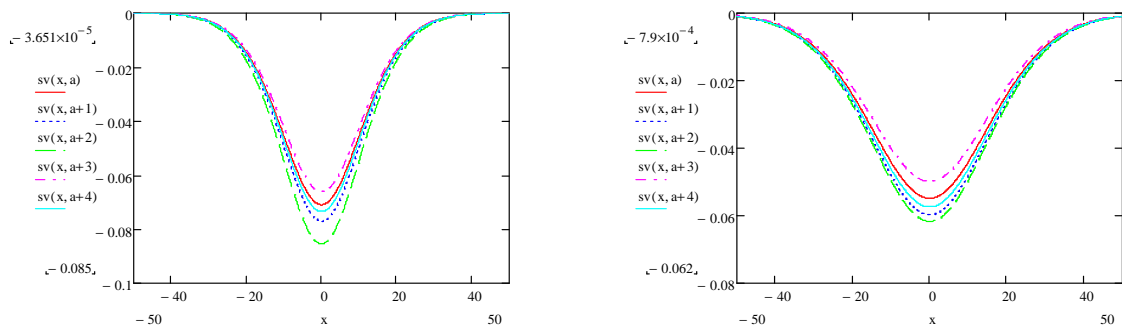


Figura 9 – Curvas de subsidência para a situação 1A1 e para a situação 2A

Apresenta-se na Figura 10 a Figura 14 os histogramas e respectivas curvas de frequência acumulada do assentamento máximo à superfície, para as 500 realizações do módulo de deformabilidade consideradas, para as 9 situações de cálculo.

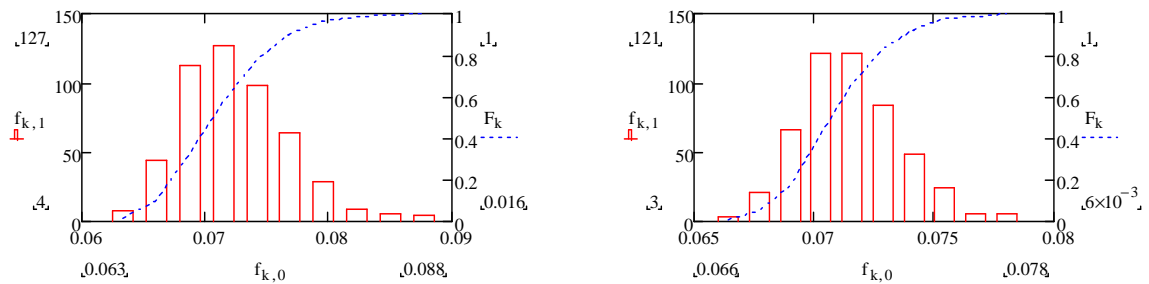


Figura 10 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A1 e para a situação 1A2

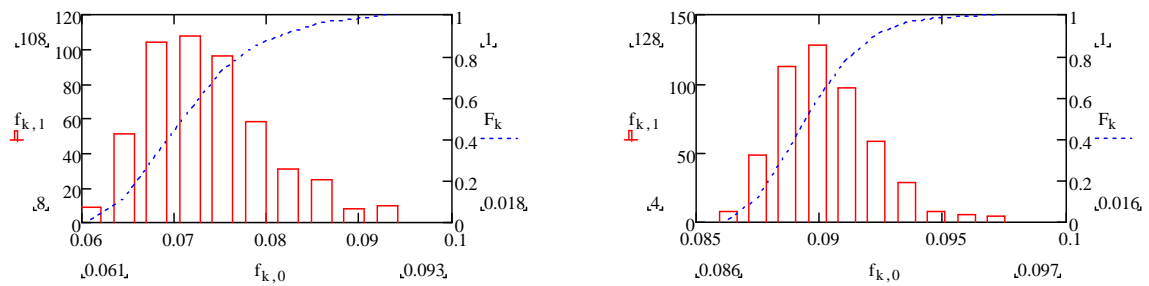


Figura 11 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A3 e para a situação 1B1

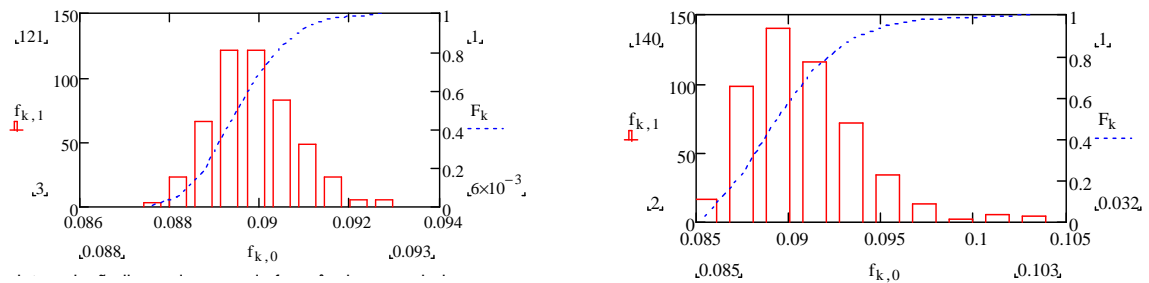


Figura 12 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1B2 e para a situação 1B3



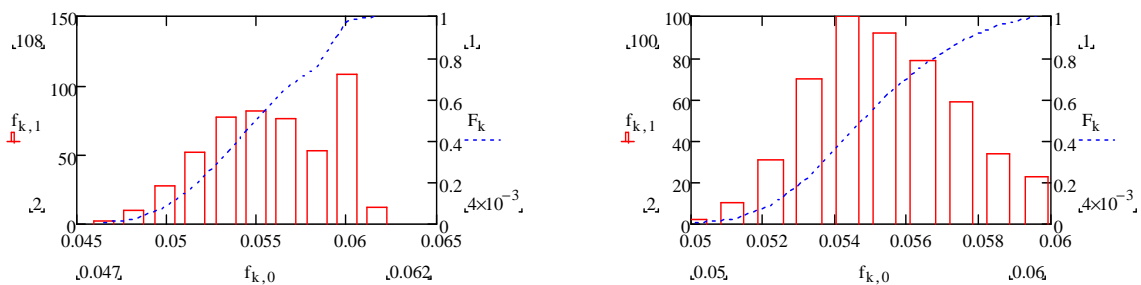


Figura 13 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2A e para a situação 2B

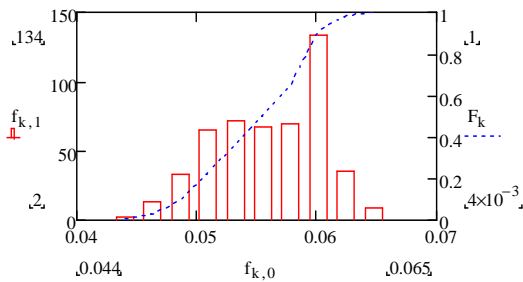


Figura 14 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2C

Conforme o Quadro 5, é possível constatar que aos maiores valores de COV corresponde a maior dispersão de assentamento e valores crescentes do percentil 95 de assentamento. A variabilidade estatística do terreno aparenta ter maior importância para túneis mais próximos da superfície, como é possível observar nos histogramas apresentados, para o que também contribui o facto de no túnel mais profundo o nível de deslocamentos induzidos à superfície ser inferior.

Quadro 5 – Valores do assentamento máximo e do volume de subsidência cuja probabilidade de não excedência é de 95%

Situação de cálculo	Assentamento máximo (m)	Volume de subsidência (m <sup>3</sup> )	Situação de cálculo	Assentamento máximo (m)	Volume de subsidência (m <sup>3</sup> )
1A1	0.079	2.206	1B3	0.095	2.663
1A2	0.075	2.087	2A	0.060	2.400
1A3	0.085	2.372	2B	0.058	2.347
1B1	0.093	2.604	2C	0.061	2.463
1B2	0.091	2.541			

Comparando, agora, entre si, os resultados correspondentes aos diferentes valores de  $S_u$ , A (100 kPa) e B (50 kPa) do túnel 1 constata-se que, para o mesmo COV, a amplitude do intervalo de assentamento máximo é menor no caso B, apesar de os assentamentos serem naturalmente superiores dado o menor valor médio de  $E_u$ .

É de referir ainda que nas situações 2A e 2C o parâmetro  $\omega$  é dado por  $0.6G_p$  pelo que os histogramas apresentam um valor mais elevado para um assentamento de 6 cm. Isto deve-se aos maiores valores de  $U_i$  que se obtêm na situação do túnel mais profundo, devidos a um maior valor das tensões horizontais (e, conseqüentemente, do número de estabilidade) aliados ao maior coeficiente de variação dos casos A e C relativamente ao B.

Finalmente, apresenta-se na Figura 15 a Figura 19 os histogramas e as respectivas curvas de frequência acumulada do volume de subsidência, para as 500 realizações do módulo de deformabilidade consideradas, para os 9 casos de cálculo.

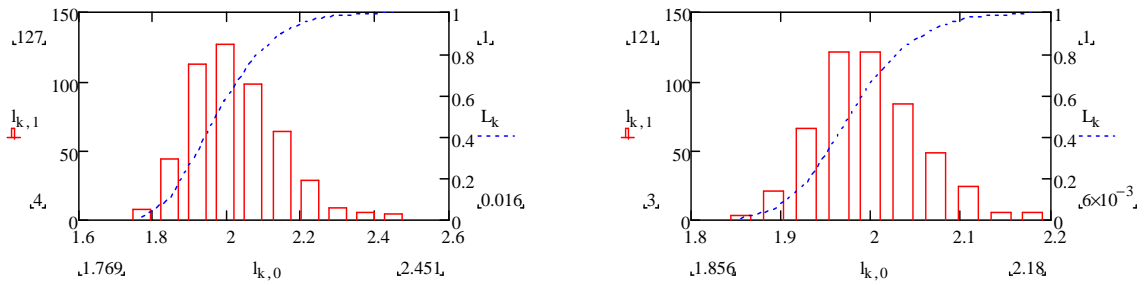


Figura 15 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para o caso 1A1 e para o caso 1A2

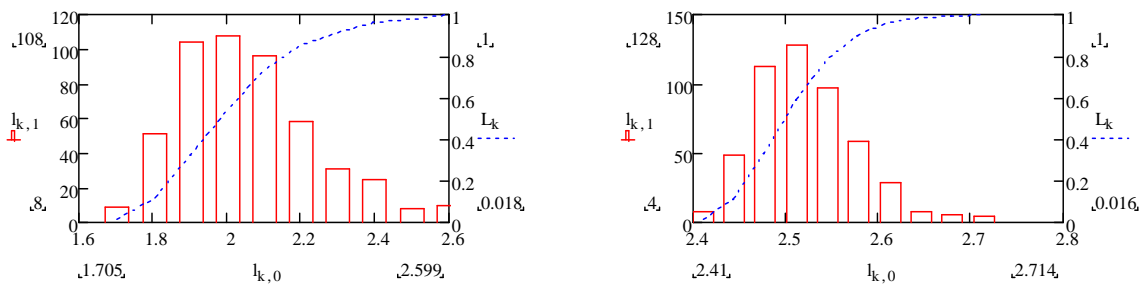


Figura 16 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A3 e para a situação 1B1

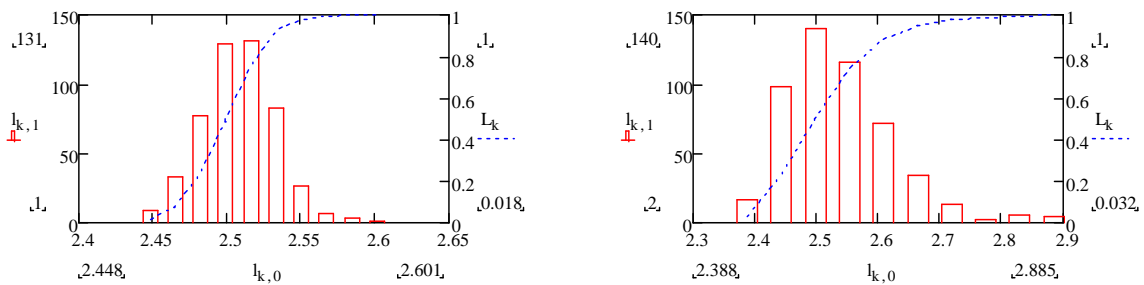


Figura 17 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1B2 e para a situação 1B3

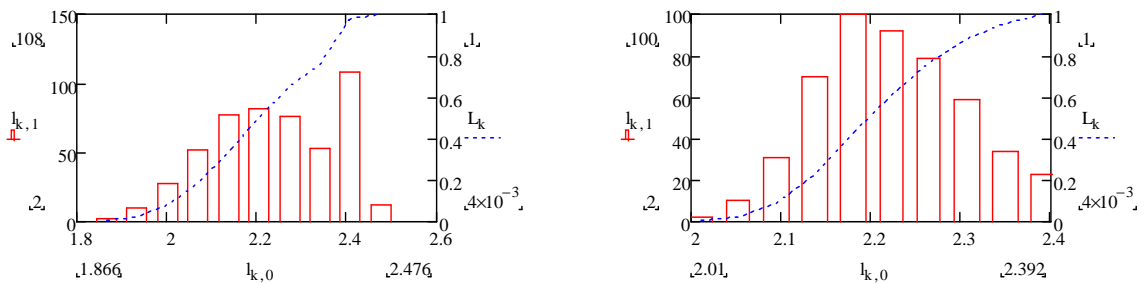


Figura 18 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2A e para a situação 2B

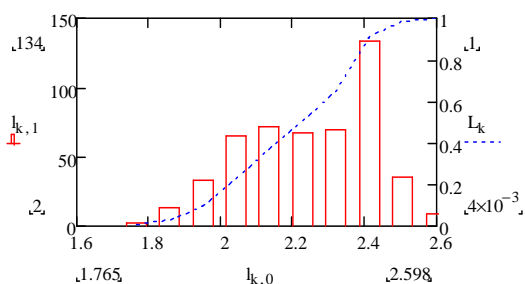


Figura 19 – Histogramas e curva de frequência acumulada para a situação 2C

As conclusões a retirar destes gráficos são no mesmo sentido que as tecidas relativamente ao assentamento máximo à superfície. No Quadro 5 apresenta-se, também, o valor do volume de subsidência para o qual a probabilidade de não ser excedido é de 95%.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na presente comunicação abordou-se a problemática do assentamento superficial provocado pela escavação de túneis, considerando a variabilidade estatística, local e espacial, dos parâmetros geotécnicos do terreno. No que se refere ao primeiro tipo de dispersão, é indispensável recorrer a expressões algébricas para a geração de realizações de bacias de subsidência. Para isso, descrevem-se as expressões empíricas mais utilizadas para o cálculo dos assentamentos superficiais, bem como as funções estatísticas com maior relevância para o problema a tratar. Ilustra-se, então, a influência da variação do módulo de deformabilidade não drenado na forma da curva de subsidência. A influência da possível plastificação do terreno em torno da escavação é tida em conta através do parâmetro  $g$  introduzido por Lee et al. (1992).

A análise estatística das curvas de subsidência, em termos de assentamento máximo e do volume de subsidência, sugere que a variabilidade estatística do terreno tem maior importância para túneis pouco profundos, situação em que se impõe um maior cuidado na caracterização geotécnica do terreno. A metodologia apontada permite estabelecer valores característicos – quantilhos superiores – de assentamento e de volume de subsidência, úteis na definição de critérios de gestão de segurança de escavação em situações de inexistência de rotura da escavação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Attewell, P. B., Farmer, I. W. (1974). *Ground deformations resulting from tunnelling in London Clay*. Canadian Geotechnical Journal, 11(3), pp. 380-395.
- Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey, USA.
- Barakat, M. A. (1996). *Measurements of ground settlement and building deformations due to tunnelling*. Ph. D. Thesis, Imperial College, University of London.
- Broms, B. B., Bennermark, H. (1967). *Stability of clay at vertical openings*. Proc. ASCE, Journal Soil Mech. and Foundation Engineering, 93(SM1).
- Franzius (2003). *Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. Ph. D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.
- Lake, L. M., Rankin, W. J., Hawley, J. (1992). *Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas*. CIRIA Funders Report / CP / 5.
- Lee, K. M., Rowe, R. K., Lo, K. Y. (1992). *Subsidence owing to tunnelling. I: Estimating the gap parameter*. Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 29, pp. 929-940.

- Loganathan, N., Poulos, H. G. (1998). *Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 9. pp. 846-856.
- Macklin, S. R. (1999). *The prediction of volume loss due to tunneling in overconsolidated clay based on heading geometry and stability number*. Ground Engineering, 32(4). pp. 30-33.
- Mair, R. J., Gunn, M. J., O'Reilly, M. P. (1981). *Ground movements around shallow tunnels in soft clay*. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1. pp. 32-328. Balkema, Rotterdam.
- Mair, R. J. (1996). *Settlement effects of bored tunnels*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. pp. 43-53. Balkema, Rotterdam.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. (1997). *Bored tunneling in the urban environment*. Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg. pp. 2353-2385. Balkema, Rotterdam.
- O'Reilly, M. P., New, B. M. (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction*. Tunnelling 82. pp. 55-64. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Park, K. H. (2004). *Elastic solution for tunneling-induced ground movements in clays*. International Journal of Geomechanics, Vol. 4, No. 4, pp. 310-318. ASCE.
- Peck, R. B. 1969. *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proceedings of the 7th int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State of the art volume. Pp 225-290. Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A. C.
- Phoon, K-K., Kulhawy, F. H (1999). *Characterization of geotechnical variability*. Canadian Geotechnical Journal, 36, pp. 612-624.
- Rankin, W. J. 1988. *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Engineering geology of underground movements. pp. 79-92. The Geological Society, London.
- Rowe, R. K., Kack, G. J. (1983). *A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: Four case histories*. Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 20, pp. 299-314.
- Sagaseta, C. (1987). *Analysis of undrained soil deformation due to ground loss*. Géotechnique 37, No. 3, pp. 301-320.
- Schmidt, B. 1969. *Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil*. Ph. D. Thesis, University of Illinois.
- Standing, J. R., Nyren, R. J., Burland, J. B., Longworth, T. I. (1996). *The measurement of ground movement due to tunnelling at two control sites along the Jubilee Line Extension*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Pp. 751-756. Balkema, Rotterdam.
- Strack, O. E. (2002). *Analytic Solutions of Elastic Tunneling Problems*. Ph. D. Thesis, Delft University of Technology. Delft University Press.
- Sven Moller (2006). *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Ph. D. Thesis, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Vanmarcke, E. (1984). *Random Fields: Analysis and Synthesis*, MIT Press, Cambridge. MA.
- Verruijt, A., Booker, J. R. (1996). *Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane*. Géotechnique 46, No. 4, pp. 753-756.
- Verruijt (1997). *A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 21, pp. 77-89.