



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE GEOTÉCNICA NA SUBSIDÊNCIA DEVIDA À ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS URBANOS

Luís Carlos Rodrigues de Sousa Miranda

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos
Orientador: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra
Co-Orientador: Professora Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira
Vogais: Professor Doutor Luís Canhoto Neves
Professor Alexandre da Luz Pinto

Novembro de 2011

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil na pessoa do seu Presidente, Investigador Carlos Pina, por todos os meios disponibilizados para a realização desta dissertação de Mestrado.

Expresso a minha gratidão ao meu orientador, Professor João Bilé Serra, pela disponibilidade e interesse que sempre demonstrou em partilhar os seus extensos conhecimentos neste tema e pela contribuição que deu para que esta tese apresentasse o maior rigor científico.

Agradeço à Professora Laura Caldeira, directora do Departamento de Geotecnia e co-orientadora desta tese, pela confiança, apoio e transmissão de conhecimentos, para além da revisão crítica da tese.

Agradeço, ainda, ao Professor João Maranha pela disponibilidade para discutir alguns aspectos relacionados com a aplicação de FLAC, bem como com a aplicação de MATLAB, o que certamente contribuiu para o enriquecimento desta tese.

RESUMO

Na presente tese descreve-se a geometria da subsidência devida à escavação de túneis. Apresentam-se expressões empíricas que se baseiam no volume unitário de subsidência e na distância ao plano de simetria do túnel dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência. Analisa-se, então, as soluções algébricas existentes para a estimativa do campo de deslocamentos, que consideram os efeitos da contração pura do túnel e da sua ovalização. Descreve-se, ainda, a problemática da modelação numérica bidimensional e tridimensional, fazendo referência aos diversos métodos de simulação do faseamento construtivo.

Para poder analisar a influência da variabilidade e correlação espacial das propriedades do terreno nas estimativas de assentamentos causados pela escavação de túneis tem de se recorrer à Teoria dos Campos Aleatórios e à caracterização estatística dos parâmetros geotécnicos. Apresentam-se no capítulo 3 valores das estimativas de medidas estatísticas bem como algumas metodologias de modelação numérica da variabilidade espacial, das quais se destaca a que se baseia na transformada rápida de Fourier espacial.

Desenvolvem-se duas ferramentas computacionais para analisar os deslocamentos à superfície causados pela escavação de túneis. A primeira baseia-se no método de Monte Carlo e nas formulações analíticas apresentadas e é aplicada à análise estatística e caracterização de bacias de subsidência em terreno argiloso ligeiramente sobreconsolidado. A segunda baseia-se na geração de campos aleatórios correlacionados espacialmente e permite avaliar a influência da variabilidade espacial dos parâmetros do terreno na dispersão dos assentamentos superficiais. Com base nesta última, compara-se os resultados numéricos com resultados observacionais dum caso de obra.

Palavras-chave: túneis, assentamento superficial, campos aleatórios, variabilidade espacial.

ABSTRACT

In this thesis the subsidence geometry due to tunnelling is described. Moreover, empirical expressions, based on the unit volume of subsidence and on the distance between the plane of symmetry of the tunnel and the inflection points of the theoretical curve of subsidence, are presented. Then, analytical expressions for estimating the displacement field are analyzed, considering the effects of ovalization and pure contraction of the tunnel. What's more, two and three dimensional numerical modelling is described, with reference to the various methods of multi-stage tunnel construction.

In order to analyze the influence of ground variability and its spatial correlation properties on the estimates of ground settlements caused by tunnelling, one has to resort to the Random Field Theory and to the statistical characterization of the geotechnical parameters. In chapter 3 estimated values of statistical measures are presented, as well as some methods of numerical modelling of the spatial variability, like the one based on the spatial fast Fourier transform.

Two software tools are developed to analyze the settlements caused by tunnelling. The first one is based on the Monte Carlo method and on the analytical expressions herein presented. It is applied to statistical analysis and characterization of subsidence basins in clayey overconsolidated ground. The second one is based on the generation of spatially correlated random fields. It allows assessing the influence of the ground parameters' spatial variability in the dispersion of the surface settlements. Based on the latter, we compare the numerical results with observational results from a real tunnel.

Keywords: tunnels, surface settlement, random fields, spatial variability.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais.....	1
1.2. Objectivos e conteúdo da dissertação	3
2. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS DEVIDO À ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS.....	5
2.1. Geometria da subsidência	5
2.1.1. Deslocamento em planos transversais em campo livre (<i>green field</i>)	6
2.1.2. Deslocamento na direcção longitudinal em campo livre (<i>green field</i>)	9
2.1.3. Estimativa do parâmetro i (distância dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência ao plano de simetria do túnel).....	11
2.1.4. Estimativa do parâmetro v_1 (rácio de perda de terreno que converge para o interior do perímetro teórico de escavação)	12
2.1.5. Assentamentos sub-superficiais.....	14
2.2. Modelação analítica com expressões algébricas.....	16
2.3. Modelação numérica bidimensional	23
2.4. Modelação numérica tridimensional.....	29
3. MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA VARIABILIDADE ESPACIAL	35
3.1. Introdução	35
3.2. Caracterização estatística dos parâmetros geotécnicos.....	37
3.2.1. Medidas estatísticas de posição, de dispersão local e de correlação espacial.....	37
3.2.2. Avaliação comparativa da adequabilidade das distribuições estatísticas	43
3.2.3. Recolha bibliográfica de valores das estimativas de medidas estatísticas.....	45
3.3. Metodologias de modelação numérica da variabilidade espacial	47
3.3.1. Método da transformada de Fourier rápida (FFT).....	47
3.3.2. Método da decomposição triangular inferior-superior (LU) da matriz de covariância	49
3.3.3. Método das <i>turning bands</i>	50
3.3.4. Método da simulação de campos aleatórios através de subdivisão de média local (LAS)	52
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS EFEITOS SUPERFICIAIS DA VARIABILIDADE ESTATÍSTICA E ESPACIAL.....	57
4.1. Introdução	57
4.2. Estudo do assentamento superficial com base num modelo com variabilidade estatística local	58
4.3. Modelação baseada em discretização espacial e geração de campos aleatórios correlacionados (elementos finitos aleatórios).....	66
5. APLICAÇÃO A UM CASO DE OBRA.....	77
5.1. Descrição do caso de obra	77
5.2. Estimativa de probabilidade de excedência de valores limite de assentamentos e influência da variabilidade e correlação espaciais na simulação dos deslocamentos.....	81
6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO	87
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Causas de movimentos do terreno em escavação com tuneladora (adaptado de Möller, 2006).....	5
Figura 2 – Causas de movimentos do terreno em escavação sequencial (adaptado de Möller, 2006)	6
Figura 3 – Geometria da superfície de subsidência e sistema de coordenadas (adaptado de Franzius, 2003).....	7
Figura 4 – Curva transversal de subsidência: deslocamentos vertical e horizontal e extensão horizontal (adaptado de Franzius, 2003)	7
Figura 5 – Perfil longitudinal do assentamento (adaptado de Franzius, 2003)	10
Figura 6 – Relação entre o parâmetro i e a profundidade do túnel para diferentes tipos de terreno (adaptado de Peck, 1969).....	11
Figura 7 – Relações entre o número de estabilidade mobilizado N e o rácio de perda do terreno v_1 para argilas (adaptado de Lake <i>et al.</i> , 1992)	13
Figura 8 – Relação entre o factor de carga LF e o rácio de perda do terreno v_1 , determinada através de ensaios em centrifugadora e por análise de elementos finitos (adaptada de Mair <i>et al.</i> , 1981)	14
Figura 9 – v_1 versus LF para argila sobreconsolidada (adaptado de Macklin, 1999)	15
Figura 10 – Assentamento sub-superficial acima do eixo do túnel (Franzius, 2003)	16
Figura 11 – Condições de fronteira de deslocamento prescrito (Park, 2004)	22
Figura 12 – Método da convergência-confinamento adoptando curva de resposta do terreno (adaptado de Möller, 2006)	24
Figura 13 – Método do controlo de volume perdido adoptando curva de resposta do terreno (adaptado de Möller, 2006)	27
Figura 14 – Método da pressão de injeccção de colagem (adaptado de Möller, 2006)	28
Figura 15 – Procedimento passo-a-passo para o método sequencial de escavação de túneis (Möller, 2006)	30
Figura 16 – Procedimento passo-a-passo para o método de escavação de túneis com tuneladora (adaptado de Möller, 2006)	31
Figura 17 – Detalhes da cauda do escudo para o método de equilíbrio na frente com lamias (adaptado de Möller, 2006)	32
Figura 18 – Modelos de autocorrelação unidimensionais	39
Figura 19 – Funções de redução de variância para modelos unidimensionais de autocorrelação.....	43
Figura 20 – Método das <i>turning bands</i> (Mantoglu e Wilson, 1982).....	51
Figura 21 – Construção de um processo aleatório de média local através do método LAS (Fenton, 1990).....	53
Figura 22 – Índices dum processo LAS unidimensional para a fase i (topo) e fase $i+1$ (base) (Fenton, 1990).....	54
Figura 23 – Curvas de subsidência para a situação 1A1 e para a situação 2A.....	61
Figura 24 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A1 e para a situação 1A2.....	61
Figura 25 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A3 e para a situação 1B1	62
Figura 26 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1B2 e para a situação 1B3	62
Figura 27 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2A e para a situação 2B	62
Figura 28 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2C.....	62

Figura 29 – Curvas de frequência acumulada para as várias situações de cálculo (assentamento máximo)	63
Figura 30 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A1 e para a situação 1A2.....	64
Figura 31 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A3 e para a situação 1B1	65
Figura 32 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1B2 e para a situação 1B3	65
Figura 33 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2A e para a situação 2B	65
Figura 34 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2C.....	65
Figura 35 – Curvas de frequência acumulada para as várias situações de cálculo (volume de subsidência).....	66
Figura 36 – Modelo geométrico	67
Figura 37 – Módulo de deformabilidade e ângulo de atrito (respectivamente) para a realização #53: $\theta_z = 4$ m	69
Figura 38 – Módulo de deformabilidade e ângulo de atrito (respectivamente) para a realização #53: $\theta_z = 6$ m	69
Figura 39 – Esquema das fases de cálculo no programa MATLAB e no programa FLAC	70
Figura 40 – Perfil de assentamento à superfície.....	72
Figura 41 – Perfil de deslocamento vertical em profundidade.....	72
Figura 42 – Perfil de deslocamento radial a 45°	72
Figura 43 – Perfil de assentamento à superfície: $\theta_z = 4$ m e 6 m	73
Figura 44 – Perfil de deslocamento vertical: $\theta_z = 4$ m e 6 m.....	73
Figura 45 – Perfil de deslocamento radial a 45°: $\theta_z = 4$ m e 6 m	73
Figura 46 - Histograma e curva de frequência acumulada do máximo assentamento à superfície: $\theta_z = 4$ m e 6 m	74
Figura 47 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento vertical no tecto: $\theta_z = 4$ m e 6 m	74
Figura 48 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento radial a 45° no hasteal: $\theta_z = 4$ m e 6 m	75
Figura 49 – Curvas estatísticas do assentamento à superfície: $\theta_z = 4$ m e 6 m.....	76
Figura 50 – Curvas estatísticas do deslocamento vertical: $\theta_z = 4$ m e 6 m.....	76
Figura 51 – Curvas estatísticas do deslocamento radial a 45°: $\theta_z = 4$ m e 6 m	76
Figura 52 – Secção do túnel estudado (Melâneo <i>et al.</i> , 2004)	77
Figura 53 – Curva de subsidência na secção 4A (Melâneo <i>et al.</i> , 2004)	81
Figura 54 – Perfil de assentamento à superfície.....	82
Figura 55 – Perfil de deslocamento vertical.....	82
Figura 56 – Perfil de deslocamento radial a 45°.....	82
Figura 57 – Histograma e curva de frequência acumulada do máximo assentamento à superfície	83
Figura 58 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento vertical na abóbada	83
Figura 59 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento radial a 45° no hasteal.....	83
Figura 60 – Curvas estatísticas do assentamento à superfície.....	84
Figura 61 – Curvas estatísticas do deslocamento vertical.....	85
Figura 62 – Curvas estatísticas do deslocamento radial a 45°.....	85

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Desenvolvimento dos assentamentos longitudinais para tuneladora de frente fechada	10
Quadro 2 – Factor de redução para escavação em secção total dum túnel em forma de ferradura (Baudendistel, 1979)	24
Quadro 3 – Modelos de autocorrelação unidimensionais (adaptado de Baecher e Christian, 2003)	39
Quadro 4 - Funções de redução de variância para modelos de autocorrelação unidimensionais (adaptado de Baecher e Christian, 2003)	43
Quadro 5 – Valores das estimativas de medidas estatísticas	46
Quadro 6 – Situações de cálculo	61
Quadro 7 – Quantilhos inferior e superior de 5% do assentamento máximo e do volume de subsidência	64
Quadro 8 – Parâmetros das distribuições ajustadas aos histogramas e p-values do teste de K-S	75
Quadro 9 – Parâmetros das distribuições ajustadas aos histogramas e p-values do teste de K-S	84

SÍMBOLOS LATINOS

Símbolo	Significado	Unidade
a_j	Coefficiente de Fourier	n. d.
A_j	j ésimo coeficiente de Fourier complexo	n. d.
A_t	Área da secção transversal teórica do túnel	m^2
b_j	Coefficiente de Fourier	n. d.
c'	Coesão efectiva	kPa
COV_z	Coefficiente de variação	n. d.
$Cov(z_1, z_2)$	Covariância das variáveis escalares z_1 e z_2	n. d.
$C_z(\delta)$	Função de autocovariância	n. d.
$[C]$	Matriz de covariância	n. d.
d	Comprimento de avanço	m
D	Diâmetro exterior do túnel	m
E	Módulo de deformabilidade do terreno	kPa
E_u	Módulo de deformabilidade do terreno em condições não drenadas	kPa
E_{PMT}	Módulo pressiométrico	kPa
$E[X]$	Média de x	n. d.
$f(\omega)$	Função de densidade espectral radial	n. d.
$F_{x_1, \dots, x_n}(z_1, \dots, z_n)$	Função de probabilidade de distribuição conjunta	n. d.
g	Parâmetro de <i>gap</i>	m
G_p	Espaçamento físico causado pela geometria da tuneladora	m
H	Recobrimento do túnel	m
i	Distância dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência ao plano de simetria do túnel	m
i_x	Distância dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência ao plano de simetria do túnel na direcção transversal	m
i_y	Distância dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência ao plano de simetria do túnel na direcção longitudinal	m
I_r	Índice de rigidez	-
$[I]$	Matriz identidade	n. d.
k	Parâmetro que depende do coeficiente de Poisson, factor de resistência entre a cabeça de corte e o terreno	-, -
k_0	Coefficiente de impulso em repouso	-
k_s	Número mínimo de classes dum histograma segundo Sturges	-
K	Parâmetro que permite determinar i	-
K_1	Parâmetro que permite determinar i - camada de terreno 1	-
K_2	Parâmetro que permite determinar i - camada de terreno 2	-
l	Tamanho da malha segundo a dimensão do comprimento	m
LF	Factor de carga	-
$[L]$	Matriz triangular inferior	n. d.
n	Parâmetro que permite determinar i , número de simulações	-

$n_c(\epsilon, \delta)$	Número mínimo de realizações (Chebychev)	-
$n_N(\epsilon, \delta)$	Número mínimo de realizações (distribuição normal)	-
N	Número de estabilidade, ponto na região 2D onde se pretende gerar o campo aleatório	-
N_c	Número de estabilidade no colapso	-
N_i	Projecção do ponto N na linha i	n. d.
m	Parâmetro que depende do coeficiente de Poisson	-
M_X	Processo média espacial	n. d.
M_{2j}^{i+1}	Média de Z_{2j}^{i+1}	n. d.
OCR	Grau de sobreconsolidação	-
$P_{abóbada}$	Pressão na abóbada	kPa
p_1	Pressão limite do pressiómetro de Ménard	kPa
R	Raio do túnel	m
$R_z(\delta)$	Função de autocorrelação	n. d.
$s(j)$	Densidade espectral discreta	n. d.
S_{hx}	Deslocamento horizontal na direcção transversal do túnel	m
$S_{hx,máx}$	Deslocamento horizontal máximo na direcção transversal do túnel	m
S_{hy}	Deslocamento horizontal na direcção longitudinal do túnel	m
S_u	Resistência não drenada	kPa
S_v	Deslocamento vertical	m
$S_{v,máx}$	Assentamento (máximo) medido sobre o eixo do túnel	m
S_{tot}	Assentamento (máximo) medido sobre o eixo do túnel final	m
S_β	Assentamento (máximo) medido sobre o eixo do túnel antes da colocação do suporte	m
$S_1(\omega)$	Função de densidade espectral do processo unidimensional	n. d.
$t(x)$	Valor da tendência estatística	n. d.
u_w	Pressão intersticial no meridiano do túnel	kPa
$u(x)$	Varição residual, supletiva à tendência	n. d.
U_{3D}	Representa os efeitos das deformações elastoplásticas tridimensionais no contorno do túnel	m
U_i	Deformação elastoplástica em estado plano de tensão na abóbada do túnel	m
U_j^{i+1}	Ruído branco discreto de média nula e variância $(\sigma^{i+1})^2$	n. d.
$[U]$	Matriz triangular superior	n. d.
\bar{u}_i	Vector orientado segundo a <i>turning band</i>	n. d.
v_1	Rácio de perda do terreno	-
V_L	Volume de terreno que converge para o interior do perímetro teórico de escavação	m ³ /m
v_s	Volume unitário de subsidência	-
V_S	Volume da superfície de subsidência, por unidade de comprimento do túnel	m ³ /m
$\text{Var}[x]$	Variância de x	n. d.
w	Distância do centro do túnel às fronteiras laterais do modelo	m
$\{w\}$	Vector de $N(0,1)$ números aleatórios independentes	-

x	Eixo ortogonal no plano transversal da frente na direcção transversal do túnel	m
X	Largura da janela de observação	m
\vec{x}_N	Vector que liga o ponto N à origem do referencial	m
y	Eixo ortogonal no plano transversal da frente na direcção longitudinal do túnel	m
z	Eixo de profundidade que intersecta o eixo longitudinal na frente do túnel	m
z_0	Distância vertical do eixo do túnel à superfície	m
z_1	Espessura da camada de terreno 1, variável escalar	m
z_2	Espessura da camada de terreno 2, variável escalar	m
$z(x)$	Valor local de uma grandeza, campo escalar gaussiano	n. d.
Z_1^0	Média global normalmente distribuída	n. d.
Z_i^n	Valor i normalmente distribuído na fase n	n. d.
$z_i(\zeta_{N_i})$	Valor do processo aleatório unidimensional	n. d.
$\{z\}$	Simulação autocorrelacionada não condicional da função aleatória em posições de observação com matriz de covariância [C]	n. d.
$z(\vec{x}_N)$	Valor do campo aleatório correlacionado em N	n. d.

SÍMBOLOS GREGOS

Símbolo	Significado	Unidade
α	Parâmetro que permite o cálculo do deslocamento vertical, factor de redução de rigidez do terreno no interior do túnel	m^2 , -
β	Parâmetro que permite o cálculo do deslocamento vertical, factor de redução de carga	m^2 , -
δ	Parâmetro que quantifica a deformação do túnel devido à ovalização, distância entre pontos, 1 – grau de confiança	-, m, -
δ_0	constante	m
δ_x	Semi-convergência na face do túnel	m
$\delta\omega$	Frequência aleatória de valor infinitesimal adicionada de modo a evitar periodicidades	Hz
$\delta\zeta$	Incremento sobre a <i>turning band</i>	m
Δ	Espessura da saia da tuneladora	m
ε	Parâmetro que quantifica a deformação do túnel devido à contracção volumétrica pura, erro da estimativa de Monte Carlo	-, -
ε_{eq}	Parâmetro equivalente que quantifica a deformação do túnel devido à contracção volumétrica pura	-
$\hat{\varepsilon}_{hc}$	Valor máximo de compressão	-
$\hat{\varepsilon}_{ht}$	Máxima extensão de tracção	-
ε_{hx}	Extensão horizontal na direcção transversal	-
ε_{hy}	Extensão horizontal na direcção longitudinal	-
ϕ	Ângulo de atrito interno	-
ϕ_{cv}	Ângulo de atrito interno no estado crítico	-
ϕ_k	Ângulos aleatórios independentes distribuídos uniformemente entre 0 e 2π	-
$\Phi(x)$	Curva de probabilidade cumulativa	-
$\varphi(j)$	Fase do jésimo coeficiente de Fourier complexo	n. d.
γ	Parâmetro que permite o cálculo do deslocamento vertical, peso volúmico do terreno	m^2 , kN/m^3
γ_{calda}	Peso volúmico da calda	kN/m^3
$\Gamma_z^2(X)$	Função de redução de variância	n. d.
λ	Parâmetro da lognormal	n. d.
μ_{z_i}	Média de z_i	n. d.
ν	Coefficiente de Poisson	-
ν_u	Coefficiente de Poisson em condições não drenadas	-
ω	Sobreescavação do terreno na periferia do escudo da tuneladora, frequência espectral	M, Hz
ω^*	Menor valor entre $0.6G_p$ e $1/3U_i$	m
Ω	Factor de deslocamento, limite do intervalo de frequências	-, Hz
Ψ	Ângulo de dilatância	-
ρ	Coefficiente de correlação, densidade	-, kg/m^3
σ_0	Tensão inicial no terreno (normal)	kPa
σ_g	Pressão de injeccção	kPa
σ_h	Tensão horizontal na interface do túnel antes da escavação	kPa

σ_i	Pressão na frente do túnel durante a escavação	kPa
σ_r	Tensão radial	kPa
σ_r^0	Tensão radial inicial	kPa
σ_t	Pressão no suporte do túnel	kPa
σ_v	Tensão total vertical no eixo do túnel, tensão vertical na interface do túnel antes da escavação	kPa
σ'_v	Tensão vertical efectiva	kPa
σ_{z_i}	Desvio padrão de z_i	n. d.
τ_0	Tensão inicial no terreno (tangencial)	kPa
ζ	Espaçamento inicial entre o terreno e a saia da tuneladora, parâmetro da lognormal	m, -
ζ_i	Distância sobre a <i>turning band</i>	m
θ	Ângulo de rotação	-
θ_i	Ângulo das <i>turning band</i> com o eixo dos x	-
θ_z	Escala de flutuação	m

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Os assentamentos do terreno devido à escavação de túneis são particularmente relevantes em áreas urbanas. De facto, um dos aspectos essenciais na segurança de obras subterrâneas com interferências de proximidade 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 a utilização de modelos empíricos e analíticos admitindo valores homogéneos em cada unidade geológica para os parâmetros geotécnicos, escolhidos de forma judiciosa. Frequentemente, são utilizadas curvas paramétricas, das quais a mais conhecida é a curva de Gauss, cuja definição se baseia no cálculo (ou conhecimento) do volume perdido na escavação, a partir do qual se estima o volume de subsidência, e no 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 subdomínios homogéneos.

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 considerar o espectro possível das condições geológicas e geotécnicas e definir, previamente ao início da obra, projectos alternativos correspondentes, cada um, a condições geológico-geotécnicas relevantes e contrastantes. Estes devem poder ser implementados com tempo suficiente para evitar o desenvolvimento de condições de rotura. São considerados dois cenários principais para as características do terreno: no primeiro, destinado à verificação dos estados limites de utilização, são atribuídos aos parâmetros os valores “mais prováveis” e, no segundo, referente à salvaguarda de segurança em condições extremas (estados limites últimos), são assumidos para os parâmetros os valores mais desfavoráveis (Nicholson *et al.*, 1999). Durante a construção, os valores observados poderão estar abaixo ou acima dos valores aceitáveis para verificação dos estados limites. No primeiro caso poder-se-á rever os parâmetros com vista a otimizar financeiramente a obra, enquanto que no segundo se terá provavelmente um agravamento do custo desta, de modo a não comprometer a segurança. De facto, a

monitorização é essencial e usada de forma activa, fornecendo dados que permitem a activação de alternativas de projecto. Estes dados são também comparados com os critérios de alerta, para activar a introdução de modificações previamente planeadas, caso se justifique a mudança para outra alternativa de projecto, por razões económicas ou para garantir a segurança da obra.

Os critérios de alerta são limites de resultados da observação que, se ultrapassados, desencadeiam a implementação de medidas específicas previamente planeadas no método observacional, que poderão corresponder à introdução de um novo cenário geológico-geotécnico e à adopção do correspondente projecto, evitando-se a ocorrência de danos. São estabelecidos em termos de valores absolutos de forças ou deslocamentos ou das suas taxas de variação e determinados através de cálculo ou procedimentos empíricos. No método observacional é feita uma analogia com o sistema de regulação de tráfego verde-amarelo-vermelho, correspondendo cada cor a uma determinada zona, separada, respectivamente, pelos limites de alerta amarelo e vermelho. Os critérios relativos à definição de limites de alerta variam de projecto para projecto. No caso de túneis em meio urbano, os estados limites de serviço de determinados edifícios ou de linhas técnicas enterradas poderão determinar limites de alerta em termos de assentamentos. Noutros casos, a existência de condições de campo livre (*green field*) poderá conduzir a que um estado limite de utilização ou mesmo um estado limite último da própria estrutura subterrânea condicione os valores dos limites de alerta. Dadas as incertezas inerentes ao conhecimento do maciço na fase de projecto e, conseqüentemente, associadas ao estabelecimento dos limites de alerta, estes devem ser actualizados no decurso da construção caso as condições do terreno exijam uma alteração do projecto.

A utilização do método observacional é particularmente vantajosa quando há incerteza significativa relativamente às condições do terreno e ao seu comportamento, pela maior segurança e economia obtidas. É especialmente adequada no âmbito do método NATM de construção de túneis, pois este requer a observação de critérios de alerta e tendências de comportamento durante a construção, normalmente baseados em convergências ou deslocamentos à superfície, e a sua comparação com os valores previstos em projecto.

No entanto, em qualquer dos casos, a variabilidade local (estatística) e espacial do terreno não são usualmente consideradas. A qualidade da estimativa dos assentamentos depende, entre outros factores, da amplitude desta variabilidade. A possibilidade de quantificar o efeito da variabilidade permite melhorar a robustez das previsões para o dimensionamento das estruturas e estabelecimento de limites de alerta e alarme para a gestão de risco de obras subterrâneas.

1.2. Objectivos e conteúdo da dissertação

Os objectivos desta tese passam, numa forma sintética, por mostrar a importância que a variabilidade do terreno tem na estimativa dos assentamentos superficiais devido à escavação de túneis, como poderá ser quantificada, tanto através de formulação analítica como de discretização espacial e geração de campos aleatórios correlacionados, e qual poderá ser a sua contribuição para a definição dos critérios de alerta do método observacional.

No capítulo 2 descreve-se a geometria da subsidência devida à escavação de túneis. Apresentam-se expressões empíricas que se baseiam no volume unitário de subsidência e na distância ao plano de simetria do túnel dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência. Analisa-se, então, as soluções algébricas existentes para a estimativa do campo de deslocamentos, que consideram os efeitos da contracção pura do túnel e da sua ovalização. Descreve-se, ainda, a problemática da modelação numérica bidimensional e tridimensional, fazendo referência aos diversos métodos de simulação do faseamento construtivo.

Para poder analisar a influência da variabilidade e correlação espacial das propriedades do terreno nas estimativas de assentamentos causados pela escavação de túneis tem de se recorrer à Teoria dos Campos Aleatórios e à caracterização estatística dos parâmetros geotécnicos. Apresentam-se no capítulo 3 valores das estimativas de medidas estatísticas bem como algumas metodologias de modelação numérica da variabilidade espacial, das quais se destaca a que se baseia na transformada rápida de Fourier espacial.

No capítulo 4 desenvolvem-se duas ferramentas computacionais para analisar os deslocamentos à superfície causados pela escavação de túneis. A primeira baseia-se no método de Monte Carlo e nas formulações analíticas apresentadas e é aplicada à análise estatística e caracterização de bacias de subsidência em terreno argiloso ligeiramente sobreconsolidado. A segunda baseia-se na geração de campos aleatórios correlacionados espacialmente e permite avaliar a influência da variabilidade espacial dos parâmetros do terreno na dispersão dos assentamentos superficiais.

Com base nesta última, comparam-se no capítulo 5 os resultados numéricos com resultados observacionais dum caso de obra e mostra-se em que medida a possibilidade de quantificar o efeito da variabilidade sobre os assentamentos superficiais permite melhorar a robustez das previsões para o dimensionamento e para o estabelecimento de limites de alerta e alarme no método observacional.

2. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS DEVIDO À ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

2.1. Geometria da subsidência

A escavação de túneis conduz inevitavelmente a movimentos superficiais do terreno, os quais ganham maior relevância em áreas urbanas. Consequentemente, a estimativa do seu valor e dos danos nos edifícios na proximidade de um túnel é uma parte essencial do planeamento, projecto e construção deste tipo de obras.

Conforme esquematizado por Mair e Taylor (1997), as causas de movimentos em escavação com tuneladora podem ter origens diversas, (cf. Figura 1):

1. Extrusão do terreno devido à inadequação da pressão na frente.
2. Movimento radial de aproximação ao escudo, devido à sobreescavação (causada pelo efeito de arado e pelas curvaturas em planos horizontal e vertical). Esta componente pode ter valor apreciável, pois o escudo tem uma forma tronco-cônica para facilitar o avanço da tuneladora e o diâmetro de corte é maior que o diâmetro posterior do escudo. Por outro lado, pode haver sobreescavação devido a inclinação intencional ou por ineficácia do seu controlo.
3. Convergência na traseira da tuneladora devido ao espaço entre o escudo e o revestimento. Esta componente pode ser minimizada através de injecções de colagem, cuja qualidade depende do controlo da pressão e do volume no processo de injecção e da deformação imediata e diferida no tempo dos produtos de injecção. É a que tem usualmente maior influência no valor dos assentamentos do terreno.
4. Convergência devido à deformação do revestimento.
5. Deformação radial devida a efeitos diferidos no tempo (hidrodinâmicos ou de fluência). Esta componente pode ter relevância para solos moles com baixa permeabilidade. Pode ocorrer à frente da face do túnel, se a pressão na face for insuficiente para contrariar a dissipação da pressão intersticial.

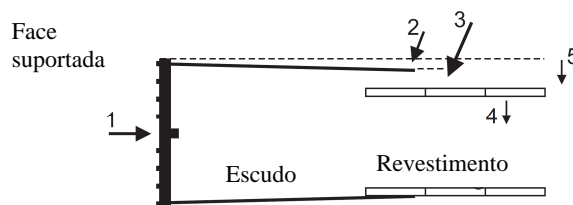


Figura 1 – Causas de movimentos do terreno em escavação com tuneladora (adaptado de Möller, 2006)

Por sua vez, as causas de movimentos em escavação sequencial podem ser atribuídas a (ver Figura 2):

- A) Extrusão do terreno devido ao alívio de tensão. Pode ser minimizada reduzindo o comprimento não suportado ou recorrendo a soluções de pré-suporte na frente.
- B) Movimento radial de convergência, devido à deformação do terreno e do revestimento. Este movimento é relativamente elevado, nomeadamente no caso de suporte temporário em betão projectado, dada a sua deformabilidade inicial acentuada, até ao endurecimento do betão.
- C) Movimento radial de convergência, devido à consolidação do maciço, nomeadamente em solos com permeabilidade reduzida e quando o túnel permite a drenagem do maciço.

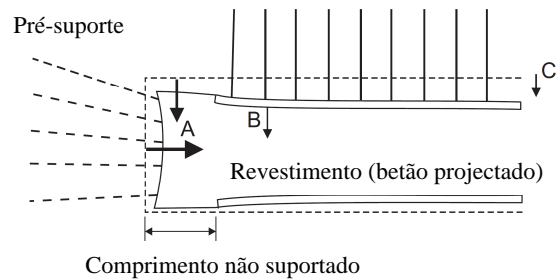


Figura 2 – Causas de movimentos do terreno em escavação sequencial (adaptado de Möller, 2006)

As componentes A) e B) são as que maior influência têm nos assentamentos à superfície, excepto nos casos particulares referidos na componente C). A perda de terreno é controlada fundamentalmente pelo ciclo construtivo (comprimento de avanço e área de secção escavada), sendo que a rigidez do terreno e as tensões iniciais também têm importância significativa.

A geometria da bacia de subsidência e a amplitude dos assentamentos superficiais causados por uma obra subterrânea podem ser estimados, com um grau de confiança razoável em condições ideais, para a situação de campo livre (*green field*) (sem a consideração de construções à superfície ou enterradas). 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 à superfície ou enterradas e pela complexidade da resposta do terreno, pelo que, para ter em conta a sua influência, terá de se recorrer a métodos numéricos tridimensionais com consideração, mais ou menos simplificada, dessas estruturas.

2.1.1. Deslocamento em planos transversais em campo livre (*green field*)

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 da frente na direcção transversal e longitudinal do túnel e z é o eixo de profundidade que intersecta

o eixo longitudinal na frente 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.

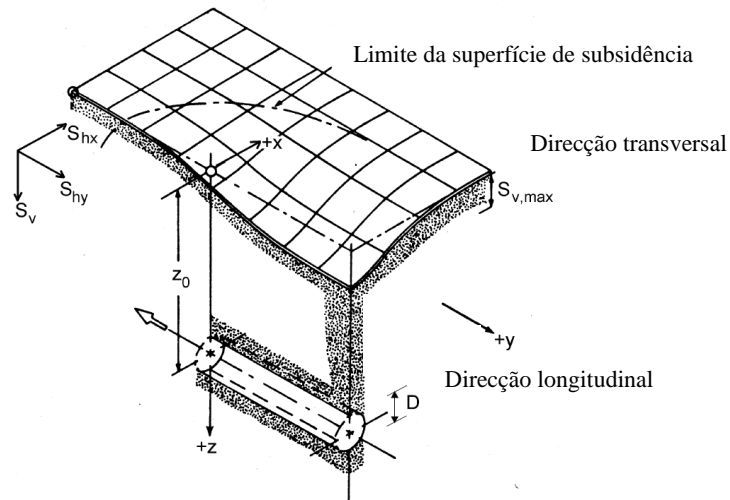


Figura 3 – Geometria da superfície de subsidência e sistema de coordenadas (adaptado de Franzius, 2003)

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 Gaussiana:

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

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

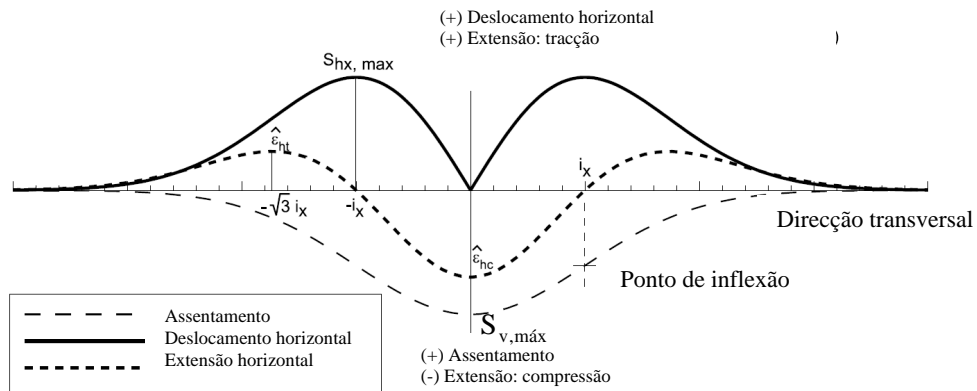


Figura 4 – Curva transversal de subsidência: deslocamentos vertical e horizontal e extensão horizontal (adaptado de Franzius, 2003)

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

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

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 dilataância na deformação do terreno, sendo, por isso, desprezável nas situações de drenagem impedida. É usual especificar o volume unitário de subsidência v_s como a razão entre V_S e a área da secção transversal teórica do túnel A_t , o que no caso de um túnel circular de diâmetro exterior D resulta na seguinte expressão:

$$v_s = \frac{V_S}{A_t} = \frac{V_S}{\frac{\pi D^2}{4}} \approx \frac{V_L}{A_t} = v_l \quad [3]$$

Combinando as equações [1] a [3] é possível expressar o assentamento numa posição genérica em termos dos parâmetros v_s e i_x :

$$S_V(x) = \frac{A_t v_s}{\sqrt{2\pi i_x}} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad [4]$$

Relativamente ao deslocamento horizontal da superfície do terreno na direcção transversal, numa dada secção do túnel, O'Reilly e New (1982) consideram a hipótese simplifcativa de os vectores de deslocamento apontarem para o centro da secção, obtendo-se, assim, a expressão:

$$S_h(x) = -\frac{x S_V(x)}{z_0} \quad [5]$$

em que z_0 corresponde à distância vertical do eixo do túnel à superfície.

Considerando as equações [1] e [4] em [5], obtém-se:

$$S_h(x) = -\frac{x S_{v,m\acute{a}x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}}}{z_0} = -\frac{x}{z_0} \frac{A_t v_s}{\sqrt{2\pi i_x}} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad [6]$$

Na Figura 4 pode observar-se que o deslocamento horizontal máximo ocorre no ponto de inflexão da curva de subsidência transversal, onde $S_V(x) = 0.6 S_{v,m\acute{a}x}$. É possível escrever, então:

$$S_{h,m\acute{a}x} = \frac{i_x}{Z_0} 0.6 S_{v,m\acute{a}x} \quad [7]$$

Pelo que, de forma semelhante à equação [4]:

$$S_h(x) = 1.67 S_{h,m\acute{a}x} \frac{x}{i_x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad [8]$$

A extensão horizontal na direcção transversal, ϵ_{hx} , é obtida diferenciando o deslocamento horizontal em ordem a x:

$$\epsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{Z_0} \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right) \quad [9]$$

O valor máximo (de compressão), $\hat{\epsilon}_{hc}$, dá-se em $x=0$ e o valor mínimo (de tracção), $\hat{\epsilon}_{ht}$, ocorre em $x = \sqrt{3}i_x$. Entre os dois pontos de inflexão, ocorre compressão, e na zona remanescente desenvolve-se tracção.

2.1.2. Deslocamento na direcção longitudinal em campo livre (*green field*)

A consideração do perfil de assentamentos longitudinal também é importante na medida em que pode ser necessária informação sobre a influência tridimensional dos assentamentos. Estes podem induzir esforços de torção em edifícios na proximidade do túnel, provocando danos. Um edifício muito próximo do eixo do túnel poderá mesmo ser mais afectado devido ao assentamento na direcção longitudinal do que na direcção transversal.

Os primeiros sinais de movimento à superfície ocorrem a uma distância da frente de escavação de uma a duas vezes a profundidade do túnel, tendo sido observado um ligeiro levantamento do terreno em alguns casos. A uma distância semelhante atrás da frente, já ocorreram cerca de 80 a 90% dos deslocamentos finais (Rankin, 1988).

Attewell e Woodman (1982) obtêm o perfil longitudinal de assentamento, correspondente ao transversal Gaussiano, considerando o túnel como uma sequência de fontes pontuais e sobrepondo as bacias de subsidência causadas por cada fonte pontual. A curva de subsidência longitudinal segue então a curva de probabilidade cumulativa:

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v,\text{máx}} \Phi\left(\frac{y}{i_y}\right) = S_{v,\text{máx}} \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} dy \quad [10]$$

Na Figura 5 pode observar-se que o assentamento aumenta no sentido de y positivo (contrário ao do avanço), atingindo $S_{v,\text{máx}}$ em $y = \infty$. Em $y = 0$ o assentamento assumido por Attewell *et al.* (1986) é igual a $0.5S_{v,\text{máx}}$, para uma escavação com frente não suportada. No entanto, quando existe suporte na frente da escavação, os assentamentos sofrem uma redução significativa podendo passar a 0.25 a $0.30S_{v,\text{máx}}$ em $y = 0$, de acordo com Mair e Taylor (1997). O perfil de assentamentos sofre então uma translação no sentido contrário ao do avanço.

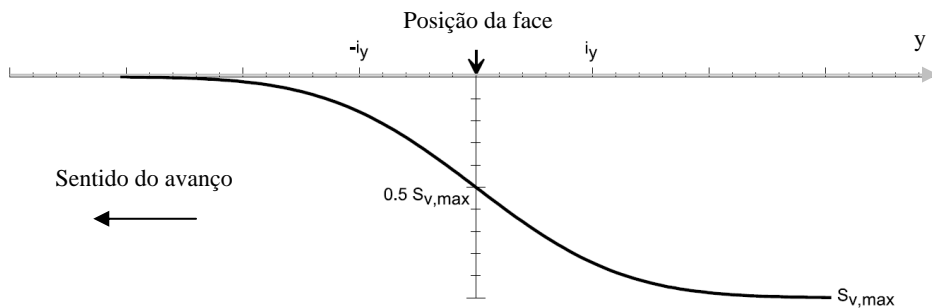


Figura 5 – Perfil longitudinal do assentamento (adaptado de Franzius, 2003)

No Quadro 1 apresenta-se, para o caso de escavação com tuneladora de frente fechada, o desenvolvimento dos assentamentos longitudinais, de acordo com Craig e Muir Wood (1978).

Tipo de terreno	Percentagem do assentamento total completado	
	Na face do escudo (%)	À passagem da cauda do escudo (%)
Areia acima do nível freático	30-50	60-80
Areia abaixo do nível freático	0-25	50-75
Argilas rijas	30-60	50-75
Argilas moles e siltes	0-25	30-50

Attewell e Woodman (1982), assumindo que o vector deslocamento aponta para o centro da secção na frente de escavação, obtêm a seguinte expressão para a componente do deslocamento horizontal à superfície na direcção longitudinal, num túnel circular de diâmetro D :

$$S_{hy}(y)_{x=0} = \frac{v_s D^2}{8z_0} e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} \quad [11]$$

Diferenciando esta expressão em ordem a y obtém-se a extensão horizontal na direcção longitudinal, em que se tem valores positivos (tracção) em avanço da frente ($y < 0$) e valores negativos (compressão) após passagem da frente ($y > 0$):

$$\epsilon_{hy}(y)_{x=0} = -y \frac{v_s D^2}{8i_y^2 z_0} e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} \quad [12]$$

2.1.3. Estimativa do parâmetro i (distância dos pontos de inflexão da curva teórica de subsidência ao plano de simetria do túnel)

De acordo com Attewell *et al.* (1986) a relação $i_x = i_y = i$ é genericamente válida na maioria dos problemas práticos, pelo que será adoptada nos capítulos subsequentes.

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 6:

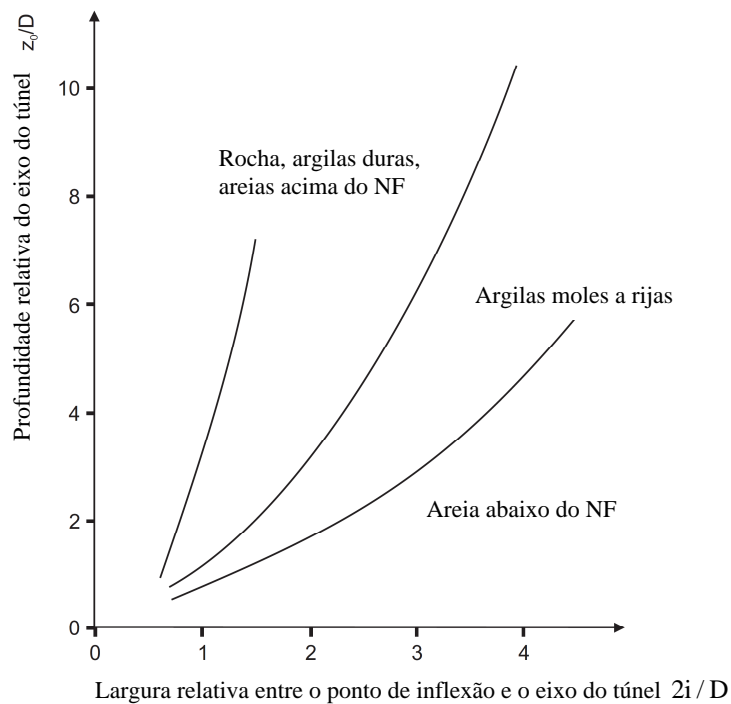


Figura 6 – Relação entre o parâmetro i e a profundidade do túnel para diferentes tipos de terreno (adaptado de Peck, 1969)

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

$$i = 0.28z_0 - 0.1 \quad [13]$$

$$i = 0.43z_0 + 1.1 \quad [14]$$

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

$$i = 0.25z_0 \quad [15]$$

$$i = 0.5z_0 \quad [16]$$

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:

$$i = Kz_0, 0.25 < K < 0.45 \quad (\text{valor médio de } K \text{ igual a } 0.35) \quad [17]$$

$$i = Kz_0, 0.4 < K < 0.6 \quad (\text{valor médio de } K \text{ igual a } 0.5) \quad [18]$$

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

$$i = K_1z_1 + K_2z_2 \quad [19]$$

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 . Nesta expressão é indiferente a posição relativa dos estratos 1 e 2, o que na prática poderá ter influência no valor de i . De acordo com Mair e Taylor (1997), a relação adequa-se melhor aos casos em que as camadas de argila são sobrejacentes às camadas de areia, sendo menos evidente a sua aplicação na situação inversa.

2.1.4. Estimativa do parâmetro v_1 (rácio de perda de terreno que converge para o interior do perímetro teórico de escavação)

O valor do rácio de perda do terreno v_1 , 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, para escavação pelo método convencional, onde o comprimento de avanço, a área de escavação, a rigidez do solo e as tensões iniciais influenciam

significativamente este parâmetro. O'Reilly e New (1982) apresentam valores entre 1% e 2% para a argila de Londres para escavação com escudo e frente não suportada, 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_1 entre 1.0% e 2.9% para o mesmo terreno e para escavação com escudo.

Outras propostas apresentadas para estimar v_1 baseiam-se em relações empíricas com o número de estabilidade mobilizado (Broms e Bennermark, 1967):

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{S_u} \quad [20]$$

em que σ_v é a tensão total vertical no eixo do túnel (incluindo o peso do terreno e o efeito de eventuais sobrecargas), σ_t é a pressão no suporte na frente do túnel (se existente) e S_u é a resistência não drenada da argila. De acordo com Clough e Schmidt (1981) para $N < 2$ a resposta será em princípio elástica e a estabilidade da face de escavação está assegurada. Para $2 < N < 4$ o nível das tensões instaladas aumenta e desenvolvem-se zonas plásticas limitadas, e para $4 < N < 6$ a zona em cedência aumenta levando a maiores movimentos do terreno. Quando $N > 6$ torna-se possível a instabilidade da face, associada a grandes movimentos do terreno. Na Figura 7, extraída de Lake *et al.* (1992), sumariza-se as relações entre v_1 e N , propostas por diversos autores. Constata-se que v_1 , para todas as referências representadas, alcança valores muito elevados, logo após o início de plastificação ($N > 2$ a 3). Os valores deste gráfico que interessam para o efeito do estudo dos assentamentos à superfície devido à escavação de túneis são sensivelmente aqueles para os quais v_1 é inferior a 4%. A partir daí a problemática dos assentamentos deixa de ter relevância perante a possibilidade de instabilidade da face.

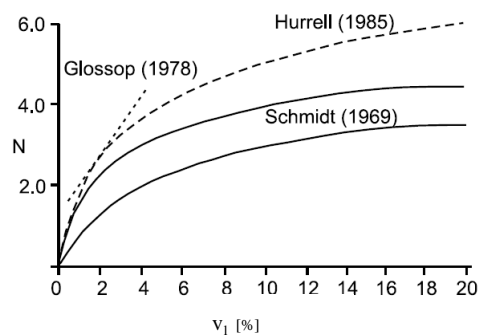


Figura 7 – Relações entre o número de estabilidade mobilizado N e o rácio de perda do terreno v_1 para argilas (adaptado de Lake *et al.*, 1992)

Mair *et al.* (1981) introduziram o conceito de factor de carga, LF, (expressando a fracção mobilizada de resistência) (ver Figura 8) para ter em consideração que, para túneis pouco profundos, o número de estabilidade no colapso varia com a profundidade. Este factor é definido por:

$$LF = \frac{N}{N_c} \quad [21]$$

em que N é o número de estabilidade do túnel nas condições de serviço e N_c é o número de estabilidade no colapso. O número de estabilidade no colapso pode ser determinado, em função do diâmetro do túnel, do comprimento de avanço e da distância à superfície, a partir do trabalho de Kimura e Mair (1981), que se basearam em ensaios em centrífugadora de modelos de túneis.

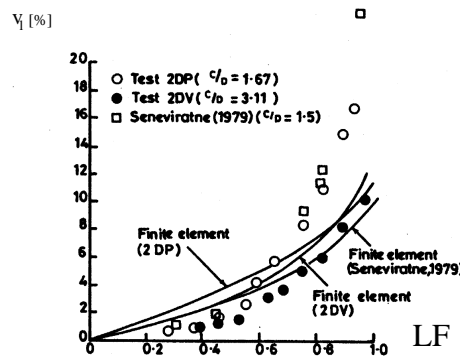


Figura 8 – Relação entre o factor de carga LF e o rácio de perda do terreno v_1 , determinada através de ensaios em centrífugadora e por análise de elementos finitos (adaptada de Mair *et al.*, 1981)

Mais recentemente, Macklin (1999) relacionou v_1 com LF propondo, para argilas sobreconsolidadas e no intervalo $LF \geq 0.2$, o seguinte ajustamento de uma lei de regressão semi-logarítmica:

$$v_1 = 0.23e^{4.4LF} \quad [22]$$

Macklin recomenda que em projecto se utilize o intervalo definido pelas rectas que limitam superior e inferiormente os dados na Figura 9.

2.1.5. Assentamentos sub-superficiais

Na escavação de um túnel em áreas urbanas pode também ser necessário considerar a interacção com fundações profundas ou outras estruturas enterradas. Assim sendo, é preciso estudar os assentamentos sub-superficiais.

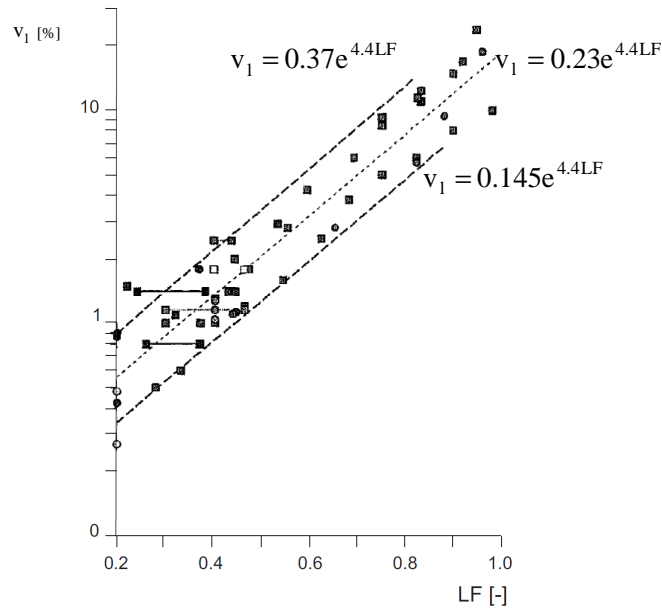


Figura 9 – v_1 versus LF para argila sobreconsolidada (adaptado de Macklin, 1999)

No caso de solos finos, Mair e Taylor (1993) evidenciaram, por recurso a soluções analíticas de elasto-plasticidade, que o valor de K (nas equações [17] e [18]) é variável com a profundidade. Mair *et al.* (1993) efectuaram ensaios de campo e em centrífugadora que mostraram que a curva de subsidência subsuperficial apresenta uma largura crescente com o aumento de profundidade. Propuseram, então, que se calculasse o parâmetro i através da expressão seguinte (z_0 e z cf. Figura 10):

$$i = K(z_0 - z) \quad [23]$$

em que:

$$K = 0.325 + \frac{0.175}{1 - \frac{z}{z_0}} \quad [24]$$

Para $z=0$ obtém-se da equação acima $K = 0.5$, em concordância com a equação [16]. Para z crescente K aumenta, tendo a expressão [24] sido ajustada aos valores obtidos nos ensaios de campo e de centrífugadora efectuados por Mair *et al.* (1993).

O assentamento máximo à profundidade z pode ser então expresso por, combinando as equações [2] e [3] com as equações [23] e [24]:

$$\frac{S_{v,máx}}{R} = \frac{1.25v_s}{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)^{z_0}} R \quad [25]$$

em que R é o raio do túnel. Na Figura 10 Mair *et al.* (1993) apresentam o assentamento máximo (normalizado por R) versus $R/(z_0 - z)$. Como se pode observar, a linha (A), correspondente à superfície, conduziria a um valor dos assentamentos sub-superficiais superior ao real.

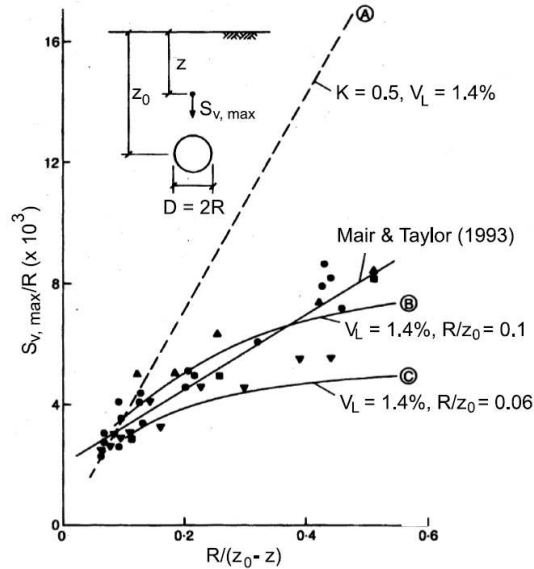


Figura 10 – Assentamento sub-superficial acima do eixo do túnel (Franzius, 2003)

Moh e Hwang (1996) apresentam também uma proposta para o parâmetro i aplicável a solos de litologia diversa:

$$i = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8} \left(\frac{z_0 - z}{z_0}\right)^n \quad [26]$$

Os autores recomendam o valor de 0.4 para o parâmetro n , em túneis em areia siltosa, e de 0.8, em túneis em argila siltosa.

2.2. Modelação analítica 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 (ver subsecção 2.1.4.).

Pender (1980) apresentou uma solução elástica de deslocamentos incrementais devidos ao alívio do estado de tensão na escavação, com base na solução fundamental de Kirsch, para um túnel circular profundo.

Sagaseta (1987) apresentou uma solução para os campos de deformação em túneis próximos da superfície devido à convergência do terreno para o interior da escavação, aqui designada por perda de terreno. A solução de Sagaseta é válida para terrenos incompressíveis, inicialmente isotrópicos e homogêneos. Sagaseta admitiu um comportamento elástico linear para o terreno e considerou que este se deformava apenas por contracção radial pura, a qual representa, em primeira aproximação, a perda de terreno que pode ocorrer durante a construção do túnel (condições não drenadas). Utilizou uma técnica de imagem virtual, com sobreposição de duas soluções pontuais de espaço plano infinito, simétricas relativamente à superfície horizontal do terreno, e aplicou uma sobrecarga para impor o anulamento do estado de tensão na superfície.

No primeiro passo de obtenção desta solução, o efeito da superfície do terreno é ignorado e calcula-se o campo de deformação considerando que o ponto do eixo do túnel pertence a um meio infinito. Estas deformações produzem tensões na linha que define a superfície, violando a condição de fronteira de anulamento das tensões. Para as eliminar haverá que, num segundo passo, considerar uma imagem negativa virtual do ponto actual, relativamente à superfície do terreno, que irá produzir tensões normais na superfície simétricas das tensões normais anteriores e as mesmas tensões tangenciais que as anteriores. Finalmente, num terceiro passo, haverá que avaliar as tensões tangenciais à superfície e eliminá-las. Para tal, diferencia-se o campo de deslocamentos obtido nos passos 1 e 2, para obter as extensões e a partir daí calculam-se as tensões, o que implica a consideração de um determinado modelo constitutivo do terreno. Este modelo é normalmente elástico linear, o que se justifica pelo facto de os elementos à superfície estarem longe do ponto em estudo e, portanto, as extensões plásticas serem desprezáveis. Aplicam-se então as tensões tangenciais de sentido oposto às existentes de forma a eliminá-las. O passo 3 pode ser omitido na determinação dos deslocamentos verticais do terreno já que as tensões tangenciais, que advêm do passo 2, não influenciam de forma significativa os deslocamentos verticais.

Se se pretender determinar apenas os deslocamentos à superfície basta considerar os passos 1 e 2 acima descritos, pois no caso de um material incompressível (com coeficiente de Poisson igual a 0.5) a aplicação de uma carga vertical pontual na superfície do terreno (problema de

Boussinesq) não produz movimentos horizontais nos pontos da superfície e, por outro lado, os deslocamentos verticais nestes pontos são zero para uma carga horizontal (problema de Cerruti). A solução de Sagaseta conduz, no geral, a uma subestimação do assentamento em condições drenadas, dado não considerar a compressibilidade volumétrica do terreno.

De acordo com Sagaseta, os deslocamentos superficiais devido à escavação de um túnel são dados por:

$$S_{hx}(z=0) = -\frac{V_L}{2\pi} \frac{x}{x^2 + z_0^2} \left[1 + \frac{y}{(x^2 + y^2 + z_0^2)^{1/2}} \right] \quad [27]$$

$$S_{hy}(z=0) = \frac{V_L}{2\pi} \frac{1}{(x^2 + y^2 + z_0^2)^{1/2}} \quad [28]$$

$$S_v(z=0) = \frac{V_L}{2\pi} \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} \left[1 + \frac{y}{(x^2 + y^2 + z_0^2)^{1/2}} \right] \quad [29]$$

A uma distância suficiente da face do túnel ($y \rightarrow \infty$), verificam-se as condições do estado plano de deformação, pelo que as expressões se podem reduzir simplesmente a:

$$S_{hx}(z=0) = -\frac{V_L}{\pi} \frac{x}{x^2 + z_0^2} \quad [30]$$

$$S_v(z=0) = \frac{V_L}{\pi} \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} \quad [31]$$

Os valores máximos do deslocamento horizontal e vertical são respectivamente dados por:

$$S_{hx,máx}(z=0) = -\frac{V_L}{2\pi z_0} \quad (\text{em } x = z_0) \quad [32]$$

$$S_{v,máx}(z=0) = \frac{V_L}{\pi z_0} \quad (\text{em } x = 0) \quad [33]$$

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 num ponto arbitrário do semi-espaco, que sobrestima a largura das curvas de subsidência observadas.

Apresenta-se aqui a solução analítica de Verruijt e Booker para o deslocamento vertical:

$$S_v = -\varepsilon R^2 \left(\frac{z-z_0}{\alpha} + \frac{z+z_0}{\beta} \right) + \delta R^2 \left[\frac{(z-z_0)(kx^2 - (z-z_0)^2)}{\alpha^2} + \frac{(z+z_0)(kx^2 - (z+z_0)^2)}{\beta^2} \right] \\ + \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left(\frac{(m+1)(z+z_0)}{\beta} - \frac{mz\gamma}{\beta^2} \right) - 2\delta R^2 z_0 \left[\frac{\gamma}{\beta^2} + \frac{m}{m+1} \frac{2z(z+z_0)(3x^2 - (z+z_0)^2)}{\beta^4} \right] \quad [34]$$

em que a primeira e a terceira parcelas correspondem à deformação do túnel devido a contracção volumétrica pura, quantificada pelo parâmetro ε , e a segunda e a quarta estão relacionadas com deformação do túnel por ovalização, quantificada pelo parâmetro δ . R corresponde ao raio do túnel. Os parâmetros m e k são dados por:

$$m = \frac{1}{1-2\nu} \quad [35]$$

$$k = \nu(1-\nu) \quad [36]$$

Os parâmetros geométricos α , β e γ são dados por:

$$\alpha = x^2 + (z-z_0)^2 \quad [37]$$

$$\beta = x^2 + (z+z_0)^2 \quad [38]$$

$$\gamma = x^2 - (z+z_0)^2 \quad [39]$$

Esta expressão reduz-se à seguinte, para pontos à superfície:

$$S_v(z=0) = 2\varepsilon R^2 \frac{m+1}{m} \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} - 2\delta R^2 \frac{z_0(x^2 - z_0^2)}{(x^2 + z_0^2)^2} \quad [40]$$

Relativamente ao deslocamento horizontal, Verruijt e Booker deduziram a seguinte expressão:

$$S_{hx} = -\varepsilon R^2 \left(\frac{x}{\alpha} + \frac{x}{\beta} \right) + \delta R^2 \left[\frac{x(x^2 - k(z-z_0)^2)}{\alpha^2} + \frac{x(x^2 - k(z+z_0)^2)}{\beta^2} \right] \\ - \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left(\frac{1}{\beta} - \frac{2mz(z+z_0)}{\beta^2} \right) - \frac{4\delta R^2 x z_0}{m+1} \left[\frac{z+z_0}{\beta^2} + \frac{mz(x^2 - 3(z+z_0)^2)}{\beta^4} \right] \quad [41]$$

É importante referir que estas expressões somente no caso de se ter $\nu=0.5$ verificam as condições de fronteira relativas ao problema da ovalização. Uma solução posterior devida a Strack (2002), em que as parcelas correspondentes à ovalização nas expressões [34], [40] e [41] são alteradas, permite verificar estas condições de fronteira para qualquer valor de ν .

Loganathan e Poulos (1998) desenvolveram a solução de Verruijt e Booker (1996) e definiram um parâmetro equivalente, ε_{eq} , relacionado com contracção pura do túnel ε , 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 terreno na periferia do escudo da tuneladora (ω) e ainda do espaçamento físico causado pela geometria da tuneladora (G_p):

$$g = G_p + U_{3D} + \omega \quad [42]$$

O espaçamento G_p corresponde à soma de duas vezes a espessura da saia da tuneladora (Δ) com o espaçamento inicial entre o terreno e a saia da tuneladora (ζ):

$$G_p = 2\Delta + \zeta \quad [43]$$

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 como verdadeira uma percentagem residual que pode ter um valor de 7-10% do espaçamento. Dado que a retracção ocorre num curto período de tempo, considera-se que se processa em condições não drenadas. O parâmetro U_{3D} é definido como:

$$U_{3D} = \frac{k}{2} \delta_x \quad [44]$$

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). δ_x representa a semi-convergência na face do túnel:

$$\delta_x = \frac{\Omega R \sigma_0}{E} \quad [45]$$

onde Ω é um factor adimensional de deslocamento, R é o raio do túnel, E é o módulo de deformabilidade do terreno (tipicamente o módulo não drenado em extensão) e σ_0 é o balanço de tensões na face da escavação, $\sigma_0 = k_0 \sigma'_v + u_w - \sigma_i$. Nesta expressão k_0 corresponde ao coeficiente de impulso em repouso, σ'_v à tensão vertical efectiva e u_w à pressão intersticial no meridiano do túnel (antes da sua construção), respectivamente, e σ_i à pressão na frente do túnel durante a escavação (pode corresponder, por exemplo, à pressão de ar comprimido na face da tuneladora). Finalmente, o parâmetro ω é igual a ω^* , se não existir uma peça no contorno da tuneladora que produz sobreescavação do terreno com o propósito de reduzir a fricção escudo-terreno durante o avanço; igual a ω^* adicionado da espessura da peça, se esta for colocada em

metade do perímetro, ou igual a ω^* mais duas vezes a espessura da peça se esta for colocada na totalidade do perímetro. ω^* é definido como o menor valor entre $0.6G_p$ e $U_i/3$, em que U_i é a deformação elastoplástica em estado plano de tensão na abóbada do túnel, dada por:

$$\frac{U_i}{R} = 1 - \left[1 + \frac{2(1 + \nu_u)S_u}{E_u} e^{N-1} \right]^{-1/2} \quad [46]$$

em que E_u e ν_u são, respectivamente, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do terreno em condições não drenadas, S_u é a resistência não drenada deste e N é o número de estabilidade.

O parâmetro ϵ_{eq} de Loganathan e Poulos, incorpora na sua definição condições referentes à proporção relativa da perda de volume no tecto e no equador do túnel, escrevendo-se

$$\epsilon_{eq} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left[-\frac{1.38x^2}{(z_0 + R)^2} - \frac{0.69z^2}{z_0^2} \right] \quad [47]$$

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

$$S_v = R^2 \left(-\frac{z - z_0}{x^2 + (z - z_0)^2} + (3 - 4\nu) \frac{z + z_0}{x^2 + (z + z_0)^2} - \frac{2z(x^2 - (z + z_0)^2)}{(x^2 + (z + z_0)^2)^2} \right) \epsilon_{eq} \quad [48]$$

No caso particular do deslocamento vertical à superfície obtém-se

$$S_v(z=0) = 4(1 - \nu)R^2 \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left[-\frac{1.38x^2}{(z_0 + R)^2} \right] \quad [49]$$

Para o deslocamento horizontal, assumindo uma vez mais condições não drenadas ($\delta = 0$), Loganathan e Poulos apresentam a seguinte expressão:

$$S_{hx} = -R^2 x \left(\frac{1}{x^2 + (z - z_0)^2} + \frac{3 - 4\nu}{x^2 + (z + z_0)^2} - \frac{4z(z + z_0)}{(x^2 + (z + z_0)^2)^2} \right) \epsilon_{eq} \quad [50]$$

Observou-se para diversos casos de estudo em terrenos argilosos homogêneos uma concordância entre os valores experimentais para os deslocamentos horizontais e assentamentos subsuperficiais e os valores dados por este método analítico. No caso do método de Verruijt e Booker (1996), os valores calculados são muito superiores aos observados.

Strack (2002) desenvolveu, no seguimento do trabalho de Verruijt (1997), uma solução totalmente analítica usando variáveis complexas para os problemas de efeito de empolamento (“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 empolamento do túnel tem maior importância em túneis pouco profundos. Strack (2002) sobrepôs os problemas de perda de terreno, de efeito de empolamento e de ovalização do túnel com o objectivo de determinar as superfícies de subsidência, sendo que a consideração dos dois últimos fenómenos leva a um estreitamento da superfície de subsidência, aproximando-a das curvas de subsidência empíricas.

Park (2004) modificou as soluções de Verruijt e Booker (1996) para incorporar a convergência 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 ϵ por um parâmetro que é função da condição de fronteira considerada (cf. Figura 11) e também depende de g , tal como a solução apresentada por Loganathan e Poulos. As condições de fronteira impostas correspondem, respectivamente, a um deslocamento uniforme em torno da cavidade (a) (semelhante à considerada por Verruijt e Booker), a um deslocamento no topo do túnel duas vezes superior ao deslocamento lateral (b), a ovalização na direcção horizontal (c) e a ovalização nas direcções horizontal e vertical (d).

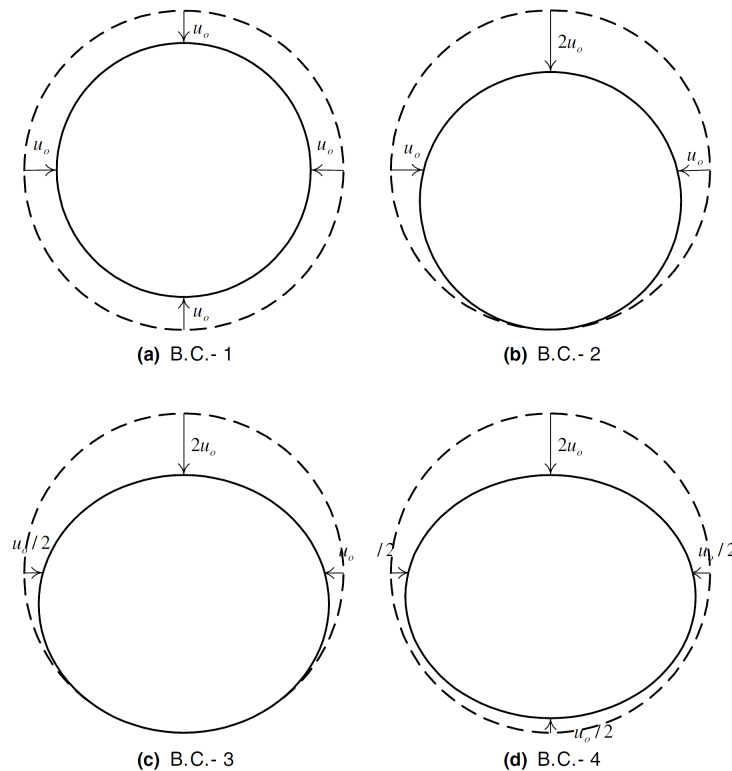


Figura 11 – Condições de fronteira de deslocamento prescrito (Park, 2004)

2.3. Modelação numérica bidimensional

Os métodos numéricos, contrariamente aos métodos analíticos apresentados, restritos a campo livre (*green field*), permitem considerar a sequência de escavação e a interacção entre a construção do túnel e outras estruturas existentes à superfície (edifícios) ou subsuperficiais (túneis, condutas, estacas), além de permitirem modelar a construção de estruturas mais complexas como estações de metro e túneis gémeos.

A escavação de um túnel é um problema claramente tridimensional, que no entanto, por uma questão de limitação dos recursos computacionais, é normalmente modelado em duas dimensões, num estado de deformação plana. Há vários métodos 2D que permitem ter em conta de forma aproximada as variações do campo de tensão e deformação na frente do túnel devido ao efeito de arco tridimensional. A maior parte destes métodos relacionam-se ou com a redução de pressão (a tensão inicial do terreno é reduzida até ao valor da pressão de suporte) ou com o deslocamento (em que as propriedades do suporte são definidas com base na perda de terreno ou na contracção do túnel). Apresentam-se, seguidamente, os principais, para o caso de escavação convencional (método sequencial):

- **método da convergência-confinamento** – o método, desenvolvido por Panet e Guenot (1982) centra-se no parâmetro β , designado por factor de redução de carga. A tensão radial é dada por $\sigma_r = \beta\sigma_r^0$, em que $0 < \beta < 1$ e σ_r^0 é a tensão inicial na direcção radial. Este método permite ter em conta de forma adequada a relaxação da tensão no terreno desde a escavação até à instalação do suporte e a repartição de carga entre o terreno e o suporte. Na Figura 12 ilustra-se as fases de cálculo deste método: na primeira, procede-se à escavação e σ_r^0 é reduzida até $\beta\sigma_r^0$ (ponto A). Até aqui apenas o terreno está solicitado e ocorrem assentamentos S_β . Na segunda fase, o suporte é instalado e a carga $\beta\sigma_r^0$ é dividida entre o terreno e o suporte. Deste modo, ocorrem assentamentos finais S_{tot} (ponto B). Só nesta segunda fase existem esforços no suporte, sendo que quanto mais rígido for o suporte maior será a carga por ele suportada.

Quanto ao factor β , que é normalmente considerado com um valor próximo de 0.5, valores pequenos de β correspondem a comprimentos de avanço elevados ou colocação tardia do suporte, caso em que as deformações do terreno serão elevadas e os esforços no suporte pequenos. Por sua vez, valores elevados de β correspondem a deformações pequenas e esforços elevados. Segundo Möller (2006), Laabmayr e Swoboda (1986) obtêm, para escavação em secção parcial, $0.2 < \beta < 0.5$ para a parte superior da secção e $0.42 < \beta < 0.8$ para a parte

inferior. Baudendistel (1979) considera os valores apresentados no Quadro 2, com base em deslocamentos verticais na abóbada de túneis a partir de análises tridimensionais elásticas lineares.

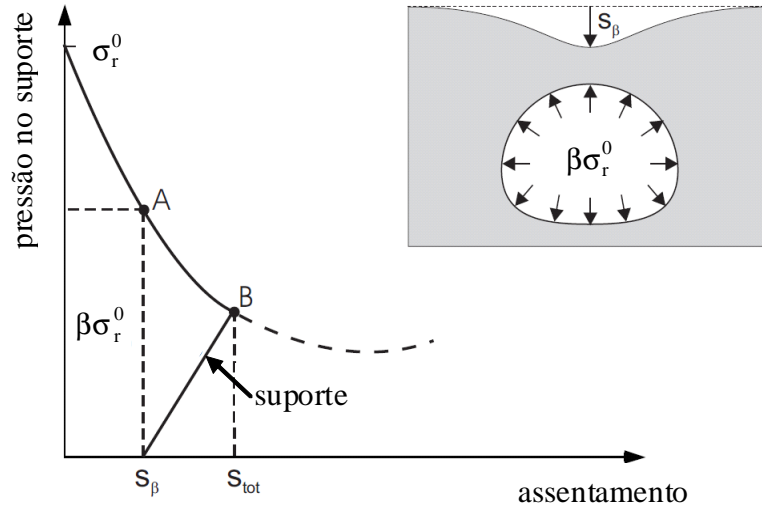


Figura 12 – Método da convergência-confinamento adoptando curva de resposta do terreno (adaptado de Möller, 2006)

Quadro 2 – Factor de redução para escavação em secção total dum túnel em forma de ferradura (Baudendistel, 1979)

d	1.5D	D	0.5D	0.25D	0.125D	0
β	0	0.02	0.11	0.23	0.41	0.72

d – comprimento de avanço

O valor de β não é fácil de obter, dado a sua dependência de numerosos factores, entre os quais a geometria do túnel, o comprimento de avanço, o comportamento do terreno e os processos construtivos. β será também diferente consoante se pretenda obter esforços no túnel ou assentamentos devido à escavação, sendo que se fará aqui referência ao segundo caso. De facto, se se substituir na Figura 12 o assentamento pelo esforço normal ou momento flector no suporte, as curvas serão diferentes, pelo que o valor de β será aquele que melhor permitir reproduzir o comportamento tridimensional do túnel no modelo bidimensional. Möller (2006) conclui, através de análises elásticas que o valor de β diminui com o aumento do comprimento de avanço (que tem importância determinante na variação de β) e com o aumento da rigidez do terreno. Para E entre 20 MPa e 150 MPa e $d = 0.5$ m, obtém β entre 0.86 e 0.79, para $d = 1.0$ m, obtém β entre 0.73 e 0.62 e para $d = 1.5$ m, obtém β entre 0.65 e 0.55. Esta informação deve ser apenas considerada qualitativa, já que não considera a deformação plástica em torno do túnel, embora a tendência de variação de β seja relevante. Realizou também análises elasto-plásticas, usando um modelo de Mohr-Coulomb, tendo concluído que o ângulo de atrito não

influencia significativamente β e que o parâmetro coesão efectiva do modelo tem grande importância no valor de β até cerca de 200 kPa, valor a partir do qual não existe plastificação do terreno. Abaixo dos 200 kPa, o valor de β diminui com a diminuição do parâmetro coesão efectiva, obtendo-se portanto valores mais baixos que os acima apresentados para uma análise elástica, em que ao não se considerar plastificação é como se se estivesse acima do patamar de 200 kPa. Deste modo, para túneis circulares em terreno homogéneo em que se considere uma coesão efectiva no modelo até cerca de 20 kPa, com comprimentos de avanço entre 0.5 m e 1.5 m, os assentamentos são bem modelados utilizando β entre 0.4 e 0.3, respectivamente.

No caso de se pretender determinar β para um determinado problema específico, deverá recorrer-se a análises tridimensionais passo a passo, descritas na secção seguinte, ou a uma análise tridimensional “rápida” descrita em Möller (2006), em que basicamente se considera que o assentamento numa determinada localização x é dado pela soma da variação dos assentamentos nas várias fases de escavação i . Esta variação é simplesmente obtida a partir da variação de assentamento na fase $i-1$ translacionada da distância correspondente à fase respectiva. Deste modo, basta considerar apenas duas fases: na primeira, o túnel é escavado até uma distância onde se observem condições estacionárias (ver secção 2.4.), o suporte é instalado e os deslocamentos são colocados a zero; na segunda (fase $i-1$), simula-se um passo de escavação sem instalação do suporte que induz uma variação do assentamento. Reduz-se, assim, drasticamente o tempo de cálculo. Esta análise “rápida” é válida para campo livre (*green field*).

- **método do suporte do núcleo (método α)** – o método, desenvolvido por Swoboda (1979), para modelar a escavação de túneis através do NATM, consiste em reduzir a rigidez do material no interior do túnel, multiplicando-a por um factor α . Tem duas fases de cálculo: o equilíbrio inicial sob acção da gravidade com uma rigidez do núcleo do túnel reduzida (αE); remoção do terreno no interior do túnel e aplicação do suporte. É um método de redução de pressão, dado que, após a primeira fase, fica aplicada no contorno do túnel uma pressão de suporte reduzida. Schikora e Fink (1992) reportam valores de $\alpha < 0.2$ para $2 < H/D < 4$ e recomendam valores de α entre 0.3 e 0.5 no caso de escavação parcial sem fecho imediato do anel de suporte.

Descrevem-se, também, os métodos mais adequados de escavação com tuneladora:

- **método de *gap*** (já mencionado na secção 2.2.) – o método descreve a posição final do revestimento do túnel cujo diâmetro é inferior ao da escavação inicial. Partindo dum estado de tensão inicial, o túnel é escavado e é instalado o suporte com um determinado *gap* em relação à abóbada da escavação. O *gap* existente é fechado pelo deslocamento do terreno (não suportado)

para o espaço entre o revestimento e a escavação. Quando o terreno entra em contacto com o suporte, é modelada a interacção entre estes.

- **método longitudinal transversal** - o método, da autoria de Finno e Clough (1985) consiste em realizar análises longitudinais e transversais, considerando estados planos de deformação, que permitem ter em conta os deslocamentos e as variações de tensão à frente da face. Essas variações são depois aplicadas numa secção transversal de modo a obter o mesmo deslocamento que na análise longitudinal. A construção do túnel é simulada usando o método de *gap*. É de notar que esta análise longitudinal em estado de deformação plana sobrestima de forma significativa os deslocamentos do terreno e a extensão da zona plástica em torno do túnel, quando comparada com a análise 3D.

- **método de controlo do volume perdido** v_1 - o método, introduzido por Addenbrooke *et al.* (1997), substitui o método da convergência-confinamento, permitindo contornar o problema da incerteza no parâmetro β , e aproveitando o facto de a escavação por tuneladora ser controlada pelo volume de terreno perdido. Numa primeira fase, simula a escavação em incrementos sucessivos. No final de cada incremento, v_1 é calculado e comparado com o valor pretendido. Quando este é atingido coloca-se o suporte, após o que ainda haverá algum volume perdido até se atingir o equilíbrio no ponto B (cf. Figura 13). De qualquer modo, este volume perdido na segunda fase é pequeno quando comparado com o da primeira fase. É de notar que Addenbrooke *et al.* (1997) assumem comportamento não drenado, caso para o qual o volume perdido é igual ao volume da curva de subsidência.

- **método da pressão da injeção de colagem** - o método, proposto por Möller (2006), combina elementos do método de *gap* com a simulação das pressões das injeções de colagem. Neste método as tensões iniciais são substituídas por uma determinada distribuição de pressões de injeção de colagem. Considera-se, então, que uma fina camada de injeção com uma determinada pressão rodeia o suporte. Esta camada pode ser modelada com elementos de interface entre o terreno e o suporte, sendo que nestes elementos a pressão de injeção σ_g é definida considerando-se uma variação hidrostática da pressão com a profundidade (cf. Figura 14).

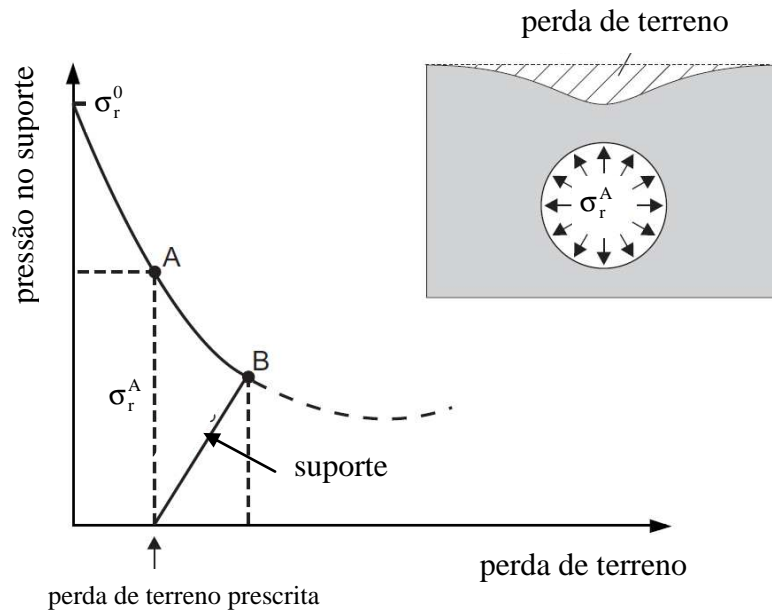


Figura 13 – Método do controlo de volume perdido adoptando curva de resposta do terreno (adaptado de Möller, 2006)

Antes da escavação do túnel, as tensões normal e tangencial iniciais nos elementos de interface são, respectivamente:

$$\sigma_0 = \sigma_h \sin^2 \theta + \sigma_v \cos^2 \theta \quad [51]$$

$$\tau_0 = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad [52]$$

onde θ é o azimute. A transição da tensão na interface σ , de σ_0 para σ_g , pode ser escrita em função do parâmetro β , que descreve a relaxação do terreno antes da instalação do suporte:

$$\sigma = \beta\sigma_0 + (1-\beta)\sigma_g \quad [53]$$

$$\tau = \beta\tau_0 \quad [54]$$

Para $\beta=1$ os elementos de interface têm propriedades do terreno e transferem a tensão inicial σ_0 para o suporte. Ao diminuir o β de 1 até 0, as tensões na interface são, então, alteradas para o valor da pressão de injeção, com anulamento das tensões tangenciais. Dependendo da diferença entre σ_0 e σ_g , os elementos de interface poderão expandir ou contrair. A contracção obviamente não poderá exceder a diferença entre o raio da escavação e o raio exterior do suporte. É de notar que ao contrário do método de controlo do volume perdido, no qual se assume uma redução uniforme do estado de tensão inicial, este método reduz as tensões iniciais na abóbada e na soleira do túnel, mas aumenta as tensões radiais nos hasteais do túnel.

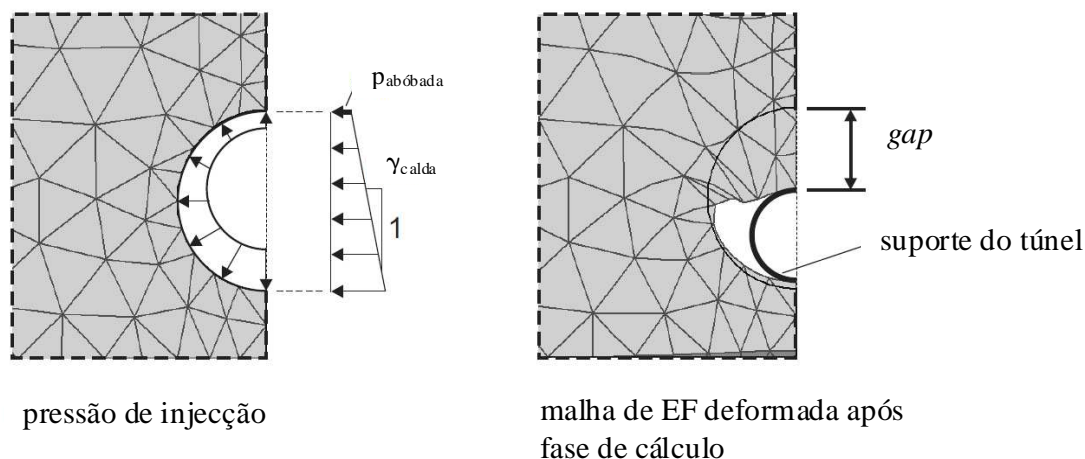


Figura 14 – Método da pressão de injeção de colagem (adaptado de Möller, 2006)

As condições de fronteira usualmente adoptadas para as malhas de EF correspondem, nas fronteiras laterais verticais, a libertar o deslocamento vertical e impedir o deslocamento horizontal, implicando a inexistência de tensões tangenciais. Na fronteira da base, habitualmente horizontal, bloqueia-se tanto os deslocamentos verticais como horizontais, dado que, na prática, para camadas de terreno mais profundas, a rigidez é bastante mais elevada e como tal será bastante difícil a ocorrência de deformação significativa.

A largura da malha de EF deverá ser tal que não afecte a largura da superfície de subsidência. Isto porque, como o deslocamento é livre na direcção vertical nas fronteiras laterais, se estas estiverem próximas do túnel em estudo poderão causar deslocamentos demasiado elevados. Meissner (1996) recomenda o uso de uma distância de 4 a 5 diâmetros do centro do túnel às fronteiras laterais e de 2 a 3 diâmetros desde o centro do túnel à fronteira da base do modelo, para que as tensões nas fronteiras não sejam influenciadas pela escavação do túnel. Bliehm (2001) escolhe as dimensões da malha de forma a que as extensões perpendiculares à fronteira sejam inferiores a 0.005% após a construção do túnel. Möller (2006) usa ainda outro critério: para a fronteira da base, limita a rotação máxima das tensões principais a 2.5° após a construção do túnel (neste caso o critério é praticamente independente do modelo constitutivo utilizado) e para as fronteiras laterais as dimensões a considerar deverão ser tais que o máximo assentamento na fronteira não exceda 1% do assentamento máximo no eixo vertical do túnel. Obtém então para a distância do centro do túnel à fronteira da base entre 1.8 e 2.7 diâmetros (para diâmetros do túnel entre 4 e 12 m), que é semelhante à proposta de Meissner. Para a distância do centro do túnel às fronteiras laterais, w , apresenta a seguinte equação:

$$w = 2D \left(1 + \frac{H}{D} \right) \quad [55]$$

Esta expressão leva a malhas mais largas que a proposta de Meissner para $H/D > 1.5$ m, em que H é o recobrimento do túnel e D o seu diâmetro. Deverá, pois, ter um limite superior para túneis profundos, em que não se exige uma malha tão larga, dado a menor magnitude dos deslocamentos.

Diversos autores, entre os quais Gunn (1993), Addenbrooke *et al.* (1997) e Franzius (2003), referem que as análises numéricas bidimensionais conduzem a superfícies de subsidência com uma largura bastante superior à real, o que leva a uma subestimação do assentamento máximo, nomeadamente para valores elevados de k_0 . Guedes e Santos Pereira (2002), entre outros autores, confirmam que o mesmo sucede nas análises tridimensionais, pelo que poderá ser necessária a utilização de modelos constitutivos mais avançados para que a largura da superfície de subsidência se aproxime da real. De acordo com Möller (2006), o valor de k_0 tem uma influência extremamente significativa na forma da curva de subsidência, podendo mesmo provocar levantamentos do terreno para valores de k_0 elevados (que provocam ovalização do túnel na vertical), em túneis próximos da superfície, apesar de não se ter encontrado na pesquisa bibliográfica realizada qualquer caso em que tal tenha sido observado.

De acordo com Dasari *et al.* (1996) o módulo de elasticidade do suporte não tem influência significativa nos assentamentos à superfície. No entanto, é importante referir que o módulo de elasticidade do betão projectado deve ser reduzido para ter em conta o efeito da idade do betão e de fluência e retracção. Assim, o seu valor inicial, imediatamente após a projecção, é reduzido a metade do valor aos 28 dias devido à primeira causa. O seu valor final a longo prazo seria também reduzido de 50% devido à 2ª causa. Ou seja, para a simulação da fase construtiva, o módulo de elasticidade do betão projectado aplicado junto à frente numa distância correspondente ao comprimento de avanço é usualmente considerado de 50% do seu valor aos 28 dias. Para uma distância superior ao comprimento de avanço considera-se simplifadamente o seu valor aos 28 dias (Möller, 2006).

2.4. Modelação numérica tridimensional

Os modelos tridimensionais de EF são utilizados nomeadamente em situações de geologia ou geometria complexa. Antes de mais, é importante referir que o assentamento a curto prazo deve

manter-se constante com o avanço da escavação do túnel, a uma distância suficiente da face. Estas condições são referidas como condições de estado estacionário. Segundo Vermeer *et al.* (2002), esta distância terá um valor de, aproximadamente, 5 diâmetros, para um valor de k_0 de 0.6. De acordo com Franzius (2003), para valores mais elevados de k_0 a distância definida por Vermeer *et al.* (2002) não será suficiente para atingir as condições estacionárias.

No caso da simulação da escavação de túneis pelo método convencional (sequencial), utiliza-se o método passo-a-passo, introduzido por Hanafy e Emery (1980). A sequência é a indicada na Figura 15, a partir de um determinado estado de tensão inicial. Os passos de cálculo são semelhantes: elementos de terreno no interior do túnel são removidos de modo a simular uma escavação não suportada com um determinado comprimento de avanço. Em cada fase i uma fatia de elementos do terreno é escavada e os elementos de suporte da escavação anterior $i-1$ são activados. Estas fases de cálculo são repetidas de $i+1$ até $i+n$ até se atingir o estado estacionário.

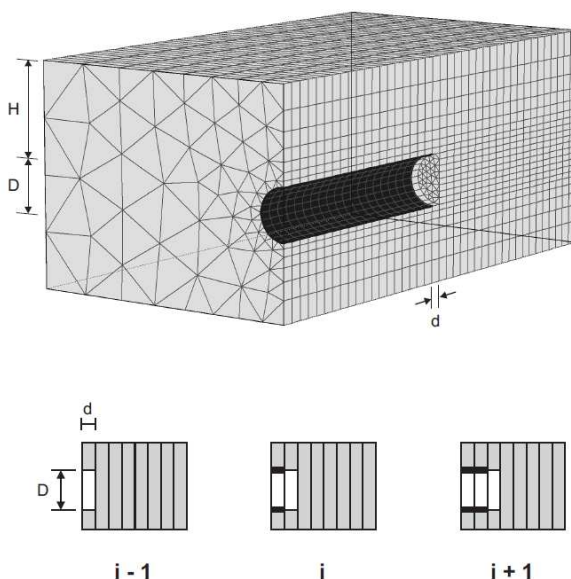


Figura 15 – Procedimento passo-a-passo para o método sequencial de escavação de túneis (Möller, 2006)

De acordo com Farias *et al.* (2004), o comprimento de avanço não deverá exceder 75% do diâmetro do túnel, pois caso contrário praticamente não contribuirá para a estabilização dos deslocamentos, já que uma grande percentagem destes se dá até uma distância à frente de 0.75 diâmetros. Por outro lado, refere também que uma redução do comprimento de avanço reduz também de forma muito significativa os assentamentos superficiais, sendo que quanto mais pequeno este for maior será também a redução.

A escavação pode ser feita em secção total ou parcial, sendo que, segundo Farias *et al.* (2004), se consegue uma redução de cerca de 20% no valor do assentamento máximo utilizando secção

parcial. Por outro lado, segundo os mesmos autores, no caso de se optar por escavação em secção parcial, quanto mais cedo se proceder ao fecho do anel do suporte e quanto mais tarde se proceder ao desmonte da bancada, menores serão os assentamentos à superfície, sendo maior a relevância relativa do fecho do anel.

No caso da simulação de escavação de túneis com tuneladora também se utiliza actualmente um procedimento passo-a-passo, quer se use um sistema de equilíbrio com lamas ou com terras na frente da tuneladora. A sequência é a indicada na Figura 16, a partir de um determinado estado de tensão inicial. Os passos de cálculo são os seguintes: em cada fase i uma fatia de elementos do terreno no interior do túnel é escavada, de modo a simular uma escavação não suportada com um determinado comprimento de avanço l . Ao mesmo tempo é aplicada pressão na nova fatia de elementos de terreno e nas fatias anteriores correspondentes ao comprimento do escudo da tuneladora. Atrás deste, é colocado o suporte, modelado por elementos de finitos de casca. Em torno dos 2 primeiros anéis de aduelas existe ainda um espaçamento (*gap*) pressurizado, até que sejam aplicadas as injecções de colagem. Estas fases de cálculo são repetidas de $i+1$ até $i+n$ até se atingir o estado estacionário.

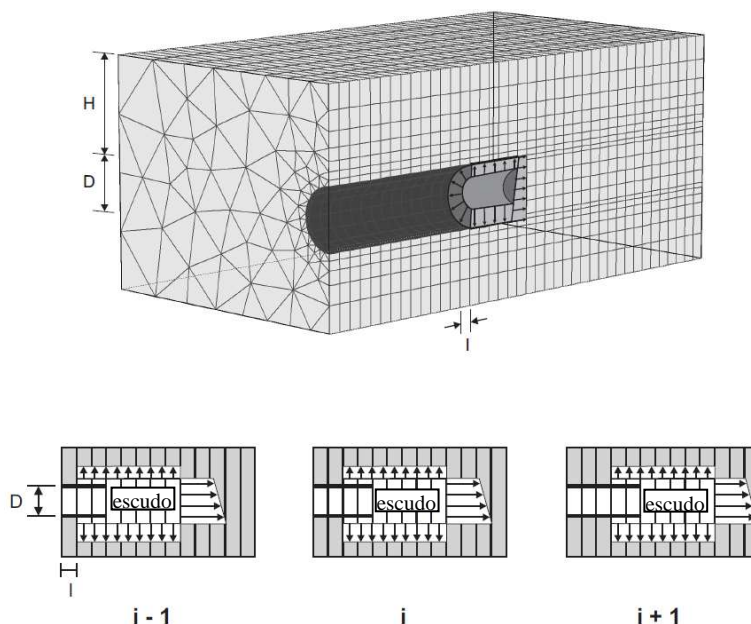


Figura 16 – Procedimento passo-a-passo para o método de escavação de túneis com tuneladora (adaptado de Möller, 2006)

No caso do equilíbrio de pressões na frente ser feito com recurso a lamas, a lama é simulada com uma pressão axial mais elevada, o escudo com uma pressão relativamente mais baixa e as injecções de colagem no espaço da cauda da tuneladora atrás do escudo com uma determinada pressão radial. Ou seja, o escudo é modelado com uma fronteira de pressão controlada, o que é mais realista em relação a usar elementos de finitos de casca rígidos, dado as tuneladoras actuais

usarem injeções de compensação em torno do escudo para controlar a perda de terreno, para compensar o sobrecorte e para reduzir o atrito do escudo com o terreno (ver Figura 17). As pressões aplicadas aumentam hidrostáticamente com a profundidade de acordo com o peso próprio da lama e da injeção de colagem, respectivamente. A pressão radial no escudo é tomada igual à pressão da injeção de colagem. Esta pressão é aplicada no escudo e em dois anéis de suporte imediatamente atrás do escudo. Em torno destes anéis, elementos de terreno com uma espessura entre 8 e 20 cm (Babendererde, 2000) e com o comprimento dos dois anéis (aproximadamente 1.5 m), são desactivados de modo a simular o espaçamento existente. Neste espaçamento o terreno deforma-se até haver contacto com o anel de suporte. Para os anéis seguintes, a injeção de colagem já endureceu e como tal já não é aplicada pressão radial, sendo os elementos com as características da injeção de colagem endurecida activados no preenchimento desse espaçamento. Este método despreza as tensões tangenciais impostas pela cabeça de corte e pelo escudo no terreno envolvente, mas este facto não afecta de forma significativa os assentamentos superficiais.

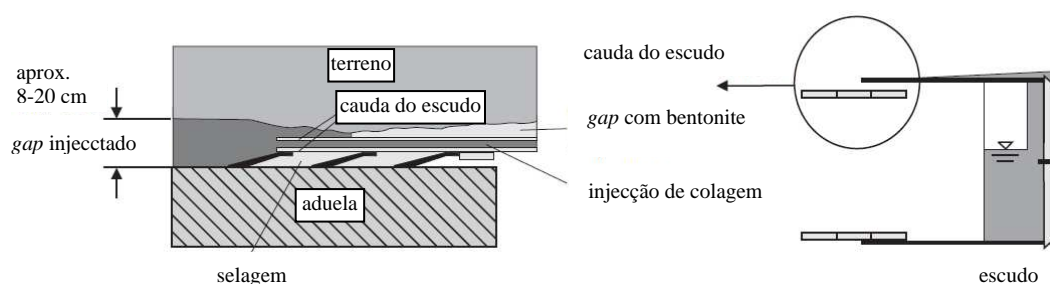


Figura 17 – Detalhes da cauda do escudo para o método de equilíbrio na frente com lamaz (adaptado de Möller, 2006)

Também Komiya *et al.* (1999) modelam o processo construtivo em mais detalhe, representando o escudo por um corpo de rigidez elevada, considerando o peso da tuneladora e aplicando forças externas na cauda do escudo, equivalentes às geradas pelos macacos hidráulicos que permitem o avanço da tuneladora. Assim, conseguem simular o movimento 3D da tuneladora e a deformação nos elementos de terreno à frente do escudo. No início de cada fase construtiva, os elementos da malha correspondentes ao terreno em torno da tuneladora são reordenados de modo a manter a mesma geometria da malha em todas as fases de escavação.

No que se refere às dimensões da malha de EF, Möller (2006) propõe para a distância do centro do túnel à fronteira da base entre 1.6 e 1.95 diâmetros (para diâmetros do túnel entre 4 e 12 m), portanto inferior à proposta de Meissner (1996) e ao seu critério para o caso bidimensional. Quanto à distância do centro do túnel às fronteiras laterais mantém o critério já descrito para o caso 2D. Finalmente, para o comprimento da malha, 1, segundo a direcção longitudinal propõe:

$$1 = D \left(13 + \frac{11}{3} \frac{H}{D} \right) \quad [56]$$

Relativamente ao número de elementos na direcção longitudinal, Möller (2006) mostra que dois elementos por avanço da face são suficientes para uma estimativa correcta dos assentamentos superficiais.

3. MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA VARIABILIDADE ESPACIAL

3.1. Introdução

A variabilidade inerente do terreno é causada pelos processos geológicos naturais. Pode ser observada localmente – variabilidade estatística (local) – ou considerando os valores em diversos pontos – variabilidade (estatística) espacial.

Cada terreno, isto é, o conjunto de valores das grandezas geotécnicas, pode ser interpretado como uma realização dum processo estocástico, para cujo estudo quatro técnicas matemáticas são passíveis de ser utilizadas: (i) análise de regressão, (ii) teoria dos campos aleatórios, (iii) geostatística e (iv) teoria dos fractais. A análise de regressão tem uma aplicação muito limitada no caso dos modelos de variabilidade espacial, pois não considera a correlação entre as propriedades do terreno. De facto, a natureza tendencialmente contínua dos processos físico-químicos e mecânicos de génese e de evolução dos maciços favorece a existência de correlação espacial entre os valores de qualquer grandeza geotécnica. Por esta razão, torna-se imperioso incluir a correlação espacial no modelo de variabilidade espacial pretendido. Segundo Jaksá e Fenton (2002), o comportamento fractal, apesar de ser observado em alguns tipos de solo, está ausente na sua maioria. Consequentemente, a teoria dos campos aleatórios (Vanmarcke, 1984), que será descrita nas secções seguintes deste capítulo, constitui, a par com a geostatística, uma das vias preferenciais da modelação da variabilidade espacial. Tem sido levada à prática através de diversas formulações teóricas, de que se destacam as baseadas na transformada rápida de Fourier espacial (Fenton, 1990).

A importância da consideração da variabilidade espacial do terreno em diferentes problemas geotécnicos é confirmada por estudos realizados por diversos autores. Paice *et al.* (1996) combinam a Teoria dos Campos Aleatórios com o método dos elementos finitos para estudar os assentamentos de uma fundação flexível. Realizam estudos paramétricos para o coeficiente de variação e para a escala de flutuação do módulo de deformabilidade, concluindo que até um coeficiente de variação de cerca de 40% o efeito da estrutura de correlação espacial no assentamento é reduzido. Fenton e Griffiths (2002) estudam o assentamento numa fundação superficial referindo que este é bem representado por uma distribuição lognormal, se o módulo de deformabilidade do terreno também tiver uma distribuição lognormal. Estudam também o assentamento diferencial entre duas fundações, admitindo para este caso uma distribuição normal, que dá estimativas conservativas da probabilidade de assentamento. Estas estimativas

permitem, por sua vez, estimar o risco associado ao estado limite de utilização para uma determinada estrutura. Também Breysse *et al.* (2004) analisam os efeitos da variabilidade do terreno na interação estrutura-terreno para o caso de fundações superficiais, sistemas de saneamento e fundações indirectas. Concluem que existe um valor crítico do rácio da escala de flutuação pela dimensão geométrica relevante que leva aos valores mais desfavoráveis dos quantilhos superiores dos assentamentos e dos esforços. De facto, a heterogeneidade do solo introduz efeitos específicos como assentamentos diferenciais e esforços na estrutura que não podem ser previstos se se considerar um terreno homogéneo. Isto poderá resultar na sobrestimação da segurança ou na ocorrência de estados limites últimos de rotura local ou global, em casos mais severos.

No que se refere em particular aos túneis, Huber *et al.* (2010) mostram que a variabilidade do terreno tem uma influência significativa na previsão dos assentamentos. Calculam uma probabilidade de dano de uma estrutura à superfície, ou seja, a probabilidade de exceder um determinado valor de rotação devido a assentamentos diferenciais, definido de modo a evitar fendilhação nas paredes da estrutura. Concluem que os edifícios de pequena largura têm maior probabilidade de danos que edifícios mais largos, nomeadamente por o seu eixo estar mais próximo do eixo do túnel. Concluem, também, que quanto maior o coeficiente de variação do módulo de deformabilidade, maior a probabilidade de dano, sendo pouco significativa a influência da escala de flutuação. Song *et al.* (2009) estudam o efeito da variabilidade espacial do terreno na dimensão da região plástica em torno de um túnel, referindo que quando o coeficiente de variação e a escala de flutuação do módulo de deformabilidade do terreno aumentam, a interface elasto-plástica e a região plástica limitada por esta também aumentam de tamanho. A variabilidade espacial tem também relevância na caracterização geológico-geotécnica do terreno, podendo ser utilizada para construir modelos contínuos da estratigrafia do terreno com base em valores pontuais de sondagens.

Existem três fontes principais de incerteza geotécnica, nomeadamente a variabilidade inerente do terreno, os erros de medição e as incertezas nas transformações entre dados originais e grandezas derivadas. A variabilidade inerente, que será a única abordada nesta dissertação, é causada pelos processos geológicos naturais, que modificam o terreno, bem como pela escassez de dados. Os erros de medição resultam do equipamento, do operador e de efeitos aleatórios durante os ensaios. As incertezas nas transformações advêm das correlações empíricas, ou outras, usadas na transformação dos valores das medições dos ensaios em valores das propriedades do terreno.

3.2. Caracterização estatística dos parâmetros geotécnicos

3.2.1. 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 terreno. No caso dum modelo unidimensional, o valor local duma grandeza $z(x)$ pode ser representado por:

$$z(x) = t(x) + u(x) \quad [57]$$

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:

$$\text{Var}(u) = E\left[\{z(x) - t(x)\}^2\right] \quad [58]$$

A necessidade de caracterizar estatisticamente os resíduos não se deve ao facto de as propriedades do terreno serem aleatórias em abstracto, mas sim ao facto de o conhecimento e a informação disponível relativamente a essas propriedades serem limitados. A variância dos resíduos quantifica a dispersão entre a tendência (ajustada aos dados) e os valores observados. Quanto melhor o ajuste estatístico da regressão aos valores derivados para as propriedades do terreno em determinados locais, menor será a variância dos resíduos, até no limite ser nula para uma linha de regressão que se ajustasse perfeitamente aos dados. No entanto, a incerteza na estimativa dos parâmetros da tendência aumenta com a diminuição da dimensão da amostra.

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 entre si. Os resíduos positivos tendem a agrupar-se, tal como os negativos. Logo a probabilidade de encontrar uma zona contínua de terreno, por exemplo, mais compressível ou de menor resistência, é maior do que aconteceria caso os resíduos fossem independentes. Esta estrutura espacial de variação, que não é tida em conta pela tendência, pode ser descrita pela correlação espacial, designada habitualmente por autocorrelação (espacial). A autocorrelação quantifica a associação, isto é a dependência estatística recíproca, entre os resíduos, sendo naturalmente função da distância entre os pontos de cálculo.

A correlação linear mede a associação linear entre duas variáveis. A relevância desta associação cresce com o valor absoluto do coeficiente de correlação ρ , variando este entre -1 e 1. O coeficiente ρ é unitário para distância nula e, para distância crescente, tende assintoticamente para zero. Pode ser definido, para o caso de duas variáveis escalares z_1 e z_2 por:

$$\rho = \frac{\text{Cov}(z_1, z_2)}{\sqrt{\text{Var}(z_1)\text{Var}(z_2)}} = \frac{1}{\sigma_{z_1}\sigma_{z_2}} E[(z_1 - \mu_{z_1})(z_2 - \mu_{z_2})] \quad [59]$$

em que $\text{Var}(z_i)$ é a variância, σ_{z_i} é o desvio padrão, μ_{z_i} é a média da variável z_i e $\text{Cov}(z_1, z_2)$ é a covariância. 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.

A variabilidade espacial em torno de uma tendência é, portanto, descrita pela variância (local) e pela autocorrelação (espacial). Uma variância elevada implica que o valor absoluto dos resíduos é elevado e uma autocorrelação elevada implica que o “comprimento de correlação” (conceito a detalhar adiante) da variação é elevado.

É importante referir que se se aumentar a capacidade de adaptação da tendência (por exemplo, substituindo uma tendência linear por uma polinomial), a variância dos resíduos deverá, em princípio, diminuir e, no geral, a distância de correlação efectiva diminuir. Na prática, a escolha de uma linha de tendência é uma decisão relativamente a quanto da variabilidade dos dados se pretende modelar como uma função determinística do espaço e quanto se pretende tratar estatisticamente.

Correntemente, são assumidas hipóteses simplificativas sobre a autocorrelação dos resíduos, nomeadamente quanto à isotropia e à estacionaridade, o que equivale a considerar a zona em análise como estatisticamente homogénea em planos horizontais. 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 δ que os separa

$$R_z(\delta) = \frac{1}{\text{Var}[u(x)]} E[u(x_i)u(x_{i+\delta})] = \frac{C_z(\delta)}{\text{Var}[u(x)]} \quad [60]$$

em que $\text{Var}[u(x)]$ é a variância dos resíduos e $C_z(\delta)$ é a função de autocovariância dos resíduos em pontos distanciados de δ (a dependência somente relativamente a δ pressupõe a estacionaridade e isotropia).

É conveniente, por razões de modelação e análise, eger para $R_z(\delta)$ funções infinitamente diferenciáveis. No Quadro 3 apresenta-se as funções mais utilizadas para esse efeito, em que δ_0 é uma constante com dimensão comprimento, a que se atribuiu o valor de 50. Na Figura 18 apresenta-se a representação gráfica das funções de autocorrelação.

Quadro 3 – Modelos de autocorrelação unidimensionais (adaptado de Baecher e Christian, 2003)

Modelo	Equação
Ruído Branco (R1)	$R_{z,1}(\delta) = \begin{cases} 1, & \delta = 0 \\ 0, & \text{caso contrário} \end{cases}$
Linear (R2)	$R_{z,2}(\delta) = \begin{cases} 1 - \delta /\delta_0, & \delta \leq \delta_0 \\ 0, & \text{caso contrário} \end{cases}$
Exponencial (R3)	$R_{z,3}(\delta) = \exp(- \delta /\delta_0)$
Exponencial quadrático (R4)	$R_{z,4}(\delta) = \exp(-(\delta /\delta_0)^2)$

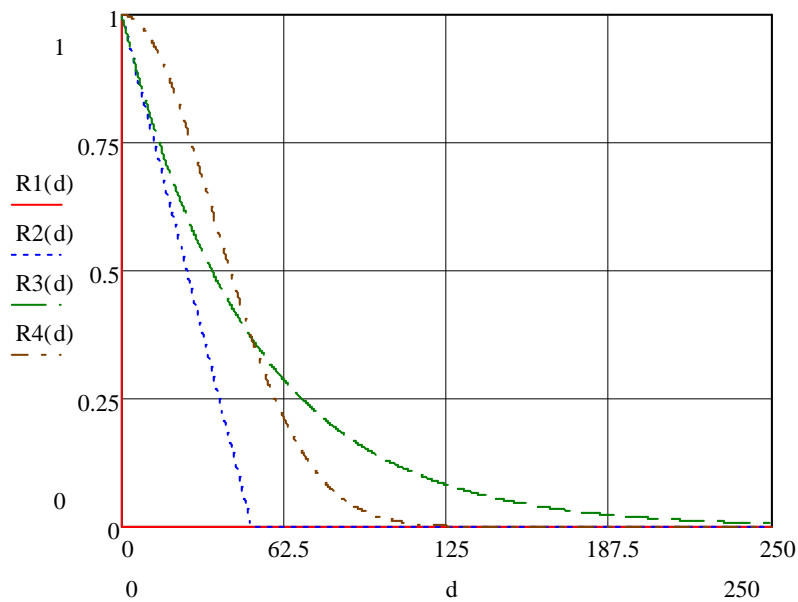


Figura 18 – Modelos de autocorrelação unidimensionais

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, é uma realização de um campo aleatório. Um campo aleatório é definido através da sua função de distribuição conjunta, que descreve a probabilidade acumulada “até”

um dado valor do vector aleatório $\{z(x_1), \dots, z(x_n)\}$ correspondente às n posições em estudo no espaço S_x :

$$F_{x_1, \dots, x_n}(z_1, \dots, z_n) = P\{z(x_1) \leq z_1, \dots, z(x_n) \leq z_n\} \quad [61]$$

As covariâncias de $z(x_1), \dots, z(x_n)$ são definidas por:

$$\text{Cov}[z(x_i), z(x_j)] = E[(z(x_i) - \mu(x_i))(z(x_j) - \mu(x_j))] \quad [62]$$

em que $E[z(x)] = \mu(x)$ é a média ou tendência de $z(x)$.

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 de autocorrelação e autocovariância são simétricas e limitadas, ou seja, respectivamente, tem-se

$$C_z(\delta) = C_z(-\delta); R_z(\delta) = R_z(-\delta) \quad [63]$$

$$C_z(\delta) \leq C_z(0) = \sigma^2; |R_z(\delta)| \leq 1 \quad [64]$$

No limite, quando $|\delta|$ aumenta tem-se o anulamento assintótico de $C_z(\delta)$:

$$\lim_{|\delta| \rightarrow \infty} \frac{C_z(\delta)}{|\delta|^{-(n-1)/2}} = 0 \quad [65]$$

O campo aleatório é dito estacionário (no sentido estrito) se a distribuição de probabilidade completa $F_{x_1, \dots, x_n}(z_1, \dots, z_n)$ é independente da localização absoluta, dependendo apenas da posição relativa dos pontos em estudo. Um campo aleatório que não cumpra as condições de estacionaridade é dito não estacionário, ou seja, estatisticamente heterogéneo. A validade da hipótese de estacionaridade depende da escala de análise, de modo variável com o tipo de terreno, ou seja, numa pequena região, correspondente, por exemplo, à fundação de um edifício, as propriedades do terreno 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. A ergodicidade implica estacionaridade (no sentido estrito). No caso de $z(x)$ ser gaussiana é condição suficiente para ser ergódica que $\lim_{|\delta| \rightarrow \infty} C_z(\delta) = 0$.

Considere-se, então, o processo estocástico escalar $z(x)$, em que x representa a posição, com as propriedades habituais no estudo dos campos aleatórios: homogeneidade, isotropia, estacionaridade e ergodicidade. Os seus parâmetros são, assim, a média μ_z , que se assume constante, a variância σ_z^2 e a função de autocovariância $C_z(\delta)$, em que $\delta = |x_i - x_j|$ representa a distância entre os pontos x_i e 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 subdomínios “homogéneos”. De facto, a maioria da informação que se considera é definida num domínio finito e representa uma média local do parâmetro e não o seu valor pontual. O processo média espacial na janela de observação $[0, X]$ é definido por:

$$M_x(z(x)) = \frac{1}{X} \int_0^X z(x) dx \quad [66]$$

O processo média introduz um alisamento nas propriedades estudadas, que se manifesta pela diminuição da dispersão e pelo aumento da correlação espacial quando se considera aquele processo em vez do processo original $z(x)$. 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:

$$E[M_x] = \mu_{M_x} = \frac{1}{X} \int_0^X \mu_z dx = \mu_z \quad [67]$$

$$\text{Var}[M_x] = \frac{1}{X^2} \int_0^X \int_0^X C_z(x_i - x_j) dx_i dx_j = \frac{2}{X^2} \int_0^X (X - \delta) C_z(\delta) d\delta \quad [68]$$

A autocovariância do processo média é dada por

$$C_{M_x}(\delta) = \text{Cov}\left(\frac{1}{X} \int_0^X z(x) dx, \frac{1}{X} \int_\delta^{\delta+X} z(x) dx\right) = \frac{1}{X^2} \int_0^X \int_0^X C_z(\delta + x_i - x_j) dx_i dx_j \quad [69]$$

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 :

$$\Gamma_z^2(X) = \frac{\text{Var}[M_X(z(x))]}{\text{Var}[z(x)]} = \frac{2}{X} \int_0^X \left(1 - \frac{\delta}{X}\right) R_z(\delta) d\delta \quad [70]$$

Para caracterizar através de um parâmetro com significado de distância a extensão da correlação espacial é normal definir-se uma distância efectiva de correlação (ou escala de flutuação) θ_z do processo $z(x)$ como aquela para além da qual a função $R_z(\delta)$ assume valores inferiores a $1/e^2$ (e - número de Euler). 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:

$$\theta_z = \lim_{X \rightarrow \infty} X \Gamma_z^2(X) \quad [71]$$

Ou seja, θ_z / X é a assíptota infinita da função de redução de variância (além de $\Gamma_z^2(X) \rightarrow 0$ quando $X \rightarrow \infty$). A existência de θ_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, θ_z pode ser determinado através de:

$$\theta_z = 2 \int_0^\infty R_z(\delta) d\delta = \int_{-\infty}^\infty R_z(\delta) d\delta \quad [72]$$

No Quadro 4 apresentam-se as funções de redução de variância e as escalas de flutuação respectivas, para os modelos já considerados no Quadro 1. A representação gráfica destas funções apresenta-se na Figura 19, tendo-se atribuído a δ_0 o valor de 50. A função de redução de variância correspondente ao modelo ruído branco é nula, excepto na origem, o que implica a inexistência de correlação espacial entre os valores do processo em estudo. A função linear é decrescente, implicando uma menor correlação espacial que as funções exponenciais. Estas últimas são, também, monotónicas decrescentes, sendo que a função exponencial quadrática apresenta um ponto de inflexão em δ_0 . Observa-se, também, que quanto maior for a largura da janela de observação maior a redução de variância devido à introdução do processo média.

Quadro 4 - 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 θ_z
Ruído Branco ($\Gamma 1$)	$\Gamma_{z,1}^2(X) = \begin{cases} 1, X = 0 \\ 0, \text{ caso contrário} \end{cases}$	0
Linear ($\Gamma 2$)	$\Gamma_{z,2}^2(X) = \begin{cases} 1 - X/3\delta_0, X \leq \delta_0 \\ (\delta_0/X)(1 - \delta_0/3X), \text{ caso contrário} \end{cases}$	δ_0
Exponencial ($\Gamma 3$)	$\Gamma_{z,3}^2(X) = 2 \left(\frac{\delta_0}{X} \right)^2 \left(\frac{X}{\delta_0} - 1 + \exp\left(-\frac{X}{\delta_0}\right) \right)$	$2\delta_0$
Exponencial quadrático ($\Gamma 4$)	$\Gamma_{z,4}^2(X) = \left(\frac{\delta_0}{X} \right)^2 \left(\sqrt{\pi} \frac{X}{\delta_0} \operatorname{erf}\left(\frac{X}{\delta_0}\right) - 1 + \exp\left(-\left(\frac{X}{\delta_0}\right)^2\right) \right)$	$\sqrt{\pi}\delta_0$

em que erf é a função erro

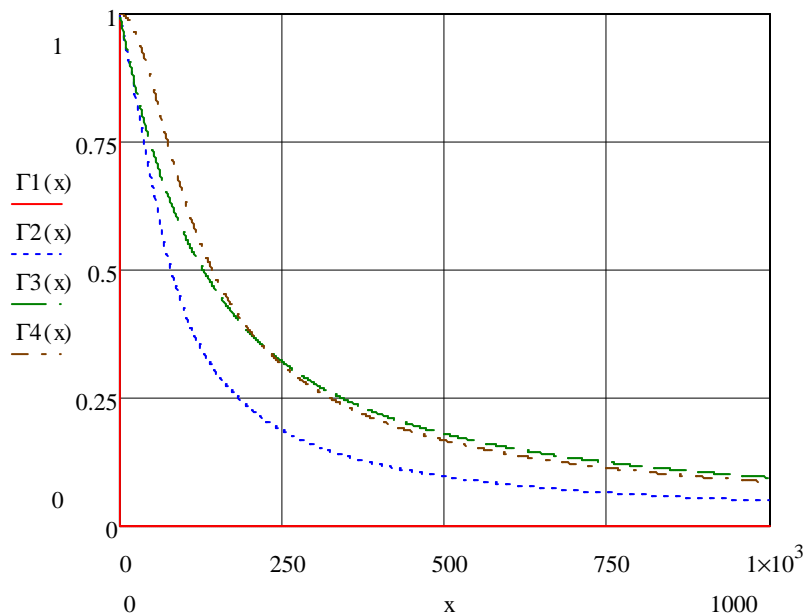


Figura 19 – Funções de redução de variância para modelos unidimensionais de autocorrelação

3.2.2. Avaliação comparativa da adequabilidade das distribuições estatísticas

Para uma função poder ser considerada uma função de distribuição de probabilidades, tem de ser positiva, não decrescente, continua, nula em $-\infty$ e igual à unidade em $+\infty$. Há, no entanto, algumas funções de distribuição de probabilidade que são particularmente úteis pois (i) são o resultado de um processo físico subjacente e derivadas com base em hipóteses fisicamente admissíveis, (ii) são o resultado de um processo limite e (iii) a informação estatística necessária está amplamente disponível.

As distribuições do tipo exponencial estão entre as distribuições de probabilidade mais comuns utilizadas para caracterizar as observações das propriedades do terreno. A distribuição normal, devido ao Teorema do Limite Central, que afirma que a soma de um grande número de componentes aleatórias individuais tende para a distribuição normal à medida que o número de componentes aumenta sem limite (independentemente das suas distribuições individuais), é sem dúvida a mais utilizada. Para além disso, evidência experimental (por exemplo, Lumb, 1966, e Schultze, 1971) indica que a distribuição normal é adequada a um vasto conjunto de propriedades do terreno. Por sua vez, a distribuição lognormal 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 lognormal descreve, também, uma variável formada pelo produto de perturbações independentes, quando o número de perturbações é elevado. Esta distribuição permite evitar inconsistências físicas, como, por exemplo, valores negativos da resistência do terreno, e, portanto, deverá ser adoptada no caso da propriedade do terreno em causa ser estritamente positiva.

Dentro da família das distribuições do tipo exponencial, encontra-se ainda a distribuição exponencial que é uma distribuição de apenas um parâmetro e portanto é a 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. Finalmente, a distribuição gama é, tal como a distribuição lognormal, 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 capacidade de modelação (é uma distribuição de 4 parâmetros) e devido aos limites superior e inferior do seu domínio permitirem limitar as variáveis geotécnicas, como o ângulo de atrito, a valores com significado físico. No entanto, a necessidade de definir estes limites a priori pode ser uma tarefa complicada, além do que um maior número de parâmetros aliado a um número limitado de observações 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.

A maioria das propriedades relacionadas com a resistência do terreno são bem modeladas pela distribuição normal ou lognormal, pois, do ponto de vista de um modelo de processos aleatórios,

a resistência do terreno resulta da média de um processo aleatório e como tal os resultados terão uma tendência para a sua modelação através da distribuição normal. A distribuição beta também poderá ser utilizada, dado que simula a normal dentro da região de densidade de elevada probabilidade da distribuição.

3.2.3. 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 exiguidade da 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 das correntemente invocadas “unidades geotécnicas”, tomadas como subdomínios homogéneos. Sendo a variabilidade do terreno modelada através da teoria dos campos aleatórios esta poderá ser descrita utilizando o coeficiente de variação ($COV_z = \sigma_z / \mu_z$) e a escala de flutuação θ_z .

A variabilidade espacial está relacionada com a geologia regional pelo que as observações da variabilidade do terreno se devem basear sempre em dados provenientes da zona em estudo. No entanto, os limites prováveis entre os quais se situa o COV são úteis como aproximações iniciais. Por outro lado, a apresentação de valores típicos para o COV das propriedades relevantes do terreno é fundamental na possível identificação de variabilidades geotécnicas atípicas.

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 devido a erros de análise; a insuficiência de equipamento e de procedimentos de controlo, o que está relacionado com erros de medição; a não remoção das tendências; e, finalmente, a realização das observações durante um período de tempo demasiado longo. No entanto, como o intervalo em que se recolhe as observações é usualmente suficientemente pequeno, estas corresponderão em princípio à mesma unidade geológica e uma eventual tendência na variação do valor das propriedades do terreno em profundidade não terá relevância.

Resumem-se estes valores no Quadro 5. São obtidos a partir de ensaios de laboratório, excepto aqueles que se referem ao ensaio pressiométrico de Ménard (p_1 e E_{PMT}). É de referir que o peso volúmico apresenta consideravelmente menor variabilidade que as outras propriedades do

solo por duas razões fundamentais: os minerais do solo têm peso específico contido num intervalo estreito e o procedimento para medição do peso volúmico do solo tem uma precisão bastante razoável, pelo que o erro de medição é pequeno.

Quadro 5 – Valores das estimativas de medidas estatísticas

Parâmetro do terreno	Fonte bibliográfica	Intervalo de variação	Valor médio	Intervalo de variação do COV (%)	Valor médio do COV (%)
ϕ_{areias}	Lee <i>et al.</i> (1983)	-	-	[5,15]	10
	Phoon e Kulhawy (1999)	[35°,41°]	37.6°	[5,11]	9
ϕ_{argilas}	Lee <i>et al.</i> (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
$S_{u,\text{argilas}}$	Lee <i>et al.</i> (1983)	-	-	[20,50]	30
	Phoon e Kulhawy (1999)*	[15,363] kPa	276 kPa	[11,49]	22
$S_{u,\text{areias}}$	Phoon e Kulhawy (1999)**	[130,713] kPa	405 kPa	[18,42]	32
	Lumb (1974)	-	-	[25,30]	30
ρ	Lee <i>et al.</i> (1983)	-	-	[1,10]	3
γ	Phoon e Kulhawy (1999)	[14,20] kN/m ³	17.5 kN/m ³	[3,20]	9
γ_d	Phoon e Kulhawy (1999)	[13,18] kN/m ³	15.7 kN/m ³	[2,13]	7
E	Lee <i>et al.</i> (1983)	-	-	[2,42]	30
p_1^{areias}	Phoon e Kulhawy (1999)	[1617,3566] kPa	2284 kPa	[23,50]	40
p_1^{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 isotrópico não drenado

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. Também Asaoka e Grivas (1982) obtêm valores semelhantes para escala de flutuação na direcção vertical, entre 2.5 m e 6 m. Relativamente à resistência de areias, Soulié *et al.* (1990) apresentam, para a distância de correlação na direcção vertical, um valor de 2 m e, na direcção horizontal, de 20 m. Finalmente, Huber *et al.* (2009) determinam, para o módulo de deformabilidade da argila, uma escala de flutuação na direcção horizontal de 10 a 20 m e Jaksa *et al.* (2004) obteve, para o módulo de deformabilidade da areia, utilizando o ensaio do dilatómetro, uma distância horizontal de correlação de 0.5 m a 2.5 m, com uma média de 1.4 m.

A variabilidade do ângulo de atrito interno, ϕ , e do ângulo de dilatância, ψ , está intimamente ligada, dada a relação física entre ambos. De facto, estes ângulos relacionam-se, para areias, com o ângulo de atrito interno no estado crítico, ϕ_{cv} , através da expressão empírica $\phi = \phi_{cv} + 0.8\psi$ (Bolton, 1986).

3.3. Metodologias de modelação numérica da variabilidade espacial

A modelação numérica da variabilidade espacial das características geotécnicas passa pela análise dum número adequado de realizações, com base nas quais é possível avaliar a amplitude e a distribuição estatística dos correspondentes efeitos. De modo a gerar realizações de $z(x)$ quatro métodos principais podem ser usados: o método da transformada de Fourier rápida (FFT), uma técnica baseada na decomposição inferior-superior (LU) da matriz de covariância (Davis, 1987), o método das *turning bands* e o método de subdivisão de média local (LAS). Descrevem-se de seguida, sucintamente, estes métodos.

3.3.1. Método da transformada de Fourier rápida (FFT)

O método da transformada de Fourier rápida calcula o espectro de energia da função aleatória a partir do modelo de covariância e produz uma simulação com uma determinada estrutura de covariância no domínio espacial, tendo em conta o facto de que a soma de variáveis multinormais independentes é também multinormal.

Fenton (1990) aplica este método ao estudo da liquefacção do solo. O método da transformada de Fourier é também bastante utilizado no que diz respeito à resposta sísmica do solo e das estruturas à superfície. Por exemplo, Lou (2006) estuda o efeito da variabilidade espacial do solo na resposta sísmica de pontes de betão armado e Saxena *et al.* (2000) estudam os efeitos da variabilidade espacial dos movimentos do terreno na resposta sísmica de pontes de betão armado com vários vãos, realizando análises dinâmicas não lineares.

Qualquer sequência de N valores de $z(x)$ pode ser expressa como uma série finita de Fourier com coeficientes a_j e b_j (Bracewell, 1986):

$$z(x) = \sum_{j=0}^{N-1} [a_j \cos(2\pi jx / N) + b_j \sin(2\pi jx / N)] \quad \text{para } x = 0, \dots, N-1 \quad [73]$$

Através de uma série de Fourier exponencial complexa pode ser equivalentemente expressa por:

$$z(x) = F^{-1}(A(j)) = \sum_{j=0}^{N-1} A_j e^{i2\pi x j / N} \quad [74]$$

em que $A_j = a_j - ib_j = |A(j)|e^{-i\varphi(j)}$ é o j ésimo coeficiente de Fourier complexo. A sua amplitude é dada por $|A(j)| = \sqrt{a_j^2 + b_j^2}$ e a sua fase por $\varphi(j) = \tan^{-1}(-b_j / a_j)$.

As amplitudes $|A(j)|$ estão relacionadas com a densidade espectral discreta $s(j)$, ou transformada de Fourier da covariância de z , através da relação:

$$|A(j)|^2 = s(j) \quad \text{para } j = 0, \dots, N-1 \quad [75]$$

A fase $\varphi(j)$ pode ser tomada como distribuída aleatoriamente segundo uma distribuição uniforme entre 0 e 2π , pois não afecta a covariância das séries $z(x)$ (Yao, 1998).

A transformada de Fourier inversa dos coeficientes complexos $A(j)$ permite obter a realização finita discreta $z(x)$ ($x = 0, \dots, N-1$) com o espectro de covariância especificado $s(j)$. Esta transformada de Fourier inversa é eficientemente calculada com a transformada de Fourier rápida.

Para escalas de flutuação elevadas, em que a função de covariância decresce mais lentamente que o comprimento do processo aleatório, deve-se utilizar uma dimensão do campo aleatório superior à necessária e eliminar posteriormente o excesso. Fenton (1990) recomenda que esta dimensão seja, no mínimo, correspondente à soma da dimensão desejada para o campo aleatório com a escala de flutuação. Isto porque a função de covariância resultante da FFT seria simétrica em torno de um valor correspondente a metade do período do processo, o que não corresponde às funções apresentadas na secção 3.2. Por outro lado, deve-se também assegurar que o incremento de frequência utilizado na aproximação da função de densidade espectral é suficientemente pequeno para permitir capturar variações rápidas nesta função.

Este método pode ser aplicado a qualquer modelo de covariância, é computacionalmente eficiente e de fácil utilização. No entanto, uma das suas desvantagens é o facto de requerer uma malha igualmente espaçada, ou seja, com elementos de igual dimensão.

3.3.2. Método da decomposição triangular inferior-superior (LU) da matriz de covariância

Uma das técnicas utilizadas para gerar as realizações de $z(x)$ baseia-se na decomposição inferior-superior (LU) da matriz de covariância. Por a matriz de covariância $[C]$ associada às posições das observações x_1, x_2, \dots, x_n ser simétrica e positiva definida pode ser decomposta no produto de uma matriz triangular inferior, $[L]$, e de uma matriz triangular superior, $[U]$. Ainda, como $[C]$ é simétrica, a matriz triangular superior é a transposta da matriz triangular inferior (decomposição de Cholesky)

$$[C] = [L][U] \text{ onde } [L]^T = [U] \quad [76]$$

Considere-se agora o vector

$$\{z\} = [L]\{w\} \quad [77]$$

onde $\{w\}$ é um vector de números aleatórios independentes normais reduzidos.

Por outro lado, o valor expectável da matriz $n \times n$ $\{z\}\{z\}^T$ é dado por:

$$E(\{z\}\{z\}^T) = E([L]\{w\}\{w\}^T[U]) = [L]E(\{w\}\{w\}^T)[U] \quad [78]$$

Como $\{w\}$ é um vector de números aleatórios independentes normais reduzidos isso implica que $E(\{w\}\{w\}^T) = [I]$, em que $[I]$ é a matriz identidade. Finalmente, obtém-se:

$$E(\{z\}\{z\}^T) = [L][U] = [C] \quad [79]$$

Mostra-se, assim, que $\{z\}$ é uma simulação autocorrelacionada da função aleatória em posições de observação com matriz de covariância $[C]$.

Este método consiste, então, em gerar o vector $\{w\}$. Seguidamente, com base nas distâncias entre elementos que permitem obter os termos não diagonais, constrói-se a matriz de covariância. Deste modo, é possível, através da decomposição de Cholesky, calcular a matriz triangular inferior e consequentemente obter o vector $\{z\}$.

O método é integrado (a simulação e o condicionamento são realizados simultaneamente), pode ser aplicado a uma estrutura de covariância arbitrária e o posicionamento das observações não tem de coincidir com pontos da grelha da simulação (Davis, 1987). Apresenta, também, algumas desvantagens, como o facto da estrutura de correlação entre duas áreas finitas,

nomeadamente quando estas são pouco espaçadas, poder ser demasiado simplista e, por outro lado, ser de difícil aplicação no caso de se pretender obter valores nos pontos de integração de Gauss e não nos centróides dos elementos da malha. Para malhas de maiores dimensões, é um método pouco eficiente pois requiere operações com matrizes de grandes dimensões. É ainda de referir que este método foi modificado e melhorado por Dietrich e Newsam (1995).

3.3.3. Método das *turning bands*

O algoritmo das *turning bands* gera um determinado número de processos lineares unidimensionais com uma determinadas estrutura de covariância segundo linhas distribuídas igualmente no espaço. Isto é feito através da transformação inversa de incrementos independentes e aleatórios de Fourier, derivados de uma função de densidade espectral unidimensional. O campo aleatório multidimensional é então obtido através da projecção e sobreposição dos valores das diversas linhas (bandas) numa grelha computacional discreta.

Este método é ilustrado na Figura 20 para o caso bidimensional. O semi-eixo Ox define o eixo coordenado dos x. Por sua vez, a linha i faz parte de um conjunto de linhas *turning band*, orientadas segundo um ângulo θ_i directo e relativo ao eixo dos x. A variável ζ_i é definida sobre o eixo definido pela linha i, colinear com o vector \bar{u}_i , orientado segundo i. Um processo aleatório unidimensional correlacionado é gerado segundo cada uma das linhas *turning band*. N é o ponto na região 2D onde se pretende gerar o campo aleatório. \bar{x}_N é o vector que liga o ponto N à origem do referencial. A projecção do ponto N na linha i corresponde ao ponto N_i e a distância da origem a N_i é dada pelo produto interno dos vectores \bar{u}_i e \bar{x}_N . O valor do processo aleatório unidimensional em N_i é $z_i(\zeta_{N_i}) = z_i(\bar{x}_N \cdot \bar{u}_i)$. O valor do campo aleatório correlacionado em N é obtido somando simplesmente as contribuições de todas as L linhas:

$$z(\bar{x}_N) = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^L z_i(\bar{x}_N \cdot \bar{u}_i) \quad [80]$$

Segundo Mantoglu e Wilson (1982), distribuir as L linhas segundo ângulos iguais que cubram a região do campo aleatório permite obter melhores resultados. Segundo estes autores, no caso bidimensional 4 a 16 linhas serão adequadas.

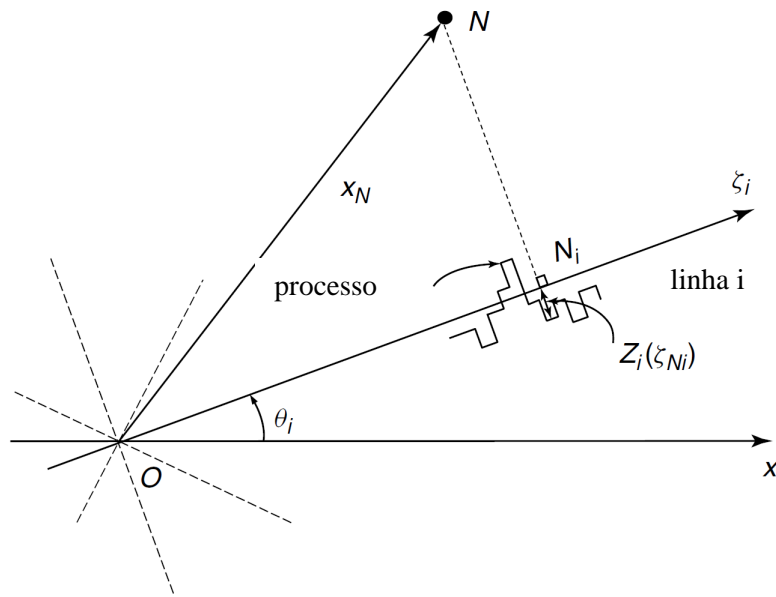


Figura 20 – Método das *turning bands* (Mantoglu e Wilson, 1982)

Para gerar o processo aleatório segundo as linhas *turning band* é necessário desenvolver uma função de densidade espectral radial $f(\omega)$ correspondente à função de covariância $C_z(\delta)$. Por exemplo, para uma correlação exponencial simples, Mantoglu e Wilson sugerem:

$$C_z(\delta) = \sigma^2 \exp(-\delta / \delta_0) \quad [81]$$

$$f(\omega) = \frac{\delta_0^2 \omega}{[1 + (\delta_0 \omega)^2]^{3/2}} \quad [82]$$

E para uma correlação exponencial dupla:

$$C_z(\delta) = \sigma^2 \exp(-\delta^2 / \delta_0^2) \quad [83]$$

$$f(\omega) = \frac{\omega \delta_0^2}{2} \exp\left[-\left(\frac{\omega \delta_0}{2}\right)^2\right] \quad [84]$$

A função densidade espectral do processo unidimensional, $S_1(\omega)$, está relacionada com a função de densidade espectral radial $f(\omega)$ através de:

$$S_1(\omega) = \frac{\sigma^2}{2} f(\omega) \quad [85]$$

O processo unidimensional segundo a linha i é gerado através da soma de M harmônicas:

$$z_i(\zeta) = 2 \sum_{k=1}^M [S_1(\omega_k) \Delta\omega]^{1/2} \cos(\omega'_k \zeta + \phi_k) \quad [86]$$

em que ϕ_k são ângulos aleatórios independentes distribuídos uniformemente entre 0 e 2π , $\omega_k = (k-1/2)\delta\omega$ e $\omega'_k = \omega_k + \delta\omega$ ($\delta\omega$ é uma frequência aleatória de valor infinitesimal adicionada de modo a evitar periodicidades). O intervalo de frequências é $[-\Omega, +\Omega]$ e $\delta\omega = \Omega/M$. Mantoglu e Wilson mostram que para uma distância de correlação de δ_0 , os resultados têm precisão adequada desde que se considere $\Omega = 40/\delta_0$ e $M = 50$ a 100 .

O sucesso do método depende da possibilidade de reproduzir adequadamente as propriedades espectrais multidimensionais a partir dos processos espectrais lineares. É um método bastante rápido, pois a simulação é unidimensional. No entanto, no caso tridimensional, o número finito de simulações lineares utilizadas conduz a uma perda de precisão, o que é ainda agravado pelo facto de ser difícil gerar linhas igualmente distribuídas no espaço. Esta distribuição não uniforme das linhas poderá gerar uma tendência anisotrópica não desejada.

3.3.4. Método da simulação de campos aleatórios através de subdivisão de média local (LAS)

O método LAS nasce do facto de que a maior parte das observações em engenharia são definidas num domínio finito, representando portanto uma média da propriedade em causa. Deste modo, um processo aleatório de média local é mais facilmente relacionável com observações a qualquer escala, que são mais facilmente incorporadas. Apresenta uma importante vantagem quando conjugado com as formulações de elementos finitos estocásticos, pois cada média local discreta dada por uma realização torna-se na propriedade média em cada elemento discreto. Assim, há liberdade de aumentar a resolução da malha, mantendo a consistência interna, o que significa que certas regiões mantêm uma média constante durante a subdivisão realizada no LAS.

A construção de um processo de média local segundo o LAS dá-se segundo um modelo recursivo *top-down*, como se mostra na Figura 21. Na fase 0, gera-se uma média global para o domínio. Na fase 1, o domínio é subdividido em duas regiões, cujas médias individuais deverão corresponder à média global definida na fase anterior. As fases subsequentes são obtidas subdividindo cada célula mãe e gerando valores para as duas regiões resultantes, que cumpram a mesma condição relativa à média da célula mãe. Deste modo, a média global mantém-se constante durante a subdivisão. O algoritmo procede, então, da seguinte forma:

- a) geração da média global Z_1^0 , normalmente distribuída, com média nula e variância definida com base na teoria de média local (Fenton, 1990);
- b) divisão do campo aleatório em duas partes com igual dimensão;
- c) geração de dois valores normalmente distribuídos, Z_1^1 e Z_2^1 , com média e variância calculadas de modo a satisfazer os três critérios seguintes: (i) ter a variância correcta de acordo com a teoria da média local, (ii) serem apropriadamente correlacionados entre si, ou seja, respeitarem a função de autocovariância do processo aleatório e (iii) a sua média corresponder ao valor mãe, ou seja, $1/2(Z_1^1 + Z_2^1) = Z_1^0$; assim sendo as distribuições de Z_1^1 e Z_2^1 são condicionadas ao valor de Z_1^0 ;
- d) subdivisão de cada célula da fase 1 em duas partes iguais;
- e) geração de dois valores normalmente distribuídos, Z_1^2 e Z_2^2 , com média e variância calculadas de modo a satisfazer os quatro critérios seguintes: (i) ter a variância correcta de acordo com a teoria da média local, (ii) serem apropriadamente correlacionados entre si, (iii) a sua média corresponder ao valor mãe, ou seja, $1/2(Z_1^2 + Z_2^2) = Z_1^1$ e (iv) serem apropriadamente correlacionadas com Z_3^2 e Z_4^2 . O terceiro critério implica que as distribuições de Z_1^2 e Z_2^2 são condicionadas ao valor de Z_1^1 ao passo que o quarto critério implica que as distribuições são condicionadas ao valor de Z_2^1 de forma aproximada.

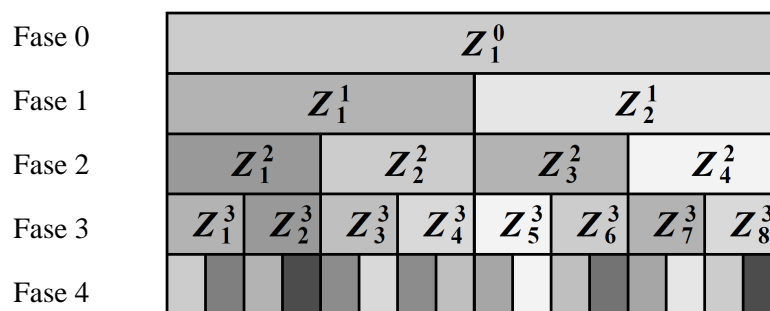


Figura 21 – Construção de um processo aleatório de média local através do método LAS (Fenton, 1990)

E assim sucessivamente. Há duas aproximações no algoritmo: a correlação com células adjacentes é obtida através das células mãe e a zona de células mãe em que se condicionam as distribuições das células está limitada a uma vizinhança pré-determinada. O método é restrito a processos estacionários, inteiramente descritos pela média, variância e função de autocorrelação, ou em alternativa, pela função de densidade espectral. O processo de subdivisão

depende da dimensão física do domínio estudado, uma vez que a dimensão relativamente à qual a média local se realizará tem de ser conhecida.

Considerando o caso geral unidimensional (que pode ser expandido para o caso multidimensional), a construção da fase $i+1$ a partir da fase i (cf. Figura 22) é feita estimando uma média M_{2j}^{i+1} para Z_{2j}^{i+1} e adicionando um ruído branco discreto U_j^{i+1} de média nula e variância $(\sigma^{i+1})^2$:

$$Z_{2j}^{i+1} = M_{2j}^{i+1} + \sigma^{i+1}U_j^{i+1} \quad [87]$$

	j		$j+1$		
	$2j-1$	$2j$	$2j+1$	$2j+2$	

Figura 22 – Índices dum processo LAS unidimensional para a fase i (topo) e fase $i+1$ (base) (Fenton, 1990)

A melhor estimativa linear para M_{2j}^{i+1} pode ser determinada combinando linearmente os valores do parâmetro da fase i numa vizinhança $j-n, \dots, j+n$:

$$M_{2j}^{i+1} = \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i Z_k^i \quad [88]$$

Nesta expressão, os coeficientes a_{k-j}^i são determinados através da resolução do seguinte sistema de equações, que resulta de multiplicar a expressão [87] por Z_m^i , calcular o valor esperado e usar o facto de que U_j^{i+1} tem correlação nula com a fase i :

$$E[Z_{2j}^{i+1}Z_m^i] = \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E[Z_k^i Z_m^i] \quad [89]$$

Admitindo uma distribuição normal de média nula e variância unitária para U_j^{i+1} , a variância do ruído branco pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$(\sigma^{i+1})^2 = E\left[(Z_{2j}^{i+1})^2\right] - \sum_{k=j-n}^{j+n} a_{k-j}^i E[Z_{2j}^{i+1}Z_k^i] \quad [90]$$

Finalmente, o valor da realização da célula adjacente Z_{2j-1}^{i+1} é determinado tendo em conta que a média de cada par da fase $i+1$ é igual ao valor da célula mãe da fase i , ou seja:

$$Z_{2j-1}^{i+1} = 2Z_j^i - Z_{2j}^{i+1} \quad [91]$$

Esta expressão permite obter as covariâncias entre fases:

$$E[Z_{2j}^{i+1}Z_m^i] = \frac{1}{2}E[Z_{2j}^{i+1}Z_{2m-1}^{i+1}] + \frac{1}{2}E[Z_{2j}^{i+1}Z_{2m}^{i+1}] \quad [92]$$

As principais vantagens deste método são, portanto, a simplicidade do condicionamento da realização utilizando médias locais, a produção de realizações dependentes da escala e que mostram uma covariância correcta entre médias locais para qualquer resolução. Permite, também, evitar os problemas resultantes de covariância simétrica encontrados no método da transformada de Fourier rápida, que exigem como já se referiu a utilização de um campo aleatório de maiores dimensões e, conseqüentemente, maior tempo de cálculo.

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS EFEITOS SUPERFICIAIS DA VARIABILIDADE ESTATÍSTICA E ESPACIAL

4.1. Introdução

Neste capítulo utilizam-se os conceitos descritos nos capítulos 2 e 3 com o objectivo de desenvolver duas ferramentas computacionais que permitam a análise, nomeadamente, dos deslocamentos causados pela escavação de túneis.

No primeiro caso de estudo, que corresponde à escavação com TBM de um túnel circular num terreno argiloso rijo medianamente consolidado, considera-se apenas a influência da variabilidade estatística do terreno, ou seja, considera-se um terreno homogéneo em que as propriedades são uniformes em todo o modelo.

O segundo caso de estudo está relacionado com a escavação dum túnel igualmente circular num terreno argiloso rijo pelo método sequencial. Apesar de neste método a secção do túnel ser habitualmente composta por troços curvos de curvatura distinta, optou-se aqui pela forma “irrealista” circular da secção, deixando para o capítulo 5 a análise da escavação dum secção real de um caso de obra, com base em desenhos de projecto. Neste segundo caso, introduz-se pela primeira vez na análise a influência da variabilidade espacial dos parâmetros do terreno na dispersão dos assentamentos superficiais, com base na geração de campos aleatórios correlacionados espacialmente.

Pretendeu-se com esta sequência aumentar gradualmente a complexidade do problema em estudo de modo a poder ter confiança nos resultados obtidos. Por outro lado, para a análise da influência da variabilidade espacial das características do terreno é necessário dispor de ferramentas de geração de campos aleatórios dos parâmetros relevantes para o problema em análise. No primeiro caso de estudo escreveu-se uma folha de Mathcad, sendo que no segundo caso foi necessário desenvolver uma aplicação em MATLAB, a qual controla a execução do programa FLAC 6.0. Este último é destinado à resolução do problema de escavação do túnel circular.

Relativamente à aplicação de Mathcad, esta tem como objectivo fundamental a geração aleatória de um conjunto de módulos de deformabilidade correspondente ao número de simulações pretendidas, de acordo com uma determinada distribuição estatística. Utiliza-se

depois a expressão analítica para o assentamento superficial de Loganathan e Poulos (1998) (ver secção 2.2.) para construir histogramas e curvas de frequência acumulada do assentamento máximo. Analisa-se, também, estatisticamente o volume de subsidência.

No que diz respeito à aplicação de MATLAB esta consiste, basicamente, na geração de uma matriz de realizações de valores aleatórios, utilizando o método da transformada de Fourier rápida. Foi adoptado um modelo gaussiano de variabilidade local com correlação espacial exponencial negativa. Cada coluna da matriz (que corresponde a uma realização do campo aleatório) é gravada num ficheiro, que depois é lido pelo FLAC 6.0. Este constrói então os campos $\phi(x)$ e $E(x)$ por translação de média e escalonamento do desvio padrão, atribuindo-os à malha. Após isso gera o equilíbrio inicial, procede à escavação do túnel e colocação do suporte e obtém os diversos resultados, que escreve nos ficheiros de resultados. Finalmente, a aplicação de MATLAB procede ao tratamento gráfico dos resultados, obtendo-se, por exemplo, curvas estatísticas de assentamentos, de deslocamentos verticais e de deslocamentos radiais.

4.2. Estudo do assentamento superficial com base num modelo com variabilidade estatística local

O modelo geométrico utilizado é aquele que corresponde à dedução da expressão [40], ou seja, um meio semi-infinito. O túnel tem um diâmetro de 10 m. De forma simplificada, considera-se que é integralmente escavado acima do nível freático, na franja saturada do terreno, adoptando-se assim um comportamento não drenado, dada a litologia fina do terreno. O objectivo principal desta secção da tese é o de avaliar a importância da variabilidade estatística de E_u , que caracteriza a rigidez não drenada do terreno, no valor dos assentamentos à superfície e na forma da curva de subsidência.

O estado de tensão inicial tem relevância nos assentamentos causados à superfície. As tensões verticais foram definidas com base na acção da gravidade sobre o terreno, sendo o terreno considerado homogéneo e a superfície do terreno horizontal. Considera-se um terreno argiloso rijo ligeiramente sobreconsolidado com um coeficiente de impulso em repouso de 0.7 (valor mínimo para o coeficiente de impulso em repouso na formação de Benfica, de acordo com Vieira *et al.* (2008); também Marques *et al.* (2000) referem um valor entre 0.8 e 1.0 para as argilas dos Prazeres) e peso volúmico igual a 17 kN/m³.

Como já se referiu, a distribuição lognormal é uma distribuição conveniente na definição da maioria das grandezas físicas, uma vez que pode apenas ter valores positivos e, como tal, é

também uma distribuição adequada à modelação da variação do módulo não drenado. Deste modo, geram-se realizações de números aleatórios de acordo com uma distribuição lognormal, cujos parâmetros são definidos a partir do valor médio, μ_{E_u} , e do respectivo coeficiente de variação, COV_{E_u} :

$$\zeta = \sqrt{\ln(1 + COV_{E_u}^2)}; \lambda = \ln \mu_{E_u} - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad [93]$$

O valor médio μ_{E_u} é estimado considerando o valor médio do índice de rigidez, $I_{r,m}$ e a resistência não drenada S_u , que permitem obter o módulo de distorção não drenado ($G_u = S_u \times I_{r,m}$). Com base neste último e no valor do coeficiente de Poisson (considerado igual a 0.5 para condições não drenadas), determina-se então o valor de μ_{E_u} :

$$\mu_{E_u} = 2(1 + \nu)G_u \quad [94]$$

A sequência de cálculo após a geração dos valores de E_u consiste na obtenção do valor de U_{3D} (cf. equações [44] e [45]) e do índice de rigidez correspondente a cada um dos módulos de deformabilidade (utilizando a expressão [94]), que permite o cálculo de U_i (cf. equação [46]) e consequentemente de ω (de acordo com a definição da secção 2.2.). É assim possível obter o valor do parâmetro g (recorrendo à expressão [42]). Finalmente, estão criadas as condições para utilizar a expressão da curva de subsidência, definida pela equação [49], para estimar os assentamentos verticais à superfície na direcção transversal. A partir daqui é possível obter os histogramas e respectivas curvas de frequência acumulada.

É de referir que, para a estimativa do valor do parâmetro g (equação [42]), se considera 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 ω é tomado igual ao de ω^* , 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 Ω , de acordo com Lee *et al.* (1992), este válido na condição de N não exceder 2.5. Como se viu no capítulo 2, para este valor de N as deformações plásticas são ainda limitadas, pelo que não existe o perigo de instabilidade da frente de escavação, situação na qual a análise dos assentamentos à superfície seria de importância secundária. Admite-se ainda que a pressão na

câmara na frente corresponde a 25% da tensão horizontal. Este valor foi definido de modo a que, por um lado, não se tenha valores do número de estabilidade demasiado elevados, com perigo de instabilidade da frente (se a pressão na frente fosse inferior ao valor adoptado), e, por outro lado, que o valor do número de estabilidade seja tão baixo que conduza a empolamentos à superfície em vez de assentamentos (no caso contrário).

O parâmetro E_u será portanto a única variável puramente aleatória considerada, sendo as variáveis aleatórias I_r , U_{3D} , U_i , ω e g dependentes de forma determinística de E_u . As restantes variáveis são determinísticas.

O número de realizações a gerar deverá ser o necessário para assegurar um determinado nível de precisão nos resultados. Por exemplo, de acordo com Fishman (1995) o número mínimo de realizações pode ser dado por, utilizando a aproximação de Chebychev:

$$n_C(\epsilon, \delta) = 1/(4\delta\epsilon^2) \quad [95]$$

em que $(1 - \delta)$ corresponde ao grau de confiança desejado e ϵ ao erro da estimativa de Monte Carlo, que decresce com o aumento do número de simulações na razão $1/\sqrt{n}$. A expressão [95] é considerada bastante conservativa pelo que, baseando-se no Teorema do Limite Central, Fishman (1995) deduziu nova expressão para o número mínimo de simulações:

$$n_N(\epsilon, \delta) = [\Phi^{-1}(1 - \delta/2)/2\epsilon]^2 \quad [96]$$

em que $\Phi^{-1}(x)$ corresponde à distribuição inversa da função de probabilidade acumulada da distribuição normal reduzida.

Admitindo um grau de confiança de 95% e que o erro máximo admissível é de 5%, obtém-se utilizando a expressão [96] um número de simulações de 384. Opta-se, assim, por considerar 500 realizações, para as quais o erro é de 4.4%, valor que se admite aceitável já que é inferior ao erro máximo admissível considerado de 5%.

Consideram-se, então, 9 situações de cálculo conforme esquematizado no Quadro 6, correspondentes a duas profundidades distintas (pequeno recobrimento (situações 1) e recobrimento médio (situações 2)), a três valores distintos – fixos – para S_u (100 kPa (1A), 50 kPa (1B) e 125 kPa (2)) e a 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 5 e os valores de S_u e de $I_{r,m}$ correspondem a valores frequentes na formação de Benfica (Vieira *et al.*, 2008).

Quadro 6 – Situações de cálculo

Situação de cálculo	Profundidade do eixo do túnel z_0	Resistência ao corte não drenado S_u	Índice de rigidez médio $I_{r,m}$	Módulo de deformabilidade E_u	
				μ_{E_u}	COV_{E_u} (%)
1A1	20 m	100 kPa	125	37.5 MPa	20
1A2					10
1A3					30
1B1		50 kPa	150	22.5 MPa	20
1B2					10
1B3					30
2A	30 m	125 kPa	125	46.9 MPa	20
2B					10
2C					30

Na Figura 23 apresenta-se dois gráficos com exemplos de curvas de subsidência obtidas para diferentes realizações de E_u . Como era de esperar, verifica-se que a curva de subsidência apresenta menor assentamento máximo e 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 é determinado pela integração da equação [49] entre $-\infty$ e $+\infty$.

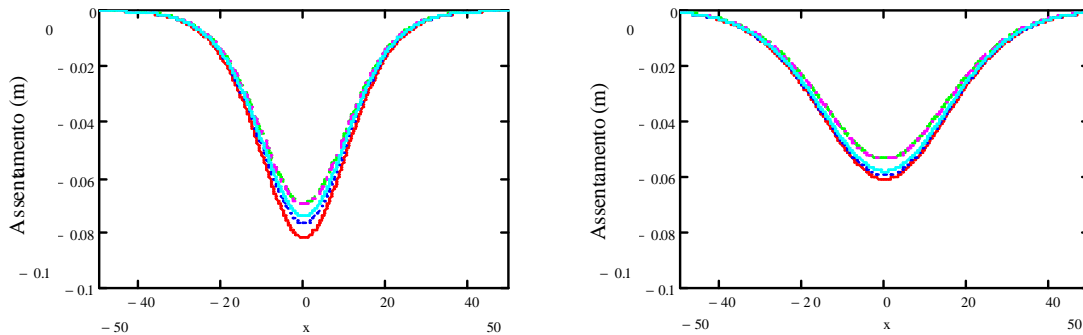


Figura 23 – Curvas de subsidência para a situação 1A1 e para a situação 2A

Apresenta-se na Figura 24 à Figura 28 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.

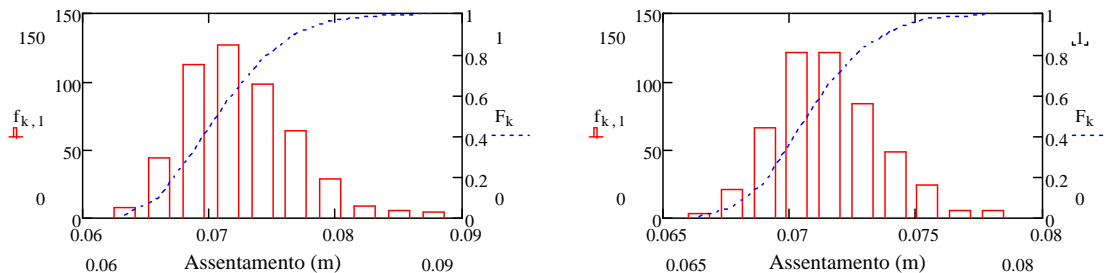


Figura 24 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A1 e para a situação 1A2

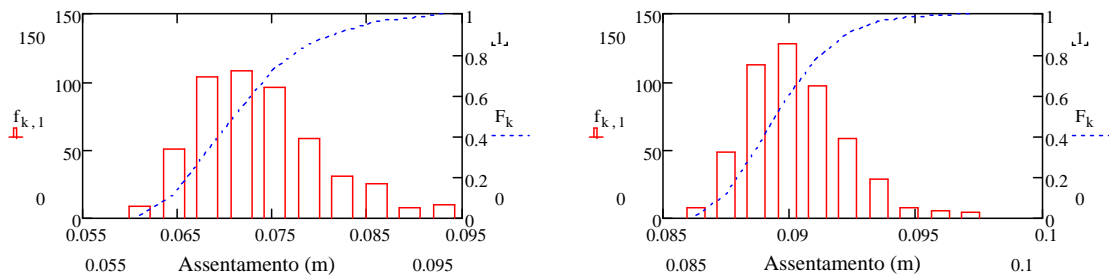


Figura 25 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A3 e para a situação 1B1

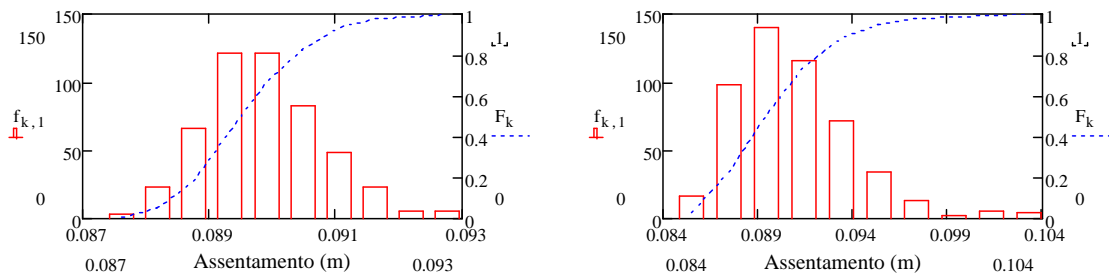


Figura 26 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1B2 e para a situação 1B3

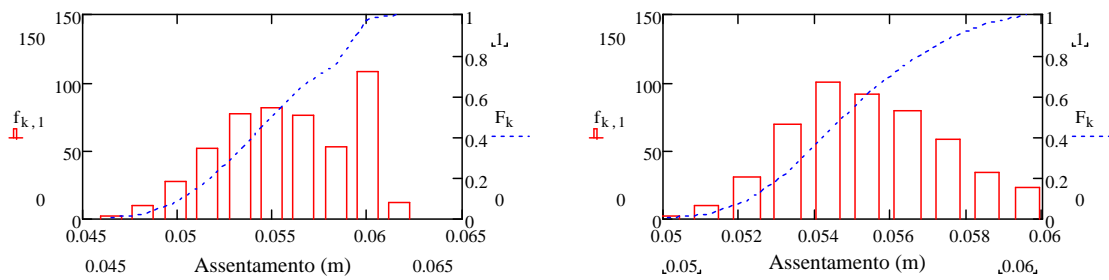


Figura 27 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2A e para a situação 2B

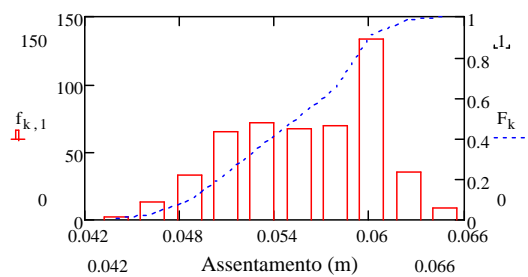


Figura 28 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2C

É importante referir que se considerou nos histogramas 10 classes. Este número de classes respeita o número mínimo de classes definido, por exemplo, pela fórmula de Sturges (Scott, 2009):

$$k_s = \log_2 n + 1 \quad [97]$$

em que n corresponde ao número de simulações. Neste caso, o número mínimo de classes é 9.

Na Figura 29 apresentam-se as curvas de frequência acumulada para as várias situações de cálculo. Observa-se que as curvas a traço interrompido, correspondentes aos casos 1A2, 1B2 e 2B são as que apresentam maior inclinação, o que indicia uma menor dispersão, dado o menor valor do COV. Constata-se ainda que o assentamento médio é superior para os casos em que o túnel se encontra mais próximo da superfície (1A e 1B), correspondendo o maior assentamento médio ao caso 1B, dado o menor módulo de deformabilidade do terreno considerado.

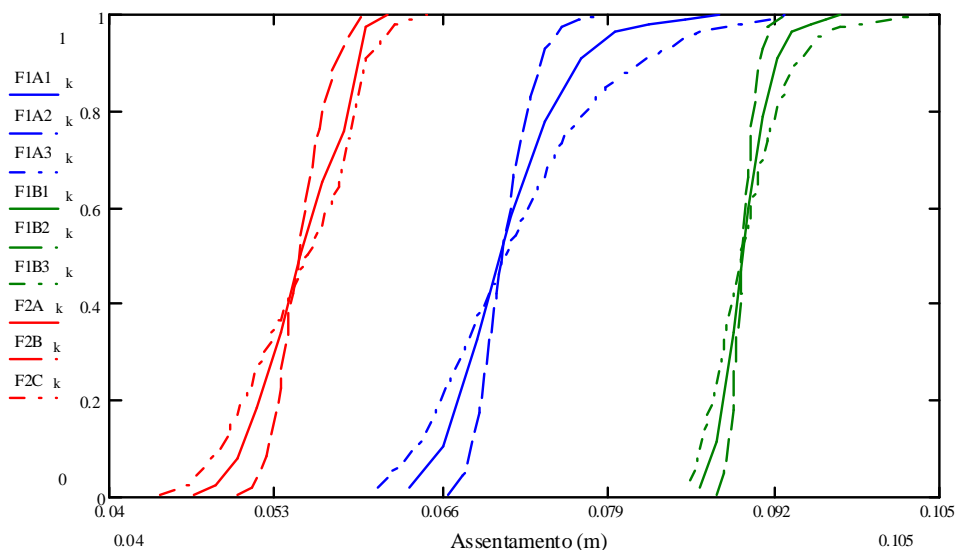


Figura 29 – Curvas de frequência acumulada para as várias situações de cálculo (assentamento máximo)

Conforme o Quadro 7, é possível constatar igualmente que aos maiores valores de COV corresponde a maior dispersão de assentamento, valores crescentes do percentil 95 e valores decrescentes do percentil 5 de assentamento. A variabilidade estatística do terreno aparenta ter maior importância para túneis mais próximos da superfície, como é possível observar nos histogramas apresentados e nas curvas de frequência acumulada da Figura 29, para o que também contribui o facto de no túnel mais profundo o nível de deslocamentos induzidos à superfície ser inferior. De facto, comparando o caso 1A e o caso 2, cujos parâmetros do terreno são semelhantes, verificamos que é no caso 1A, em que o túnel está mais próximo da superfície, que a dispersão é mais evidente.

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, dado que o desvio padrão também é menor devido ao menor valor médio de E_u . Isto apesar de os assentamentos serem naturalmente superiores dado o menor valor médio da rigidez do terreno. Deste modo, conclui-se, também, que a

variabilidade estatística do terreno tem maior importância para terrenos com maior módulo de deformabilidade médio, para o mesmo COV.

É de referir ainda que nas situações 2A e 2C o assentamento modal é de 6 cm (o valor do histograma correspondente ao assentamento de 6 cm é máximo. Isto é explicado pelo facto de o parâmetro ω ser dado por $0.6G_p$ (já que é menor que $U_i / 3$) pois na situação de túnel a maior profundidade (caso 2) obtêm-se maiores valores de U_i , devido a um maior valor das tensões horizontais (e, conseqüentemente, do número de estabilidade). No caso 2B, esta situação não se verifica, pois o coeficiente de variação é inferior aos casos A e C (e logo ω é dado por $U_i / 3$).

Quadro 7 – Quantilhos inferior e superior de 5% do assentamento máximo e do volume de subsidência

Quantilho inferior de 5%			Quantilho superior de 5%		
Situação de cálculo	Assentamento máximo (m)	Volume de subsidência (m ³)	Situação de cálculo	Assentamento máximo (m)	Volume de subsidência (m ³)
1A1	0.064	1.798	1A1	0.079	2.206
1A2	0.068	1.892	1A2	0.075	2.087
1A3	0.062	1.736	1A3	0.085	2.372
1B1	0.087	2.422	1B1	0.093	2.604
1B2	0.088	2.463	1B2	0.091	2.541
1B3	0.086	2.393	1B3	0.095	2.663
2A	0.049	1.965	2A	0.060	2.400
2B	0.052	2.070	2B	0.058	2.347
2C	0.047	1.886	2C	0.061	2.463

Finalmente, apresenta-se nas Figura 30 a Figura 34 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, bem como as curvas de frequência acumulada agrupadas segundo as situações de cálculo (cf. Figura 35).

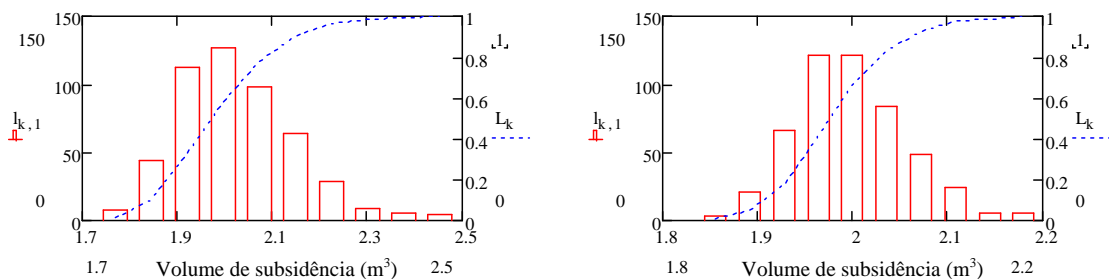


Figura 30 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A1 e para a situação 1A2

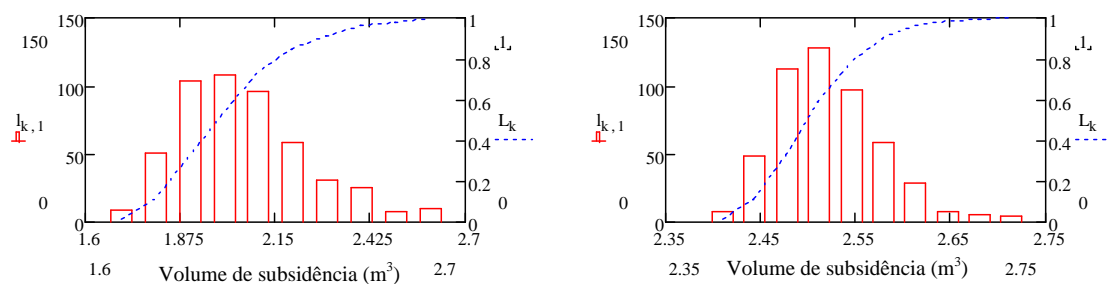


Figura 31 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1A3 e para a situação 1B1

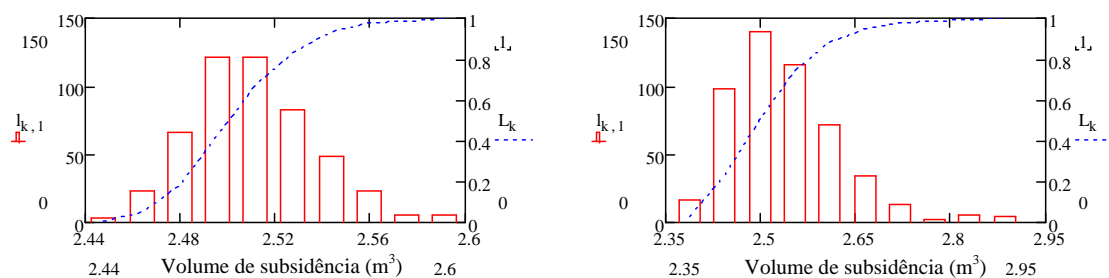


Figura 32 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 1B2 e para a situação 1B3

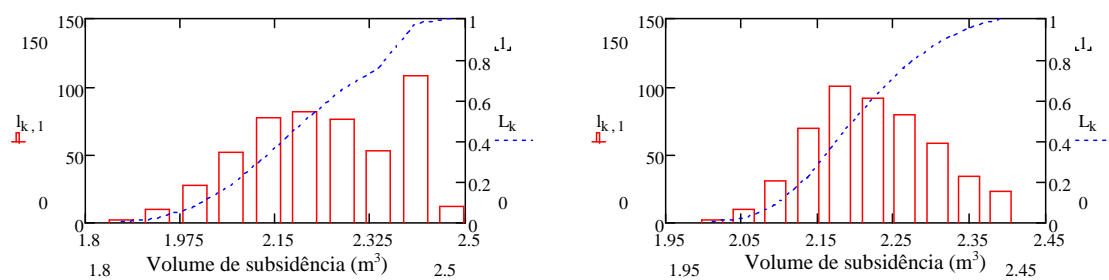


Figura 33 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2A e para a situação 2B

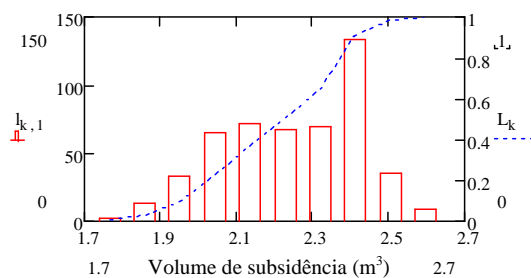


Figura 34 – Histogramas e curvas de frequência acumulada para a situação 2C

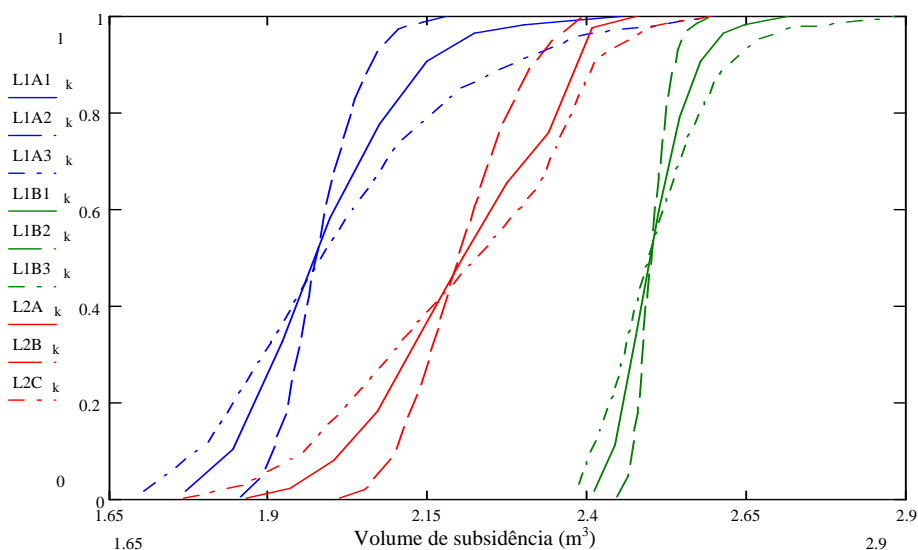


Figura 35 – Curvas de frequência acumulada para as várias situações de cálculo (volume de subsidência)

As conclusões a retirar destes gráficos são no mesmo sentido que as tecidas relativamente ao assentamento máximo à superfície. No Quadro 7 apresenta-se, também, os quantilhos inferior e superior de 5% do volume de subsidência. Comparando agora a Figura 35 com a Figura 29, é interessante verificar que, apesar do assentamento médio da situação 2 ser inferior ao da situação 1A, o volume de subsidência da situação 2 é superior. Isto poderá dever-se à maior largura da superfície de subsidência na situação 2, dada a maior profundidade do túnel.

A variabilidade estatística do terreno aparenta não ter uma influência muito significativa no valor dos assentamentos à superfície, o que é mais evidente na situação 1B. No entanto, como se verá em seguida, a consideração da variabilidade espacial do terreno terá maior relevância no valor dos deslocamentos à superfície e em torno do túnel.

4.3. Modelação baseada em discretização espacial e geração de campos aleatórios correlacionados (elementos finitos aleatórios)

Desenvolve-se, neste capítulo, um modelo numérico para analisar a influência da variabilidade espacial das propriedades do terreno na deformação em torno de um túnel e nos assentamentos à superfície. Estas variáveis têm um papel chave na gestão de risco durante a construção de túneis, pois os limites de comportamento de alarme e alerta são usualmente expressos através de valores de assentamento e convergência.

Como referido na secção 4.2. o efeito da variabilidade do terreno no que se refere a assentamentos superficiais devido à escavação de túneis é mais expressivo em túneis próximos da superfície. Deste modo, considerou-se um modelo numérico de um túnel próximo da superfície em FLAC 6.0, escavado num terreno com propriedades estacionárias e uma possança de 50 m até ao firme. O diâmetro do túnel é de 10 m e o recobrimento de 15 m. A largura do modelo é de 130 m para minimizar o efeito das condições de fronteira na resposta do túnel, de acordo com o critério de Meissner (1996) descrito na secção 2.3. Além disso, a distância do centro do túnel à fronteira inferior é de três vezes o diâmetro. Os deslocamentos horizontais são impedidos nas fronteiras laterais. Na fronteira inferior restringem-se ambos os deslocamentos. Ilustra-se o modelo geométrico utilizado na Figura 36.

O terreno corresponde a uma argila rijá sobreconsolidada, semelhante ao da secção 4.2., com peso volúmico de 17 kN/m^3 . Relativamente ao estado de tensão inicial, as tensões verticais foram definidas da mesma forma que na secção 4.2., sendo o terreno considerado estatisticamente homogéneo e a superfície do terreno horizontal. Para a determinação das tensões horizontais considerou-se um coeficiente de impulso em repouso unitário, em concordância com os valores obtidos na formação de Benfica.

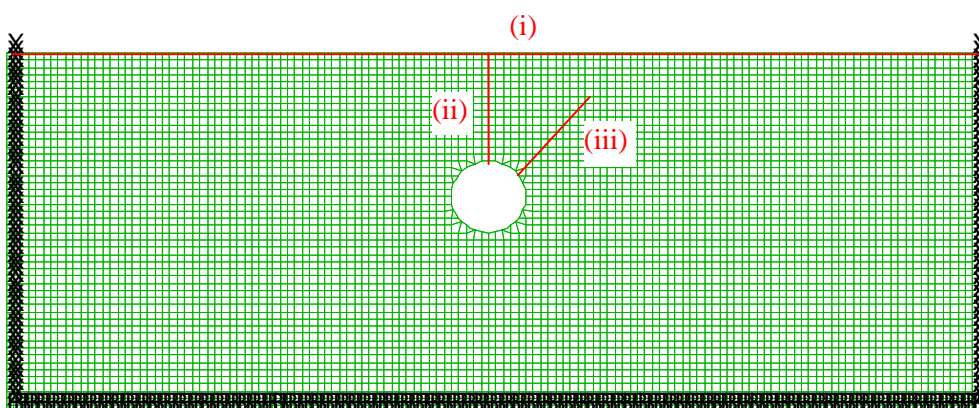


Figura 36 – Modelo geométrico

O número de elementos considerados resultou de se ter adoptado a largura de um metro para cada elemento de modo a, por um lado, não influenciar os resultados dos assentamentos à superfície e, por outro, permitir ter uma malha regular, à qual se pudesse aplicar o método da transformada de Fourier rápida (FFT) para a modelação numérica da variabilidade espacial. Optou-se pela utilização deste método pois é computacionalmente eficiente e, sendo uma técnica numérica, pode ser aplicado para qualquer modelo de covariância. Por outro lado, o método das *turning bands* poderia criar anisotropias indesejadas, dada a anisotropia já presente

no terreno, e o método que usa a decomposição LU da matriz de covariância perde a eficiência computacional a partir de cerca de 700 nós.

Considerou-se um campo escalar gaussiano estocástico $z(x)$ com média zero, variância unitária e comprimento de flutuação θ_z . Definiu-se uma malha de 130x50 elementos quadrados e foram geradas cem realizações de $z(x)$ através de uma aplicação original desenvolvida em MATLAB, a partir das quais foram gerados os campos $\phi(x)$ e $E(x)$ por translação de média e escalonamento do desvio padrão. Exemplificando, para $E(x)$ tem-se

$$E(x) = \mu_E (1 + z(x)COV_E) \quad [98]$$

em que μ_E e de COV_E representam a média e o coeficiente de variação de $E(x)$. É de referir que se escolheram estes dois parâmetros para a consideração da variabilidade espacial pois, por um lado, o módulo de deformabilidade é o parâmetro que maior influência tem no valor dos assentamentos superficiais e, por outro, o ângulo de atrito interno está intimamente relacionado com a plastificação do terreno em torno do túnel, que também tem influência significativa nos assentamentos superficiais.

Utilizou-se um modelo de Mohr-Coulomb sem endurecimento, com comportamento elástico no interior da superfície de cedência e perfeitamente plástico sobre esta, para simular o comportamento do terreno (uma argila rija, sobreconsolidada), com um parâmetro coesivo de 10 kPa. Os valores considerados para μ_E e COV_E são de 50 MPa e 20%. No que se refere ao ângulo de atrito, os valores atribuídos a μ_ϕ e COV_ϕ são 28° e 15%, respectivamente. Os coeficientes de variação utilizados baseiam-se no Quadro 5. Os valores dos parâmetros da argila correspondem a valores da Formação de Benfica (Vieira, 2006). No que se refere à escala de flutuação, dois casos foram considerados: 4 m e 6 m na direcção vertical e 40 m na direcção horizontal, de acordo com os valores das estimativas de medidas estatísticas apresentados em 3.2.3., onde se refere que a distância de correlação na vertical deverá ser cerca de uma ordem de grandeza inferior à horizontal, dada a anisotropia resultante da deposição natural das camadas do terreno.

Na Figura 37, os valores do módulo de deformabilidade, bem como os do ângulo de atrito, são representados ao longo da malha para a realização #53, para uma escala de flutuação vertical de 4 m e, na Figura 38, para uma distância de correlação vertical de 6 m. Admite-se a existência de

correlação total entre as duas propriedades (coeficiente ρ unitário), o que implica que o campo $z(x)$ a partir do qual se gera $\phi(x)$ e $E(x)$ é o mesmo.

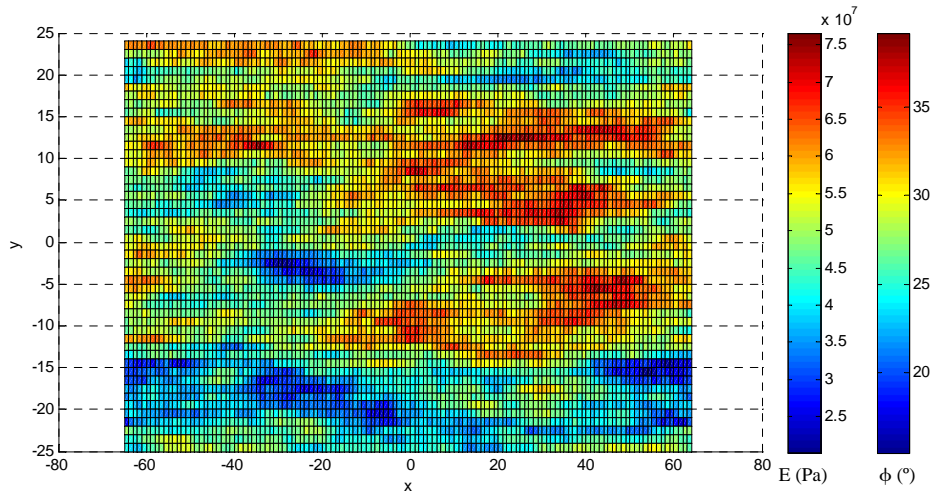


Figura 37 – Módulo de deformabilidade e ângulo de atrito (respectivamente) para a realização #53: $\theta_z = 4$ m

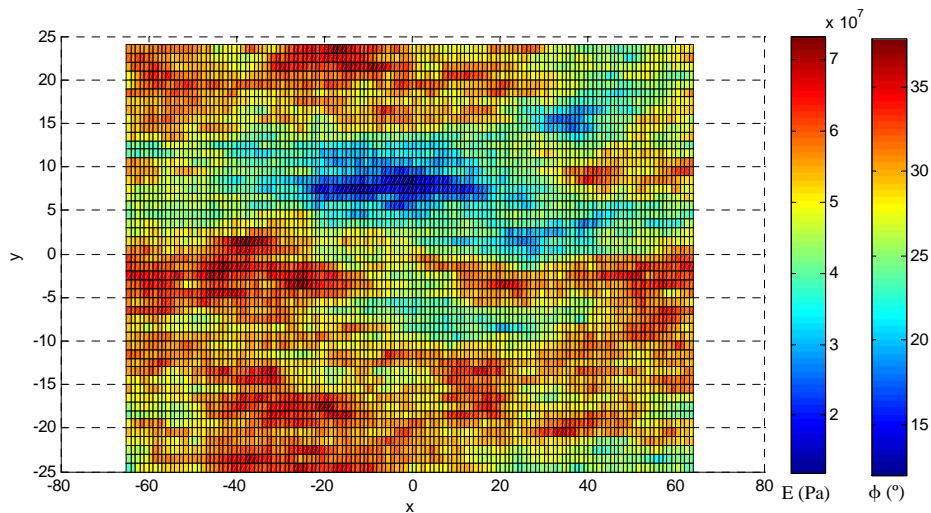


Figura 38 – Módulo de deformabilidade e ângulo de atrito (respectivamente) para a realização #53: $\theta_z = 6$ m

Relativamente ao número de realizações a gerar, obtém-se, considerando um grau de confiança de 95% e que o erro máximo admissível é de 10%, e utilizando a expressão [96], um número de simulações de 96, valor inferior ao número considerado. É de referir que para uma análise mais precisa dos quantilhos extremos seria conveniente aumentar o número de simulações, o que não foi feito por uma questão de redução do tempo de cálculo.

O MATLAB lidera o ciclo de cálculo: para cada realização do campo z , como descrito acima, é definida uma realização de E e de ϕ e é executada uma chamada do FLAC. Por fim, a análise

estatística dos resultados, gravados em matrizes, é efectuada no MATLAB. Na Figura 39 apresenta-se o esquema das diversas fases de cálculo, a seguir descritas de forma mais pormenorizada.

No programa MATLAB, começou-se por construir uma matriz F de realizações (ver Anexo I – *geracaomatrizF.m*). Para isso, definiu-se a malha, as distâncias de correlação e a função de autocorrelação a utilizar, em que se optou pelo tipo de correlação mais simples, ou seja, exponencial negativo, e o número de simulações a realizar. Gerou-se, então, a malha X e, com base nesta, a função de autocovariância H , a partir da qual é construída a matriz de autocovariância RYY . Aplicou-se o método da transformada de Fourier rápida, descrito na secção 3.3.1., obtendo-se o espectro de potência SYY do campo aleatório. Finalmente, gerou-se o campo aleatório ran , utilizando SYY e aplicou-se a transformada de Fourier inversa para voltar às coordenadas físicas. Atribuiu-se a cada coluna da matriz F uma realização de ran .

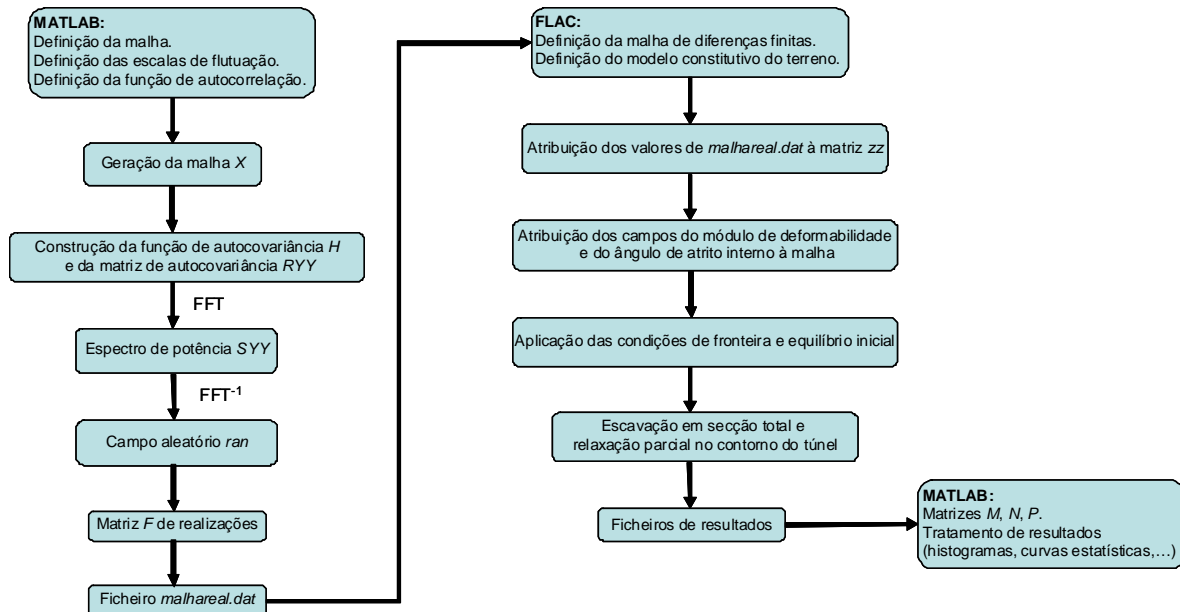


Figura 39 – Esquema das fases de cálculo no programa MATLAB e no programa FLAC

Seguidamente, o MATLAB escreve cada coluna da matriz F para o ficheiro *malhareal.dat* e executa uma chamada do FLAC (cf. Anexo I – *geracaoderealizacoes.m*). O MATLAB lê então os ficheiros de resultados criados pelo FLAC e atribui os valores aí obtidos às matrizes M (assentamentos à superfície), N (assentamentos num perfil vertical) e P (deslocamentos segundo um perfil lateral de deslocamento radial com uma inclinação de 45°).

Finalmente com base no ficheiro *obtencaoresultados.m* (Anexo I) é possível traçar figuras como a Figura 37 e a Figura 38. Utiliza-se simplesmente a expressão [98] que nos permite determinar

os campos para o módulo de deformabilidade e para o ângulo de atrito interno do terreno, que são depois atribuídos à malha considerada (matrizes E e $angfri$). O ficheiro *obtencaoresultados2.m* (Anexo I) permite, por sua vez desenhar, partindo das matrizes M , N e P , as Figura 43 a Figura 45, que se apresentam na análise de resultados. Com base neste ficheiro também se obtêm os histogramas e respectivas curvas de frequência acumulada para as situações consideradas e constroem-se ainda curvas estatísticas, para os valores médios, máximos, mínimos e para os quantilhos superiores de 5% e 10%.

Relativamente ao programa de cálculo FLAC 6.0 (cf. Anexo II – *malha_tunel1_parametrizada_Evar.dat*), começa por se definir a malha de células de diferenças finitas e o modelo constitutivo do terreno. Abre-se, então, definindo uma função *io*, o ficheiro criado pelo MATLAB, *malhareal.dat*, e atribui-se os valores gerados à matriz *zz*. O campo para o módulo de deformabilidade e para o ângulo de atrito interno é determinado com base na expressão [98]. Os campos para o módulo de distorção e de compressibilidade são determinados a partir do campo para $E(x)$ usando as expressões da elasticidade linear, considerando um coeficiente de Poisson de 0.49 (condições não drenadas). Aplicam-se as condições de fronteira e procede-se, numa primeira fase, ao equilíbrio inicial.

Na segunda fase da sequência construtiva, simulada através do método de convergência-confinamento, procede-se à escavação em secção total e relaxação parcial no contorno do túnel, até à instalação do suporte. De forma a simular a relaxação, aplicaram-se esforços de tracção na fronteira do túnel para garantir o equilíbrio para relaxação nula. Foi considerado um coeficiente de relaxação de 65% ($\beta = 0.35$) para modelar o comportamento do terreno antes da instalação do suporte, conforme explicado na secção 2.3.

Finalmente, o FLAC 6.0 abre e escreve os ficheiros de resultados a analisar que serão lidos pelo MATLAB (*resultados.dat*, *resultados2.dat* e *resultados3.dat*). Estes resultados são, portanto, respectivamente: (i) assentamentos à superfície, (ii) um perfil vertical de assentamento da abóbada do túnel até à superfície e (iii) um perfil lateral de deslocamento radial com uma inclinação de 45° a partir do centro do túnel (cf. Figura 36).

Antes de iniciar os cálculos relativos aos campos aleatórios, três modelos homogêneos de referência foram analisados, com valores constantes de E e de ϕ' : o primeiro com valores médios, o segundo com valores médios menos um desvio padrão e o último com valores médios mais um desvio padrão. Os objectivos principais do estudo destes modelos foram o de aferir a

sensibilidade dos resultados à variação dos parâmetros e estabelecer situações de referência para a análise dos resultados de Monte Carlo com variabilidade espacial. É de referir que estes cálculos são prática corrente na análise de segurança de obras geotécnicas e têm na sua génese o método da estimação pontual de Rosenblueth (1975). Os resultados acima referidos são apresentados nas Figura 40 a Figura 42. O assentamento máximo varia entre 7 mm e 21 mm, o assentamento da abóbada entre 25 mm e 52 mm e o deslocamento radial a 45° situa-se entre os 24 mm e os 51 mm. É observada uma maior influência dos parâmetros amostrados com desvios negativos (curvas a vermelho).

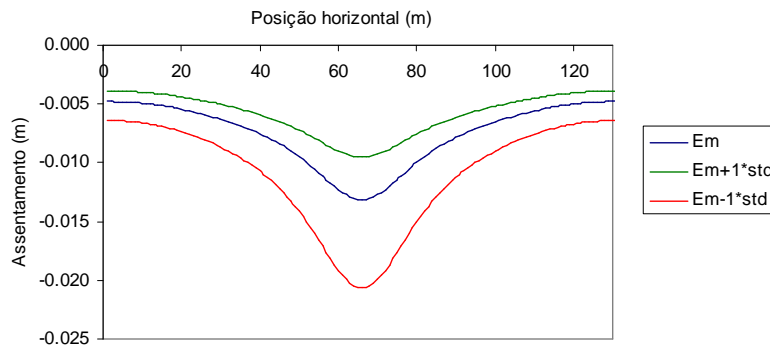


Figura 40 – Perfil de assentamento à superfície

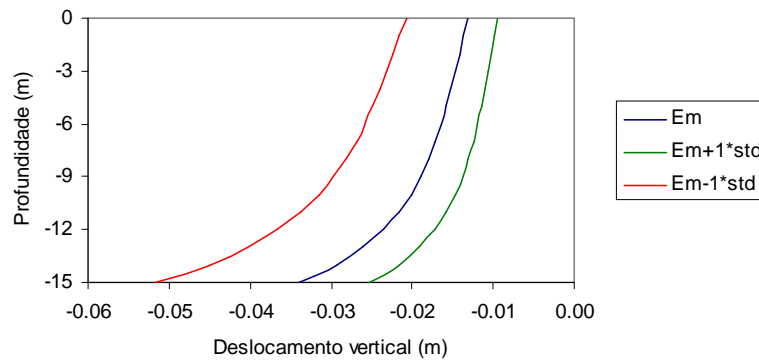


Figura 41 – Perfil de deslocamento vertical em profundidade

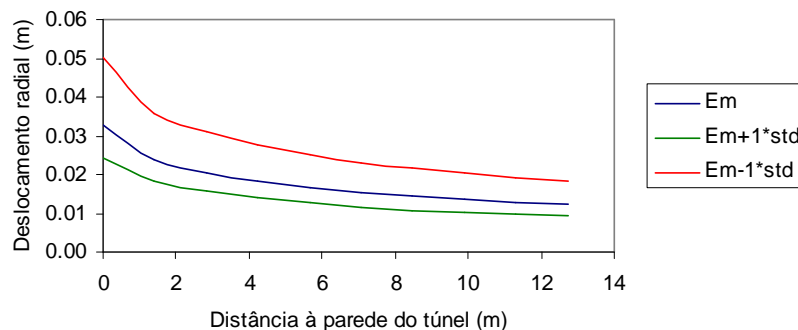


Figura 42 – Perfil de deslocamento radial a 45°

Os resultados para as cem realizações são apresentados nas Figura 43 a Figura 45, para uma escala θ_z de 4 m e de 6 m, respectivamente, no lado esquerdo e no lado direito de cada figura. É

de referir, na Figura 43, a assimetria das curvas de assentamento, devido à consideração dos fenómenos locais de variabilidade das propriedades do terreno.

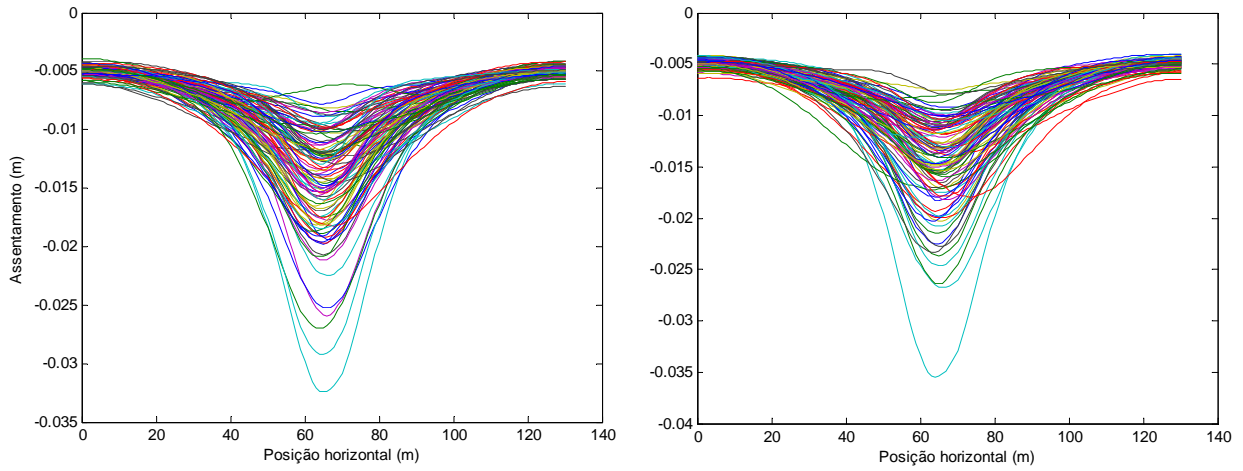


Figura 43 – Perfil de assentamento à superfície: $\theta_z = 4$ m e 6 m

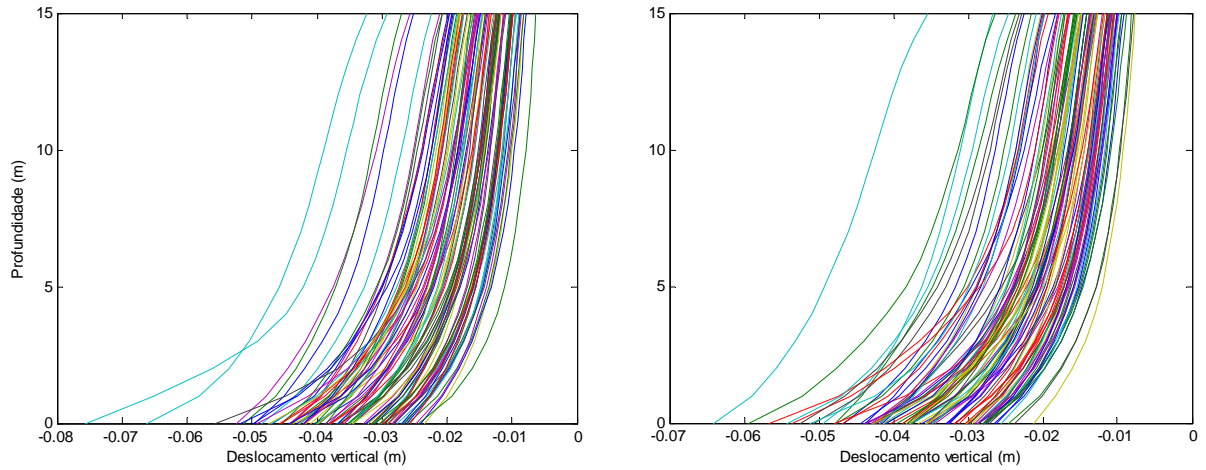


Figura 44 – Perfil de deslocamento vertical: $\theta_z = 4$ m e 6 m

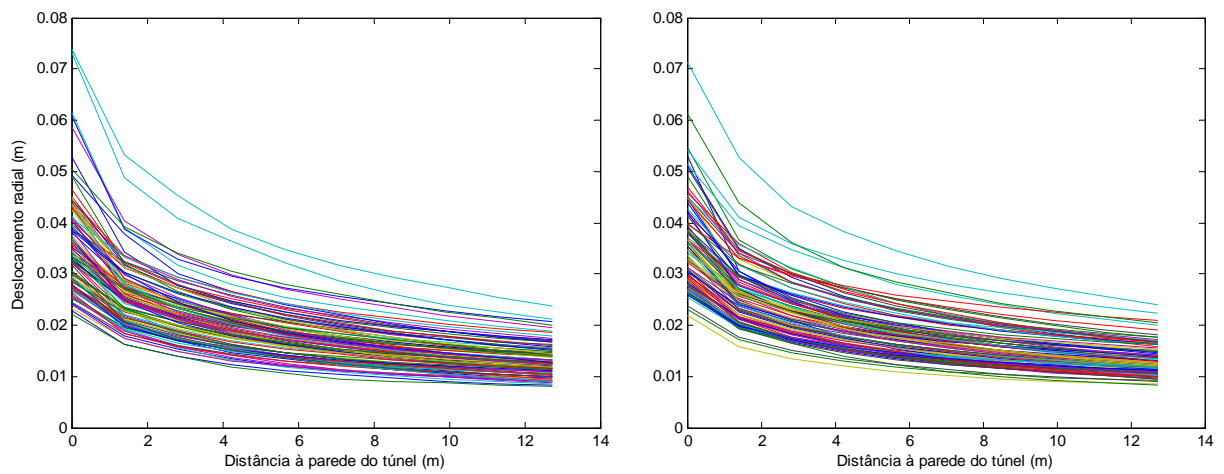


Figura 45 – Perfil de deslocamento radial a 45°: $\theta_z = 4$ m e 6 m

O quantilho superior de 5% do assentamento vertical máximo à superfície, do deslocamento vertical máximo e do deslocamento máximo a 45° corresponde a um valor de 2.2 cm, 5.1 cm e 5.3 cm, respectivamente, para uma escala de flutuação de 4 m. Os histogramas e as curvas de frequência relativa acumulada nas Figura 46 a Figura 48, permitem compreender melhor estes valores. Para o caso $\theta_z = 6$ m, o quantilho superior de 5% das mesmas grandezas corresponde a um valor de 2.3 cm, 5.3 cm e 5.1 cm, respectivamente. É importante referir, ainda, que se considerou nos histogramas 10 classes, respeitando o número mínimo de 7, dado pela fórmula de Sturges [97].

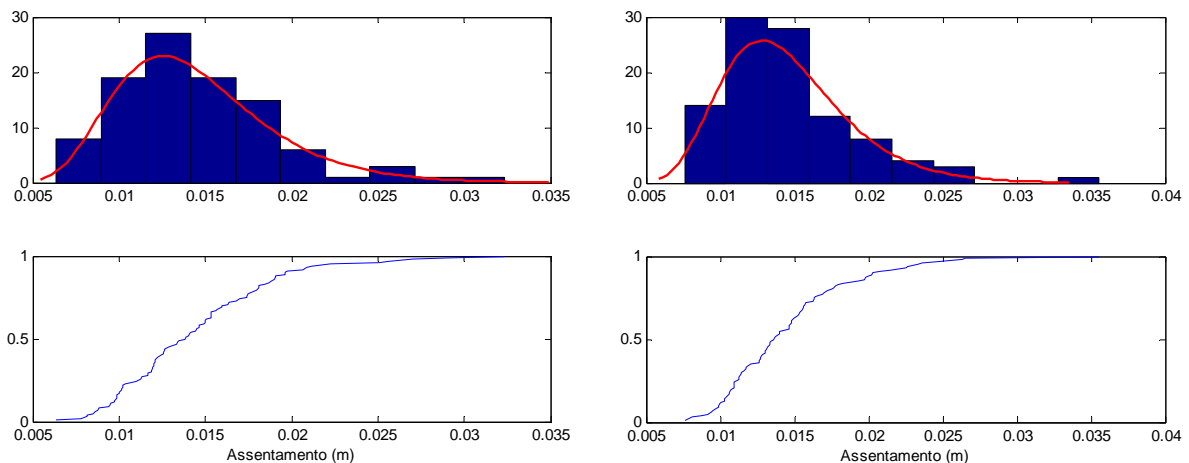


Figura 46 - Histograma e curva de frequência acumulada do máximo assentamento à superfície: $\theta_z = 4$ m e 6 m

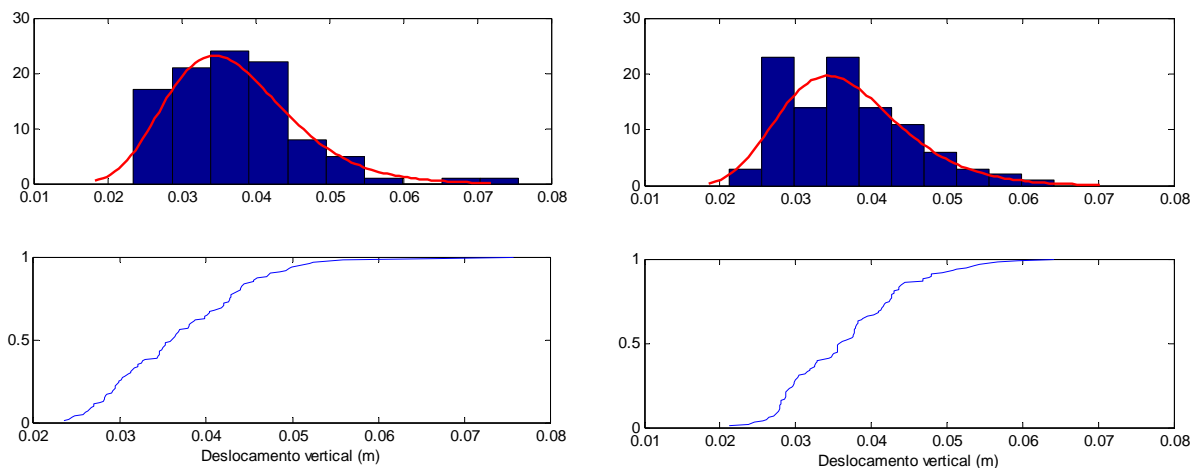


Figura 47 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento vertical no tecto: $\theta_z = 4$ m e 6 m

Representa-se, ainda, nas Figura 46 a Figura 48 a distribuição lognormal que melhor se ajusta a cada histograma, sendo os parâmetros da distribuição normal correspondente resumidos no Quadro 8, bem como os *p-values* que resultam do teste de hipóteses de Kolmogorov-Smirnov (K-S).

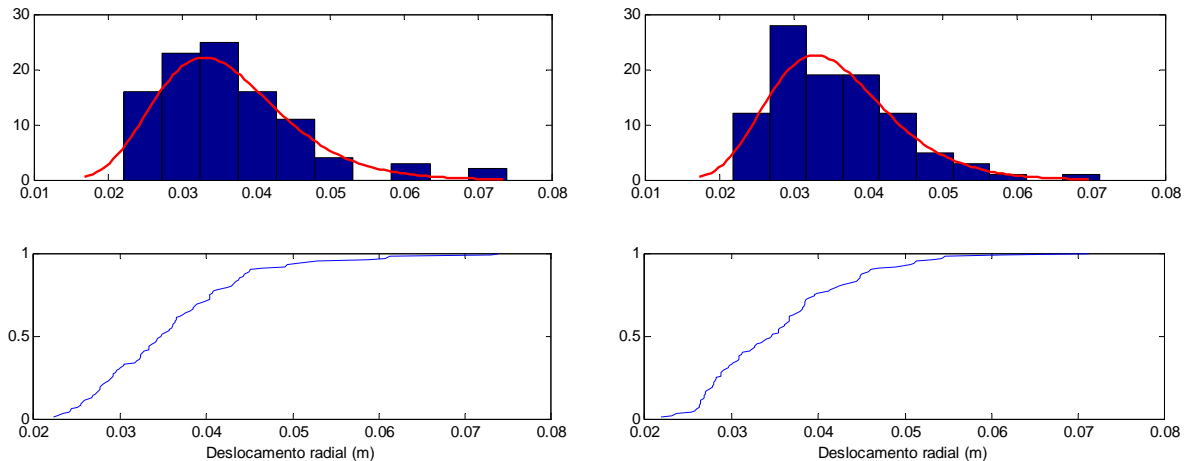


Figura 48 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento radial a 45° no hasteal: $\theta_z = 4$ m e 6 m

Quadro 8 – Parâmetros das distribuições ajustadas aos histogramas e p-values do teste de K-S

		Parâmetros da distribuição lognormal		<i>p-value</i>
		λ	ζ	
$\theta_z = 4$ m	Assentamento máximo	-4.2829	0.3092	0.90
	Deslocamento vertical na abóbada	-3.3162	0.2280	0.89
	Deslocamento radial a 45° no hasteal	-3.3492	0.2458	0.92
$\theta_z = 6$ m	Assentamento máximo	-4.2717	0.2918	0.87
	Deslocamento vertical na abóbada	-3.3236	0.2227	0.45
	Deslocamento radial a 45° no hasteal	-3.3592	0.2322	0.59

A hipótese de que as distribuições lognormais com os parâmetros do Quadro 8 se ajustam aos respectivos histogramas não foi rejeitada em qualquer dos casos. Observando os *p-values* podemos verificar que o ajustamento é muito bom para ambas as escalas de flutuação (*p-value* sempre superior aos valores habituais de significância).

Uma dispersão significativa foi obtida em ambos os casos para a curva de assentamento à superfície, para o perfil de assentamento entre a abóbada do túnel e a superfície e para o perfil de deslocamento radial a 45°. Esta dispersão deverá ser considerada aquando da definição de limites de alarme e alerta durante a escavação do túnel. De facto, no caso $\theta_z = 4$ m, o assentamento máximo à superfície varia entre 5 e 32 mm, o assentamento da abóbada varia entre 23 mm e 76 mm e o deslocamento radial a 45° entre 22 mm (0.25%D) e 73 mm (0.75%D) (ver Figura 49 a Figura 51).

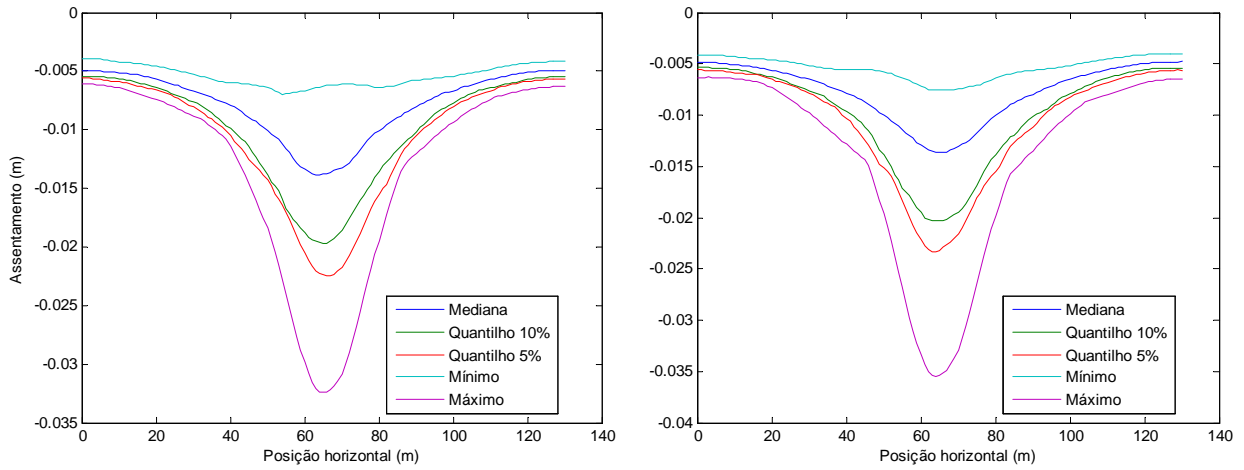


Figura 49 – Curvas estatísticas do assentamento à superfície: $\theta_z = 4\text{ m}$ e 6 m

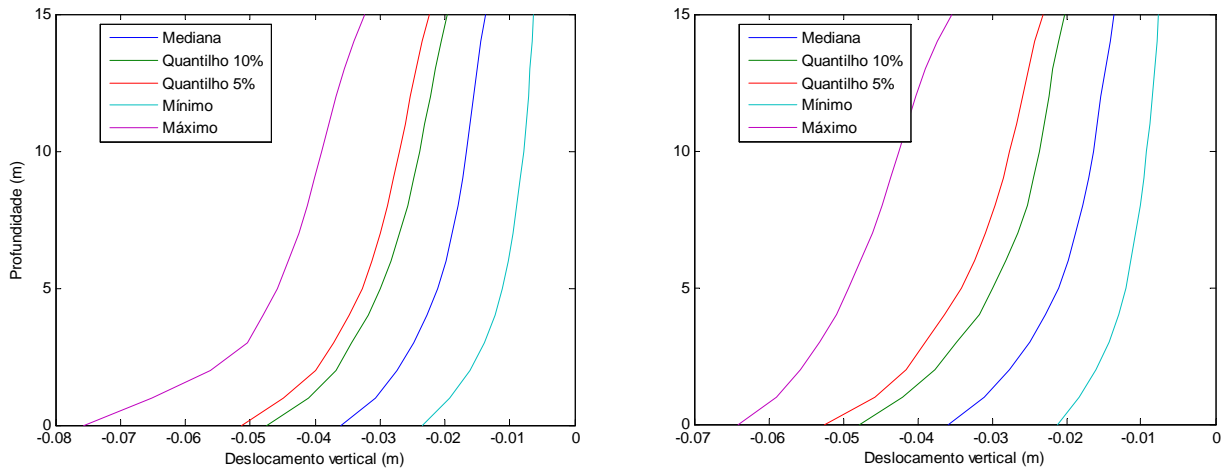


Figura 50 – Curvas estatísticas do deslocamento vertical: $\theta_z = 4\text{ m}$ e 6 m

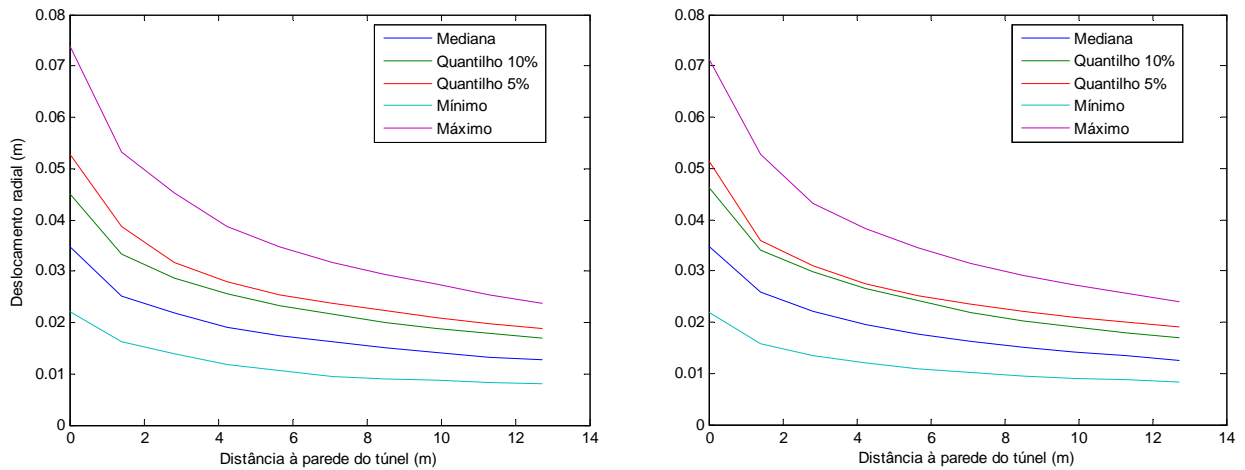


Figura 51 – Curvas estatísticas do deslocamento radial a 45° : $\theta_z = 4\text{ m}$ e 6 m

5. APLICAÇÃO A UM CASO DE OBRA

Para demonstrar a importância que a variabilidade espacial poderá ter na previsão dos assentamentos devido à escavação de túneis próximos da superfície e na definição de limites de alerta e alarme, quer no método observacional quer numa abordagem clássica de dimensionamento, aplica-se a um caso de obra a modelação baseada em discretização espacial e geração de campos aleatórios correlacionados, através de “diferenças finitas aleatórias”. É assim possível comparar o método proposto com os resultados observados em obra e verificar até que ponto este permite enquadrar esses resultados. Por outro lado, a secção aqui utilizada para o túnel é uma secção real, em que o faseamento construtivo e as propriedades dos elementos de suporte são simulados de forma realista, para que os valores médios dos deslocamentos estejam o mais próximo possível dos valores observados.

5.1. Descrição do caso de obra

Esta obra corresponde ao túnel de Alfoanelos, com 400 m de extensão, que se insere no troço da linha azul do Metropolitano de Lisboa entre a Pontinha e Alfoanelos e foi escavado na formação de Benfica e nos calcários de Alfoanelos (Melâneo *et al.*, 2004).

A secção do túnel que se pretende analisar foi escavada inteiramente na formação de Benfica, com um recobrimento de cerca de 18.5 m, sendo os 1.5 m superficiais correspondentes a aterro. O modelo geométrico utilizado é semelhante ao da Figura 36, excepto a secção do túnel (cf. Figura 52), correspondendo-lhe um raio máximo de escavação de 4.95 m.

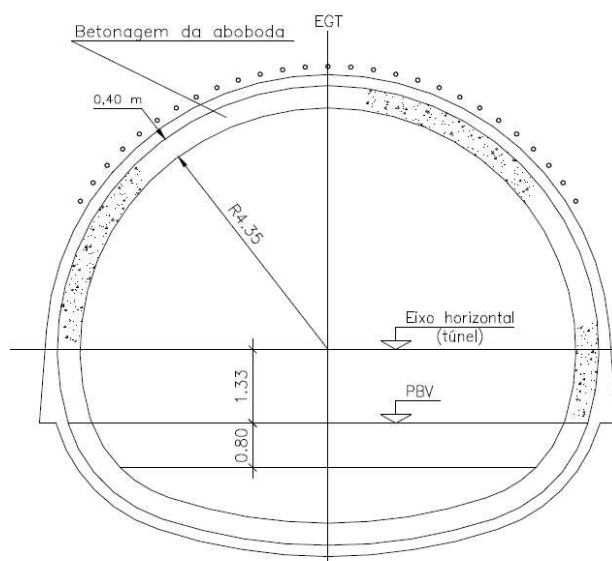


Figura 52 – Secção do túnel estudado (Melâneo *et al.*, 2004)

O modelo numérico do túnel foi feito com recurso ao FLAC 6.0. A largura do modelo é de 130 m para minimizar o efeito das condições de fronteira na resposta do túnel, de acordo com o critério de Meissner (1996) descrito na secção 2.3. Além disso, a distância do centro do túnel à fronteira inferior é de três vezes o diâmetro. Os deslocamentos horizontais são impedidos nas fronteiras laterais. Na fronteira inferior restringem-se ambos os deslocamentos.

O terreno, inserido na formação de Benfica, corresponde a calcário argiloso, com espessura de 50 m. De acordo com Vieira *et al.* (2008), nesta formação o peso volúmico do terreno varia entre 19 e 22 kN/m³. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, existe uma dispersão significativa nos valores observados. Este variará entre 0.7 e 2.5 de acordo com ensaios realizados com pressiómetro autoperfurador.

O módulo de deformabilidade situa-se entre 40 e 50 MPa, no caso de argilas, e entre cerca de 150 e 600 MPa, em presença de calcário. Verifica-se uma tendência para o aumento do módulo de deformabilidade em profundidade. Quanto à resistência não drenada, esta variará, para as argilas, grés argiloso e calcário e margas argilosas, entre aproximadamente 100 e 600 kPa, podendo atingir os 750 kPa, nas argilas silto-arenosas e no grés argiloso. Finalmente, para os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, o parâmetro coesivo situa-se entre 5 e 15 kPa no caso das argilas e entre 40 a 80 kPa no caso dos calcários. O ângulo de atrito interno para as argilas situa-se entre 25° e 30° e para os calcários entre 25° e 35°.

Na obra em estudo, considerou-se o peso volúmico do terreno de 22 kN/m³ (Melâneo *et al.*, 2004) e, com base neste, calculou-se a distribuição de tensão vertical e a partir daí as tensões horizontais admitindo um valor de k_0 de 1.0, valor inferior ao habitualmente observado na formação de Benfica (Vieira *et al.*, 2008), mas que permite obter resultados mais realistas relativamente à curva de subsidência. Addenbrooke (1996), por exemplo, adoptou um método, para análise dos assentamentos devido à escavação de um túnel, em que considerou uma zona de k_0 reduzido em torno da cavidade, obtendo resultados mais próximos dos valores observados. De facto, e de acordo com Franzius (2003), diversos autores concluem que valores mais elevados de k_0 levam a curvas de subsidência mais largas e menos profundas que as observadas. Neste caso, dada a pequena profundidade do túnel, podem mesmo conduzir a empoamentos à superfície.

Utilizou-se um modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, para simular o comportamento do terreno, com uma parâmetro coesivo de 50 kPa e um coeficiente de Poisson

de 0.22. Os valores considerados para μ_E e COV_E são de 150 MPa e 20%. No que se refere ao ângulo de atrito, os valores atribuídos a μ_ϕ e COV_ϕ são 30° e 15%, respectivamente. Os coeficientes de variação utilizados baseiam-se no Quadro 5. Os valores dos parâmetros do calcário argiloso correspondem a valores da Formação de Benfica (Melâneo *et al.*, 2004). A distância de correlação vertical adoptada é de 4 m e a horizontal é de 40 m, de acordo com os valores das estimativas de medidas estatísticas apresentados em 3.2.3. O aterro foi considerado apenas como uma sobrecarga, desprezando-se a sua rigidez, dado ser muito inferior à da camada de calcário argiloso.

Relativamente ao faseamento construtivo do túnel, a escavação foi realizada em secção parcial (meia secção superior e inferior), ao abrigo de pré-suporte de enfilagens. O suporte primário adoptado consistiu na aplicação de betão projectado com uma espessura de 0.20 m reforçado com malha electrossoldada e cambotas metálicas TH29 afastadas de 1.50 m. Os avanços da meia secção superior foram de 1.50 m e da meia secção inferior de 4.50 m.

As fases de cálculo do programa MATLAB são idênticas às já descritas na secção 4.3. No que se refere ao programa de diferenças finitas FLAC 6.0, de forma idêntica à secção 4.3. (cf. Anexo II – *tunel_linhaazul_malhparametrizada_casoestudo.dat*), começa por se definir a malha de elementos finitos e o modelo constitutivo do terreno, sendo que a secção do túnel é definida com base num arco superior, num arco inferior e ainda num arco de transição entre estes dois. Abre-se, então, o ficheiro criado pelo MATLAB, *malhareal.dat*, e atribui-se ao modelo os campos aleatórios do módulo de deformabilidade e do ângulo de atrito interno. Aplicam-se as condições de fronteira e procede-se, numa primeira fase, ao equilíbrio inicial.

As fases seguintes da sequência construtiva, simulada através do método de convergência-confinamento, incluem apenas a análise dos deslocamentos antes da betonagem do suporte definitivo (e não deslocamentos a longo prazo que poderão solicitar este último). Isto porque, por um lado, os deslocamentos a longo prazo serão, na maioria das situações, pouco significativos e desprezáveis quando comparados com os deslocamentos a curto prazo, dada a existência do suporte definitivo, e, por outro lado, não foram considerados fenómenos de fluência ou outros que eventualmente possam conduzir a deslocamentos relevantes a longo prazo.

Definem-se, portanto, as seguintes fases no modelo numérico: (i) equilíbrio inicial; (ii) escavação da secção superior e relaxação parcial no contorno superior do túnel; (iii) instalação

do suporte na secção superior e relaxação até se atingir o equilíbrio; (iv) escavação da secção inferior e relaxação parcial no contorno inferior do túnel; (v) instalação do suporte na secção inferior e relaxação até se atingir o equilíbrio. De forma a simular a relaxação, aplicaram-se esforços de tracção na fronteira do túnel para garantir o equilíbrio para relaxação nula. Na fase (ii) considerou-se um coeficiente de relaxação de 60% ($\beta = 0.40$) adequado para modelar o comportamento do terreno antes da instalação do suporte, tendo em conta a existência de enfilagens, que contribuem para um menor deslocamento do terreno para o interior da escavação. Na fase (iv) aplicou-se um coeficiente de relaxação de 50% ($\beta = 0.50$) para a semi-secção inferior, coeficiente inferior ao da semi-secção superior, dado o seu desfasamento temporal.

O suporte primário de betão projectado foi simulado com uma espessura de 0.20 m e com um valor do módulo de elasticidade de 5 GPa. Este valor da espessura de betão projectado já tem em conta a existência de cambotas metálicas espaçadas de 1.5 m (secção homogeneizada no betão projectado). O suporte foi considerado rigidamente ligado ao terreno. Isto tem como consequência que na fase (iv) do faseamento construtivo, em que se fecha o suporte, o túnel, devido ao efeito de empolamento (“flutuação”) se desloque no sentido da superfície, reduzindo o valor final dos assentamentos (conforme explicado na secção 2.2). Apesar desta hipótese não ser realista, a redução no valor dos assentamentos é muito ligeira, não afectando de forma significativa a análise de resultados aqui feita, pelo que se optou por manter a ligação rígida terreno-suporte.

Finalmente o FLAC 6.0 abre e escreve os ficheiros de resultados a analisar que serão lidos pelo MATLAB (*resultados.dat*, *resultados2.dat* e *resultados3.dat*). Estes resultados são, respectivamente: (i) assentamentos à superfície, (ii) um perfil vertical de assentamento da abóbada do túnel até à superfície e (iii) um perfil lateral de deslocamento radial com uma inclinação de 45° a partir do centro do túnel (cf. Figura 36).

Com base num programa de observação materializado em obra com a instalação de marcas de superficiais, inclinómetros e extensómetros, Melâneo *et al.* (2004) obtiveram valores para os assentamentos à superfície e avaliaram os volumes de terreno perdidos (ΔV), o que lhes permitiu definir a curva de subsidência associada, que se representa na Figura 53 para a secção em estudo (4A).

Na Figura 53, o parâmetro i corresponde à distância do eixo vertical do túnel ao ponto de inflexão da curva e z_0 à profundidade do eixo horizontal do túnel. Melâneo *et al.* (2004) verificaram que o parâmetro $K = i/z_0$ tem um valor de aproximadamente 0.5 para a Formação de Benfica, compatível com o intervalo de variação entre 0.4 e 0.7, extremos estes, respectivamente associados a argilas rijas e a argilas moles. Em seguida procura-se interpretar estes resultados de observação com base no modelo numérico criado para o efeito, tendo em conta a variabilidade espacial do terreno.

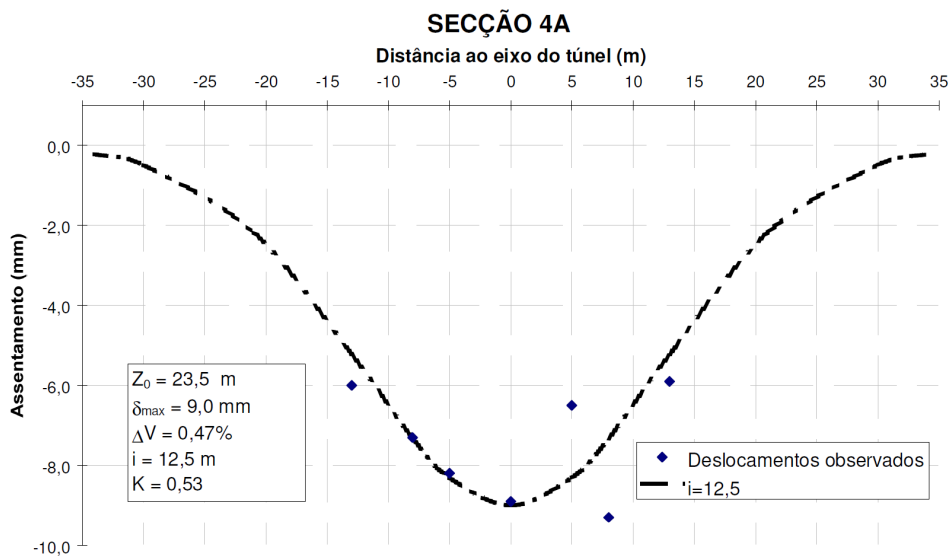


Figura 53 – Curva de subsidência na seção 4A (Melâneo *et al.*, 2004)

5.2. Estimativa de probabilidade de excedência de valores limite de assentamentos e influência da variabilidade e correlação espaciais na simulação dos deslocamentos

Uma vez mais, antes de iniciar os cálculos relativos aos campos aleatórios, são analisados três modelos homogêneos de referência, com valores constantes de E e de ϕ' : o primeiro com valores médios, o segundo com valores médios menos um desvio padrão e o último com valores médios mais um desvio padrão. Os resultados acima referidos são apresentados nas Figura 54 a Figura 56. O assentamento superficial máximo varia entre 4 mm e 12 mm, o assentamento da abóbada entre 10 mm e 22 mm e o deslocamento radial a 45° situa-se igualmente entre os 10 mm e os 22 mm. É uma vez mais observada uma maior influência dos parâmetros amostrados com desvio negativo relativamente à média (curvas a vermelho). Os valores observados em obra (Figura 53) situam-se entre as curvas a azul e a vermelho ou seja a menos de um desvio padrão em relação ao valor médio. É de referir ainda a menor largura da curva de Gauss ajustada aos valores observados em obra, em relação às curvas geradas numericamente, o que pode explicar

em parte o facto de a curva azul subestimar o assentamento máximo (ver secção 2.3). Geram-se, tal como na secção 4.2., com realizações, cujos resultados são apresentados, também, nas Figura 54 a Figura 56, respectivamente, sendo uma vez mais evidente a assimetria das curvas de assentamento devido à consideração dos fenómenos locais de variabilidade espacial.

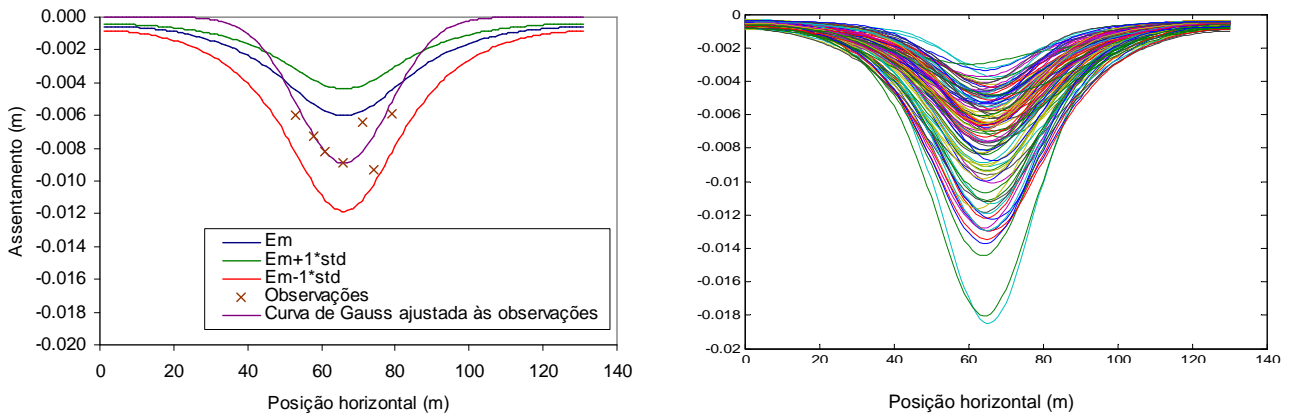


Figura 54 – Perfil de assentamento à superfície

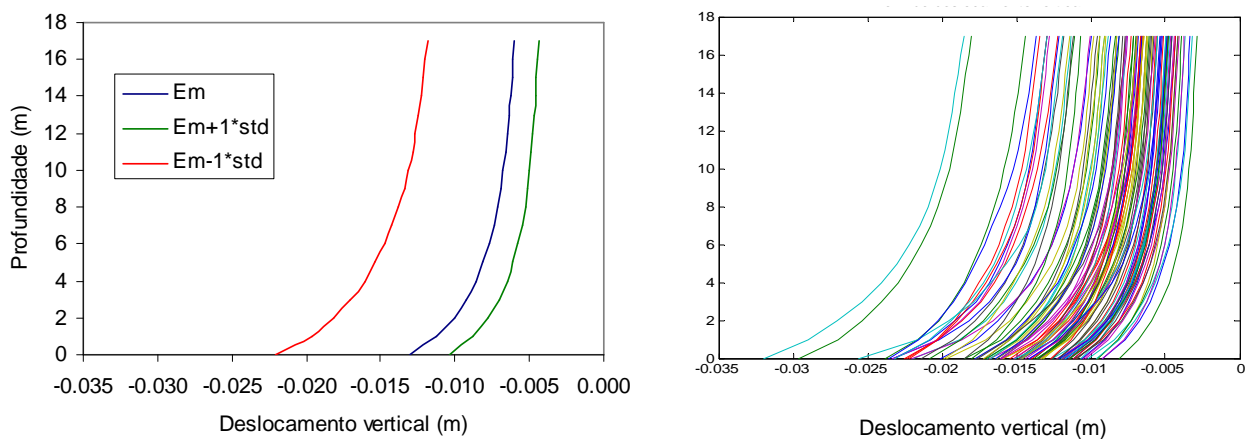


Figura 55 – Perfil de deslocamento vertical

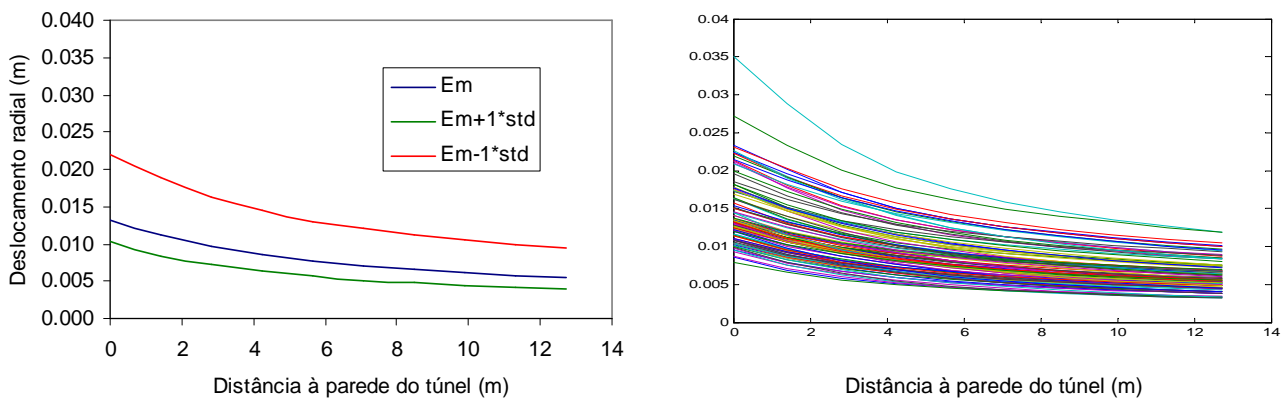


Figura 56 – Perfil de deslocamento radial a 45°

O quantilho superior de 5% do assentamento vertical máximo à superfície, do deslocamento vertical máximo e do deslocamento máximo a 45° corresponde a um valor de 1.3 cm, 2.3 cm e

2.2 cm, respectivamente. Os histogramas e as curvas de frequência relativa acumulada nas Figura 57, Figura 58 e Figura 59, permitem compreender melhor estes valores. Na Figura 57 representa-se o deslocamento máximo observado em obra, que corresponde a um quantilho superior de cerca de 25%, portanto acima do valor mediano.

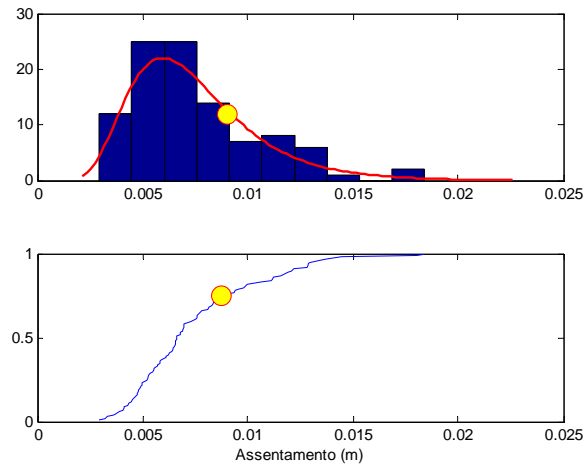


Figura 57 – Histograma e curva de frequência acumulada do máximo assentamento à superfície

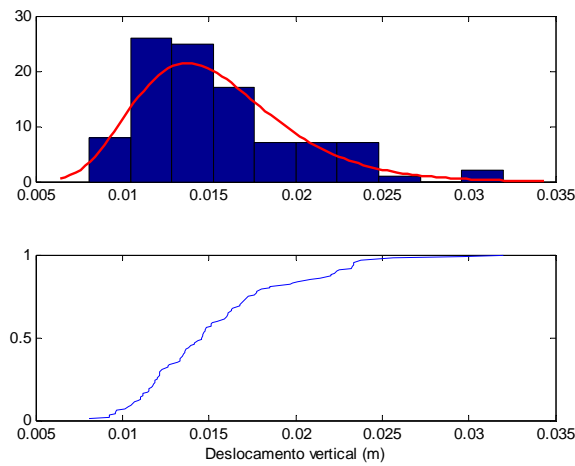


Figura 58 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento vertical na abóbada

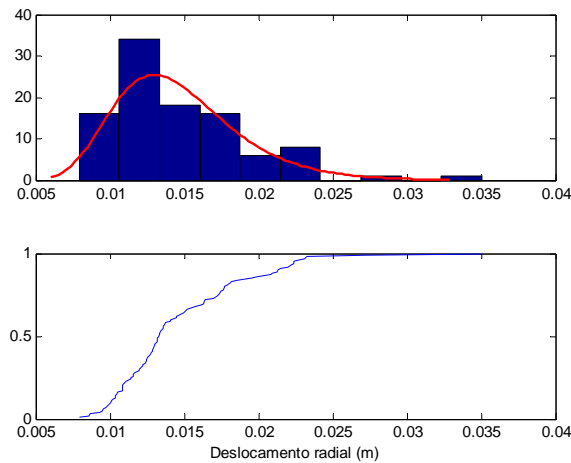


Figura 59 – Histograma e curva de frequência acumulada do deslocamento radial a 45° no hasteal

Representa-se, ainda, nas mesmas figuras a distribuição lognormal que melhor se ajusta a cada histograma, sendo os parâmetros da distribuição normal correspondente resumidos no Quadro 9, bem como os *p-values* que resultam do teste de hipóteses de Kolmogorov-Smirnov (K-S).

Quadro 9 – Parâmetros das distribuições ajustadas aos histogramas e *p-values* do teste de K-S

	Parâmetros da distribuição lognormal		<i>p-value</i>
	λ	ζ	
Assentamento máximo	-4.9693	0.3926	0.59
Deslocamento vertical na abóbada	-4.2088	0.2790	0.82
Deslocamento a 45° no hasteal	-4.2630	0.2829	0.15

A hipótese de que as distribuições lognormais com os parâmetros do Quadro 9 se ajustam aos respectivos histogramas não foi rejeitada em qualquer dos casos. Observando os *p-values* podemos verificar que o ajustamento é bastante razoável para o assentamento à superfície, sendo muito bom para o deslocamento vertical. Já para o deslocamento radial o ajustamento, ainda que estatisticamente significativo, apresenta menor significância. Tal deve-se à singularidade de uma das classes do histograma ter mais do dobro do valor das classes adjacentes.

O assentamento máximo à superfície varia entre 3 e 19 mm, o assentamento da abóbada varia entre 8 mm e 32 mm e o deslocamento radial a 45° entre 8 mm e 35 mm (cf. Figura 60, Figura 61 e Figura 62). Na Figura 60 representa-se novamente os deslocamentos observados em obra e na Figura 61 o valor máximo observado em obra, confirmando a sua correspondência com um quantilho superior entre o quantilho 10% e a mediana.

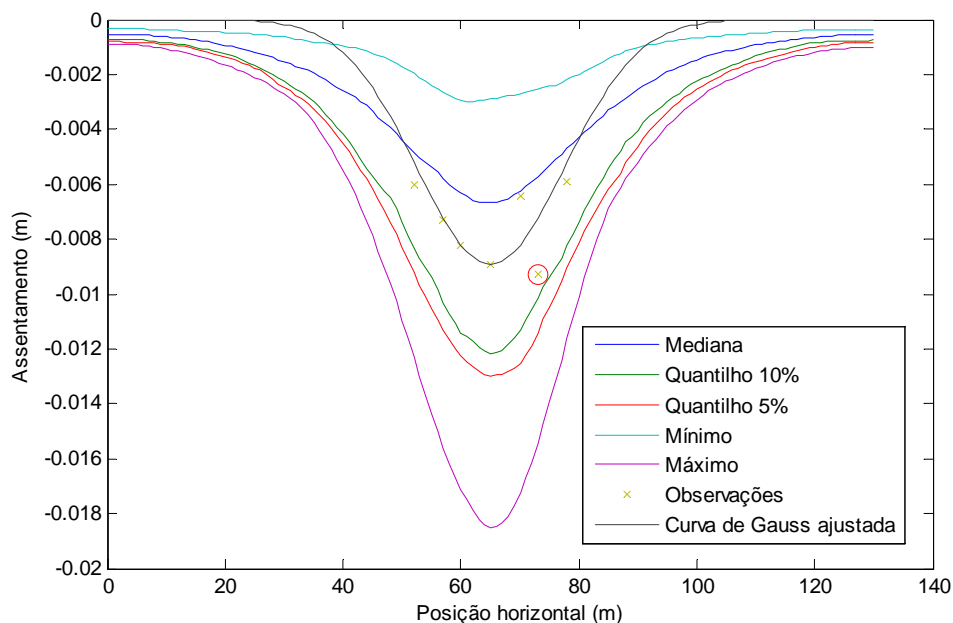


Figura 60 – Curvas estatísticas do assentamento à superfície

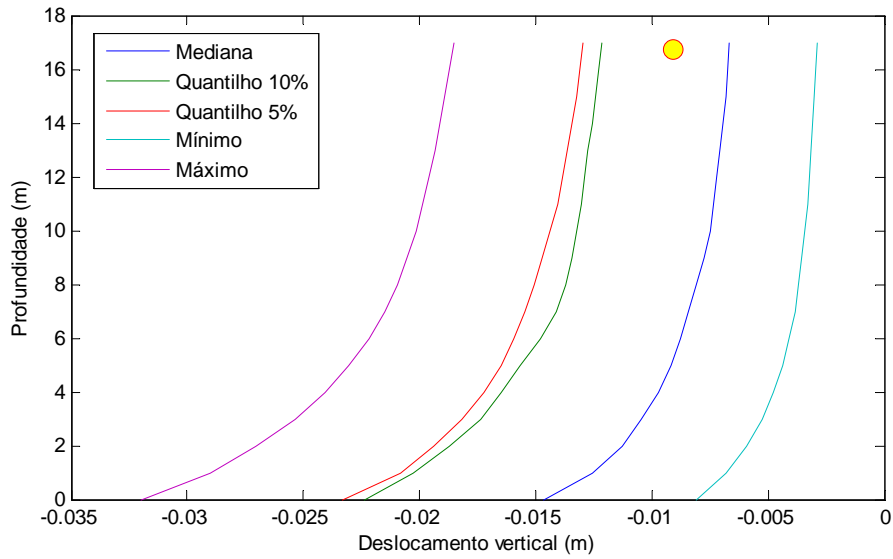


Figura 61 – Curvas estatísticas do deslocamento vertical

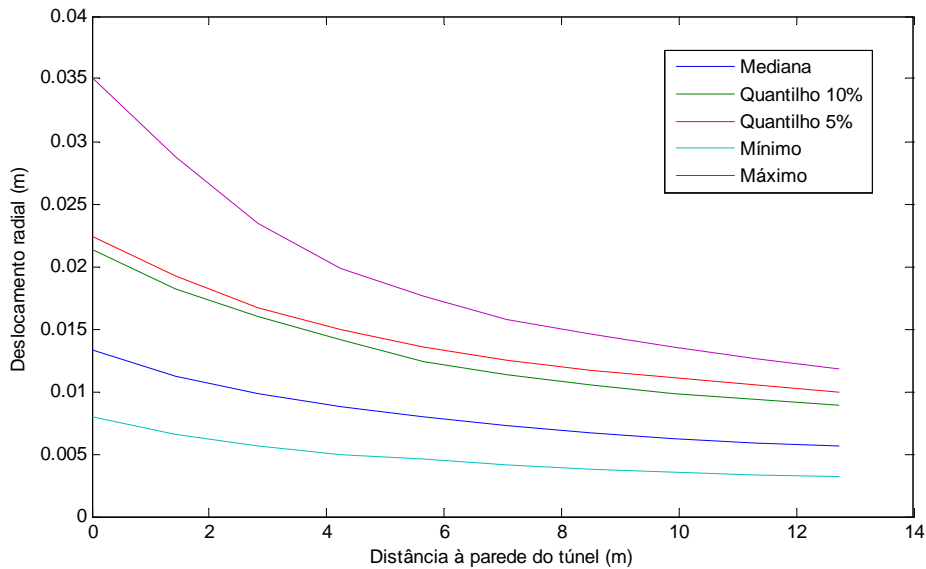


Figura 62 – Curvas estatísticas do deslocamento radial a 45°

Comparando agora os resultados numéricos com os resultados de observação, os assentamentos máximos observados à superfície encontram-se abaixo do quantilho superior de 10% dos resultados numéricos. Conclui-se pois que a utilização de modelos numéricos tendo em conta a variabilidade espacial do terreno, permite explicar os resultados de observação, nomeadamente no caso dos assentamentos à superfície, dado que os valores apresentados na Figura 53 estão contidos pelas curvas estatísticas da mediana e do quantilho superior de 10% da Figura 60. É de referir ainda que o facto de os valores observados se encontrarem acima da mediana (e de, em particular, o valor máximo observado se encontrar próximo do quantilho 25%) é explicado sobretudo pela maior largura das curvas do modelo numérico, levando a um menor valor do assentamento máximo, como já foi referido. Além disso, o modelo numérico sofre de várias

limitações, nomeadamente: devido a ser plano não tem em conta o estado de tensão tridimensional na frente de escavação, simulado de forma aproximada pelo método da convergência-confinamento; não considera efeitos diferidos no tempo nem os tempos de colocação do suporte primário e definitivo (por exemplo, um atraso na colocação do suporte primário pode ter contribuído para um aumento dos valores dos deslocamentos observados). De qualquer maneira, a possibilidade de se encontrar terreno de piores características do ponto de vista da resistência e deformabilidade (exceptuando singularidades no terreno), está salvaguardada pela consideração da variabilidade espacial. Esta permite-nos, portanto, ter em conta a existência de fenómenos locais de alteração das propriedades do terreno.

No que se refere ao método observacional, a selecção dos limites de alerta é efectuada muitas vezes com base em experiência comparável e na opinião de peritos, dada a insuficiência de dados. Uma possível contribuição dos métodos desenvolvidos nesta tese é a de possibilitar a definição de base estatística – em princípio mais robusta do que a determinística pontual – dos limites de alerta amarelo e vermelho. Assim, na fase inicial de projecto da obra analisada seriam definidos com base no modelo numérico apresentado na secção 4.3., que tem em conta a variabilidade espacial do terreno, para a situação de campo livre (*green field*) (nas zonas do túnel com interferência urbana superficial já seria necessário considerar os estados limites das estruturas na envolvente). No caso de obra acima analisado, poder-se-ia adoptar o quantilho superior de 5% como um limite de alerta vermelho na aplicação do método observacional. A partir deste limite ter-se-ia de parar o avanço e implementar um plano de contingência no sentido do abrandamento dos deslocamentos. O valor máximo (ou um quantilho superior de, por exemplo, 1%) poderia ser considerado um limite de alerta de emergência, a partir do qual se teria de seguir o plano de emergência. Finalmente, o valor mediano adicionado de um desvio padrão (que coincide aproximadamente com o quantilho superior de 10%) pode ser considerado um limite de alerta amarelo, a partir do qual se deve aumentar a taxa de monitorização e estar preparado para implementar contingências, caso o limite de alerta vermelho seja atingido.

Por outro lado, a definição de diferentes quantilhos para os valores dos parâmetros que quantificam as propriedades do terreno permite, no método observacional, a definição à partida de diferentes projectos, cada um relacionado com determinado quantilho, que podem ser utilizados de acordo com as condições encontradas em obra, com vista à optimização da construção.

6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO

Na presente tese 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 prática corrente recorrer a expressões algébricas para a geração de realizações de bacias de subsidência. Para isso, descreveram-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. Ilustrou-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 foi 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 aumento da pormenorização na caracterização geotécnica do terreno.

Relativamente à variabilidade espacial, a Teoria dos Campos Aleatórios, conjugada com a transformada de Fourier rápida foi utilizada na geração de realizações do módulo de deformabilidade e do ângulo de atrito do terreno. A influência destes parâmetros na variabilidade do terreno, considerando correlação espacial, foi analisada no que diz respeito aos assentamentos à superfície, ao perfil vertical de assentamentos entre o topo do túnel e a superfície e ao perfil de deslocamentos no terreno a 45° com o eixo do túnel. A dispersão no valor dos assentamentos deverá pois ser considerada aquando da definição de limites de alarme e alerta durante a escavação do túnel. 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. O caso de obra analisado permite mostrar que esta metodologia é adequada na previsão dos assentamentos, uma vez que consegue explicar a dispersão nos resultados observados.

Como perspectivas de futuras linhas de investigação refere-se a utilização de modelos constitutivos do terreno mais avançados que, apesar do maior número de parâmetros necessários, permitam obter curvas de subsidência mais realistas, ou seja, com menor largura.

Na modelação da interacção terreno-suporte considerou-se uma ligação rígida. Seria interessante considerar uma interface deslizante entre o terreno e o suporte e caso o betão projectado fosse aplicado em mais do que uma camada, interfaces adicionais entre essas camadas. Para isso haveria que determinar, através de ensaios, a rigidez normal e tangencial da interface, de modo a poder obter resultados realistas. Certamente que se obteriam maiores convergências do que no caso da ligação terreno-suporte rígida.

Outra situação a estudar, relevante para terrenos mais brandos do que os aqui considerados, será a consideração de uma tendência variável em profundidade em vez de considerar um valor constante para a tendência em todo o modelo, ou seja, por exemplo, considerar um módulo de deformabilidade variável em profundidade, a que se somaria depois a variação residual aleatória.

Poderá também introduzir-se a variabilidade em modelos numéricos tridimensionais, de modo a poder estudar a sua influência no efeito de arco existente na frente de escavação. Estes modelos tridimensionais permitiriam também a modelação das estruturas existentes na envolvente do túnel e a quantificação da sua influência no valor dos assentamentos.

Outro desenvolvimento desta tese poderá ser a introdução da variabilidade do terreno condicionada, em que os parâmetros do terreno são condicionados aos valores obtidos em sondagens em localizações onde estas tenham sido realizadas. Seria também interessante estudar a possibilidade de optimização dos locais de ensaios com vista à obtenção de parâmetros para os modelos numéricos de variabilidade espacial, ou seja, quais seriam os locais mais favoráveis à realização de ensaios tendo como objectivo, por exemplo, a determinação da escala de flutuação de um determinado tipo de terreno.

Relativamente ao método observacional, pretende-se ainda futuramente desenvolver a definição de base estatística dos limites de alerta, com base na calibração dos modelos de variabilidade espacial, bem como dos limites para os quais se utiliza determinado projecto, pré-definido previamente à construção para determinadas condições geológico-geotécnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Addenbrooke, T. I. (1996). *Numerical analysis of tunnelling in stiff clay*. Ph. D. Thesis, Imperial College, University of London.
- Addenbrooke, T. I., Potts, D. M., Puzrin, A. M. (1997). *The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction*. *Géotechnique*, 47(3), 693-712.
- Asaoka, A., Grivas, D. A. (1982). *Spatial variability of the undrained strength of clays*. *ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, 108(5), 743-756.
- Attewell, P. B., Farmer, I. W. (1974). *Ground deformations resulting from tunnelling in London Clay*. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(3), 380-395.
- Attewell, P. B., Yeates, J., Selby, A. R. (1986). *Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures*. Blackie, Glasgow.
- 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.
- Bliehm, C. (2001). *Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling. 3D Finite Element Calculation in Tunnelling*, 4. Logos, Berlin.
- Bolton, M. D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. *Géotechnique*, 36(2), 65-78.
- Bracewell, R. (1986). *The Fourier Transform and its application*. McGraw Hill, Inc., Singapore.
- Breysse, D., Niandou, H., Elachachi, S., Houy, L. (2005). *A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity*. *Géotechnique*, 55(2), 143-150.
- Broms, B. B., Bennermark, H. (1967). *Stability of clay at vertical openings*. *Proc. ASCE, Journal Soil Mech. and Foundation Engineering*, 93(SM1).
- Clough, G. W., Schmidt, B. (1981). *Soft Clay Engineering, chapter Design and performance of excavations and tunnels in soft clay*. 569-634. Elsevier.
- Davis, Michael W. (1987). *Production of Conditional Simulations via the LU Triangular Decomposition of the Covariance Matrix*. *Mathematical Geology*, 19(2), 91-98.
- Dasari, G. R., Rawlings, C. G., Bolton, M. D. (1996). *Numerical modelling of a NATM tunnel construction in London clay*. *Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Balkema, Rotterdam. 491-496.
- Dietrich, C. R., Newsam, G. N. (1995). *Efficient generation of conditional simulations by chebyshev matrix polynomial approximations to the symmetric square root of the covariance matrix*. *Mathematical Geology*, 27(2), 207-228.

- Farias, M. M., Moraes Júnior, A. H., Assis, A. P. (2004). *Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations*. Tunneling and Underground Space Technology 19. 283-293. Elsevier.
- Fenton, G (1990). *Simulation and Analysis of Random Fields*, Ph. D. Thesis, Princeton University, Princeton, New Jersey.
- Fenton, G. A, Griffiths, D. V. (2002). *Probabilistic Foundation Settlement on Spatially Random Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(5), 381-390. ASCE.
- Finno, R. J., Clough, G. W. (1985). *Evaluation of soil response to EPB shield tunnelling*. Journal of Geotechnical Engineering, 111(2), 155-173. ASCE.
- Fishman, G. S. (1995). *Monte Carlo: Concepts, Algorithms, and Applications*. New York, Springer-Verlag.
- 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.
- Guedes, R. J., Santos Pereira, C. (2002). *The role of the soil k_0 value in numerical analysis of shallow tunnels*. In Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Is-Tokyo '99, 379-384. Tokyo.
- Gunn, M. J. 1993. *The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling*. Predictive soil mechanics, Proceedings of the Wroth memorial symposium. Thomas Telford, London. 304-316.
- Hanafy, E. A., Emery, J. J. (1980). *Advancing Face Simulation of Tunnel Excavations and Lining Placement*. Underground Rock Engineering, 22, 119-125.
- Harr, M. E. (1987). *Reliability based design in civil engineering*. McGraw Hill, N. York.
- Huber, M., Moellmann, A., Bárdossy, A., Vermeer, P. A. (2009). *Contributions to probabilistic soil modelling*. Proceedings of the 7th International Probabilistic Workshop, Delft, 1–12.
- Huber, M., Hicks, M. A., Vermeer, P. A., Moormann, C. (2010). *Probabilistic calculation of differential settlement due to tunneling*. Proceedings of the 8th International Probabilistic Workshop, 1-13. Szczecin 2010.
- Jaksa, M. B., Fenton, G. A. (2002). *Assessment of fractal behavior of soils*. International Conference on Probabilistics in GeoTechnics, Graz, Austria, 47-54.
- Jaksa, M. B., Yeong, K., Wong, K., Lee, S. (2004). *Horizontal spatial variability of elastic modulus in sand from the dilatometer*. 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, 1, 289–294.

- Kimura, T., Mair, M. J. (1981). *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay*. Proc. Xth International Conference SMFE, Stockholm. Vol. 2.
- Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Hagiwara, T., Bolton, M. D. (1999). *Finite element modelling of excavation and advancement process of a shield tunnelling machine*. Soils and Foundations. 39(3), 37-52.
- 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, I. K., White, W. and Ingles, O. G. (1983). *Geotechnical Engineering*. Pitman, Boston.
- Lee, K. M., Rowe, R. K., Lo, K. Y. (1992). *Subsidence owing to tunnelling. I: Estimating the gap parameter*. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, 29, 929-940.
- Loganathan, N., Poulos, H. G. (1998). *Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(9). 846-856.
- Lou L. (2006). *Effect of the Spatial Variability of Ground Motions on the Seismic Response of Reinforced Concrete Highway Bridges*. Ph. D. Thesis, Drexel University.
- Lumb, P. (1966). *The variability of natural Soils*. Canadian Geotechnical Journal, III, 2, 74-94.
- Lumb, P. (1974). *Application of statistics in soil mechanics*. Soil Mechanics: New Horizons. Lee, I. K., ed., London, Newnes-Butterworth, 44-112, 221-239.
- 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). 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., 1. 32-328. Balkema, Rotterdam.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. (1993). *Prediction of clay behaviour around tunnels using plastic solutions*. Predictive Soil Mechanics, Proc. Wroth Memorial Symposium. 449-463. Thomas Telford, London.
- Mair, R. J., Taylor, R. N., Bracegirdle, A. (1993). *Subsurface settlement profiles above tunnels in clays*. Géotechnique 43(2), 315-320.
- Mair, R. J. (1996). *Settlement effects of bored tunnels*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. 43-53. Balkema, Rotterdam.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. (1997). *Bored tunneling in the urban environment*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg. 2353-2385. Balkema, Rotterdam.

- Mantoglu, A., Wilson, J. L. (1982). *The Turning Band Method for Simulation of Random Fields Using Line Generation by a Spectral Method*. Water Resources Research, 18(5), 1379-1394. American Geophysical Union.
- Marques, F., Almeida e Sousa, J., Lemos, L. (2000). *Caracterização das relações tensão-deformação-resistência ao corte das “argilas dos Prazeres”*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, 249-262.
- Meissner., H. (1996). *Tunnelbau unter Tage - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik*. Geotechnik, 19(2):99-108.
- Melâneo, F., Jorge, C., Diniz Vieira, G. (2004). *Escavação de túneis do Metropolitano de Lisboa na Formação de Benfca. Análise dos assentamentos e aferição de parâmetros*. IX Congresso Nacional de Geotecnia, 3, 553-564.
- Moh, Z. C., Hwang, R. N. (1996). *Ground movements around tunnels in soft ground*. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. 725-730. Balkema, Rotterdam.
- New, B. M., O'Reilly, M. P. (1982). *Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects*. 4th International Conference on Ground Movements and Structures, 1, 671-697, Cardiff. Pentech Press.
- Nicholson, D., Tse, C., Penny, O'Hana, S., Dimmock, R. (1999). *The Observational Method in ground engineering: principles and applications*. CIRIA. Report 185.
- O'Reilly, M. P., New, B. M. (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction*. Tunnelling 82. 55-64. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Paice, G. M., Griffiths, D. V., Fenton, G. A. (1996). *Finite Element Modeling of Settlements on Spatially Random Soil*. Journal of Geotechnical Engineering, 122(9), 777-779. ASCE.
- Panet, M., Guenot, A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling 82. 197-204. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Park, K. H. (2004). *Elastic solution for tunneling-induced ground movements in clays*. International Journey of Geomechanics, 4(4), 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. 225-290. Sociedad Mexican de Mecanica de Suelos, A. C.
- Pender, M. J. (1980). *Elastic solutions for a deep circular tunnel*.
- Phoon, K-K., Kulhawy, F. H (1999). *Characterization of geotechnical variability*. Canadian Geotechnical Journal, 36, 612-624.

- Rankin, W. J. (1988). *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Engineering geology of underground movements. 79-92. The Geological Society, London.
- Rosenblueth E. (1975). *Point estimates for probability moments*. Proc. Nat. Acad. Sci. USA, 72(10), 3812-3814.
- Rowe, R. K., Knack, G. J. (1983). *A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: Four case histories*. Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 20, 299-314.
- Sagaseta, C. (1987). *Analysis of undrained soil deformation due to ground loss*. Géotechnique 37(3), 301-320.
- Saxena, V., Deodatis, G., Shinozuka, M. (2000). *Effect of spatial variation of earthquake ground motion on the nonlinear dynamic response of highway bridges*. Proceeding of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 1-8.
- Schmidt, B. (1969). *Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil*. Ph. D. Thesis, University of Illinois.
- Schultze, E. (1971). *Frequency Distribution and Correlation of Soil Properties*. Proc. 1st Int. Conf. On Appl. of Statistics And Probability to Soil and Structural Engineering, Hong Kong, 371-387.
- Scott, D. W. (2009). *Sturges' rule*. Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics, 1: 303–306.
- Song, K., Cho, G., Jue, K. (2009). *Effect of the spatial variability of soft ground on the plastic region around a tunnel*. 1-7.
- Soulié, M., Montes, P., Silvestri, V. (1990). *Modeling spatial variability of soil parameters*. Canadian Geotechnical Journal, 27, 617–630.
- 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. 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.
- Swoboda, G. (1979). *Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Aachen, 2, 581.
- Vanmarcke, E. (1984). *Random Fields: Analysis and Synthesis*, MIT Press, Cambridge. MA.

- Vermeer, P. A., Bonnier, P. G., Möller, S. C. (2002). *On a smart use of 3D-FEM in tunnelling*. Proceedings of the 8th international symposium on numerical models in Geomechanics - NUMOG VIII. Balkema, Rotterdam. 361-366.
- Verruijt, A., Booker, J. R. (1996). *Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane*. Géotechnique 46(4), 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, 21, 77-89.
- Vieira, A. (2006). *Estudo do Comportamento Diferido no Tempo de Túneis em Argilas Sobreconsolidadas*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Vieira, A., Bilé Serra, J., Jeremias, F. T. (2008). *Caracterização Geotécnica da Formação de Benfica*. XI Congresso Nacional de Geotecnia.
- Yao, Tingting (1998). *Conditional Spectral Simulation with Phase Identification*. Mathematical Geology, 30(3), 285-308.

ANEXO I – Scripts de MATLAB

geracaomatrizF.m

```
% cálculo da matriz F de realizações (1 realização por coluna)
utilizando a geração de números aleatórios gaussianos correlacionados
baseada na fft

%% limpar memoria % janela de comandos
clear all
clc

%% input
global ns nx dx lx ang dimen Ctype sigma2 X Y Z RYY Rotmat i_real ran
F mu
%valores a alterar
nx=[130 50 0]; %dimensões da malha
dx=[1 1 0]; %dimensões dos elementos da malha
lx=[40 10 0]; %distâncias de correlação
ang=[0 0 0]; %orientação da correlação
Ctype=1; %tipo de correlação (1-exponencial negativa; 2- gaussiana ou
exponencial quadrática; 3 -esférica)
dimen=2; %nº de dimensões do campo (1D, 2D ou 3D)
sigma2=1; %variância
mu=0; %média
ns=100; %número de realizações

%% geração da malha e matriz de correlação
% --- Cálculo da função de covariância.
% Definição da malha física
switch dimen
% 1-D
case 1
    % Malha em coordenadas físicas
    X=-nx(1)/2*dx(1):dx(1):(nx(1)-1)/2*dx(1);
    H=abs(X/lx(1));
% 2-D
case 2
    ang2=ang/180*pi;
    % Malha em coordenadas físicas
    [X,Y]=meshgrid(-nx(1)/2*dx(1):dx(1):(nx(1)-1)/2*dx(1),...
        -nx(2)/2*dx(2):dx(2):(nx(2)-1)/2*dx(2));
    % Rotação para coordenadas longitudinais/Transversais
    X2= cos(ang2(1))*X + sin(ang2(1))*Y;
    Y2=-sin(ang2(1))*X + cos(ang2(1))*Y;
    H=sqrt((X2/lx(1)).^2+(Y2/lx(2)).^2);
% 3-D
case 3
    % Malha em coordenadas físicas
    [X,Y,Z]=meshgrid(-nx(1)/2*dx(1):dx(1):(nx(1)-1)/2*dx(1),...
        -nx(2)/2*dx(2):dx(2):(nx(2)-1)/2*dx(2),...
        -nx(3)/2*dx(3):dx(3):(nx(3)-1)/2*dx(3));
    % Rotação para coordenadas longitudinais/Transversais
    ang2=ang/180*pi;
    Rotmat= ...
    [ cos(ang2(1)) sin(ang2(1)) 0; -sin(ang2(1)) cos(ang2(1)) 0; 0 0 1]*
    [ cos(ang2(2)) 0 sin(ang2(2)); 0 1 0; -sin(ang2(2)) 0 cos(ang2(2))]*
    [ 1 0 0; 0 cos(ang2(3)) sin(ang2(3)); 0 -sin(ang2(3)) cos(ang2(3))];
    X2= Rotmat(1,1)*X + Rotmat(1,2)*Y + Rotmat(1,3)*Z;
```

```

Y2= Rotmat(2,1)*X + Rotmat(2,2)*Y + Rotmat(2,3)*Z;
Z2= Rotmat(3,1)*X + Rotmat(3,2)*Y + Rotmat(3,3)*Z;
H=sqrt((X2/lx(1)).^2+(Y2/lx(2)).^2+(Z2/lx(3)).^2);
end

% Matriz de covariância de Log-Conductividades
switch Ctype
case 1
    RYY=exp(-abs(H))*sigma2;
case 2
    RYY=exp(-H.^2)*sigma2;
case 3
    RYY=(1-1.5*H+0.5*H.^3)*sigma2;
    RYY(H>1)=0;
end

% Geração do campo de valores aleatórios ran - ciclo para gerar
várias realizações que serão colocadas em cada coluna da matriz F
ntot=prod(nx(1:dimen));
n_real=1;
% ===== BLOCO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA =====
% Transformada de Fourier (Origem deslocada para (1,1))
% Espectro de potência do campo
SYY=fftn(fftshift(RYY))/ntot;
% Remoção da parte imaginária
SYY=abs(SYY);SYY(1,1,1)=0;
% ===== FIM BLOCO DO ESPECTRO DE POTÊNCIA =====
F=zeros(ntot,ns);
for k=1:ns,
% ===== BLOCO DE GERAÇÃO DO CAMPO =====
% Geração do campo
i_real=i_real+1;
% nxhelp é nx com as duas primeiras entradas trocadas
nxhelp=nx(1:dimen);
if(dimen>1)
    nxhelp(1:2)=[nx(2) nx(1)];
else
    nxhelp = [1,nx(1)];
end
% Geração de um campo de números reais aleatórios,
% transformar o campo para o domínio espectral e
% avaliar o correspondente espectro de fase.
% Este espectro de fase aleatório e o espectro de potência
% definem a transformada de Fourier do campo aleatório
autocorrelacionado.
ran=sqrt(SYY).*exp(1i*angle(fftn(rand(nxhelp))));
% Transformação inversa para as coordenadas físicas
ran=real(ifftn(ran*ntot))+mu;
%Construção da matriz F
F(:,k)=reshape(transpose(ran),ntot,1); %transpor ran para ficar
ordenado linhas
end

```

geracaoderealizacoes.m

```
% Processo Gaussiano bi-dimensional
%% Dar ordem ao FLAC para correr um modelo com propriedades diferentes
por cada ficheiro de texto e escrever os resultados de cada modelo
noutro ficheiro
%para cada realização substitui o ficheiro malhareal.dat pela
realização e corre o FLAC com esses valores ; o FLAC constrói um
ficheiro de resultados para cada malha e depois o matlab junta todos
os ficheiros de resultados num só excel
nxr=nx(1); %o campo gerado aleatoriamente corresponde a toda a malha,
mas caso seja necessário pode corresponder só à parte central
ny=nx(2);
M=zeros((nxr+1),ns);
N=zeros((ny+1-33),ns);
P=zeros(10,ns);%10 número de nós considerados a 45°
for i = 1:ns,
FILE2 = 'malhareal.dat';
FOLDER2 = 'C:\Program Files\Itasca\FLAC600\exe\Mestrado de Bolonha';
FOLFIL2 = strcat(FOLDER2,'\',FILE2);
malhas = fopen(FOLFIL2,'w');
G = F(:,i);
dlmwrite (FOLFIL2,G);
fclose(malhas);
!C:\Program Files\Itasca\FLAC600\exe\flac600.exe
%pega no ficheiro resultados.dat criado pelo flac (coluna) e agrupa
num só ficheiro de excel em várias colunas ordenadas de acordo com a
realização
FILE3 = 'resultados.dat';
FOLDER3 = 'C:\Program Files\Itasca\FLAC600\exe\Mestrado de Bolonha';
FOLFIL3 = strcat(FOLDER3,'\',FILE3);
resultado = fopen(FOLFIL3,'r');
R = dlmread (FOLFIL3);
fclose(resultado);
%escreve o vector R numa coluna da matriz M por ordem da realização
M(:,i) = R;

%para o ficheiro resultados2.dat
FILE4 = 'resultados2.dat';
FOLDER4 = 'C:\Program Files\Itasca\FLAC600\exe\Mestrado de Bolonha';
FOLFIL4 = strcat(FOLDER4,'\',FILE4);
resultado2 = fopen(FOLFIL4,'r');
S = dlmread (FOLFIL4);
fclose(resultado2);
%escreve o vector S numa coluna da matriz N por ordem da realização
N(:,i) = S;

%para o ficheiro resultados3.dat
FILE5 = 'resultados3.dat';
FOLDER5 = 'C:\Program Files\Itasca\FLAC600\exe\Mestrado de Bolonha';
FOLFIL5 = strcat(FOLDER5,'\',FILE5);
resultado3 = fopen(FOLFIL5,'r');
T = dlmread (FOLFIL5);
fclose(resultado3);
%escreve o vector T numa coluna da matriz P por ordem da realização
P(:,i) = T;
end
```

obtencaore resultados.m

```
% Tratamento de resultados de processo Gaussiano bi-dimensional -
parte 1
%% Figura com a malha
%mostra a variabilidade do módulo de deformabilidade para cada uma das
realizações; mostra igualmente a variabilidade do ângulo de atrito

%matriz E e fi com a mesma dimensão de F
Em=15E7;
COVEm=0.20;
sigma=Em*COVEm;
angfrim=30;
COVang=0.15;
sigma2=angfrim*COVang;
E=Em+sigma*F;
angfri=angfrim+sigma2*F;

%transformação de cada coluna das matrizes E e fi numa matriz que será
depois representada numa figura
%vector vem ordenado por linhas
for i = 51:53, %substituir for i=1:ns por for i=51:53 para obter
apenas algumas realizações
E1=reshape(E(:,i),nx(1),nx(2));
fi1=reshape(angfri(:,i),nx(1),nx(2));
E2=transpose(E1);
fi2=transpose(fi1);

figure
surf(X,Y,E2)
%para representar em 2D
view(0,90)
%titulo e escala de cores
title(sprintf('Elasticity modulus - realization %i',i));
xlabel('x');
ylabel('y');
cb=colorbar;
set(cb,'fontsize',10);
figure
surf(X,Y,fi2)
%para representar em 2D
view(0,90)
%titulo e escala de cores
title(sprintf('Friction angle - realization %i',i));
xlabel('x');
ylabel('y');
cb=colorbar;
set(cb,'fontsize',10);
end
```

obtencaoresultados2.m

```
% Tratamento de resultados de processo Gaussiano bi-dimensional -
parte 2
% Obtenção de perfis horizontal, vertical e a 45° a partir das
matrizes M, P, Q
ex=0:1:nxr;
figure
plot(ex,M)
title(sprintf('Surface settlement profile'));
xlabel('x');
ylabel('y');

nyy=numel(N(:,1));
eyy=0:1:(nyy-1);
figure
plot(N,eyy)
title(sprintf('Vertical displacement profile'));
xlabel('x');
ylabel('y');

nxx=numel(P(:,1));
exx=0:sqrt(2):((nxx-1)*sqrt(2));
figure
plot(exx,P)
title(sprintf('45° displacement profile'));
xlabel('x');
ylabel('y');

% Obtenção de histogramas e curvas de freq acumulada para M, N, P
%para o assentamento máximo - linha central de M
m=hist(sort(abs(M(nxr/2,:))),sort(abs(M(nxr/2,:))));
mm=cumsum(m)/ns;
%ciclo devido a n se poder ter valores exactamente iguais na
interpolação
for j=3:ns,
    if mm(j)==mm(j-1)
        mm(j)=mm(j-1)+0.00001;
    else if mm(j)==mm(j-2)
        mm(j)=mm(j-2)+0.00002;
    end
end
end
figure
subplot(2,1,1),histfit(sort(abs(M(nxr/2,:))),10,'lognormal')
title(sprintf('Histogram and cumulative frequency curve of the maximum
surface settlement'));
subplot(2,1,2),plot(sort(abs(M(nxr/2,:))),mm)
parm=lognfit(sort(abs(M(nxr/2,:))); %parâmetros da lognormal
estimados pelo método da max verosimilhança
p95=interp1(mm,sort(abs(M(nxr/2,:))),0.95); %interpolação linear para
obter o valor do assentamento para o qual a probabilidade de ser
excedido é 5%
CDFm=ProbDistUnivParam('lognormal',parm); %teste hipóteses Kolmogorov-
Smirnov
[hm,pvm]=kstest(sort(abs(M(nxr/2,:))),CDFm,0.05);
```

```

%para o deslocamento vertical máximo no topo do túnel - 1ª linha de N
n=hist(sort(abs(N(1,:))),sort(abs(N(1,:))));
nn=cumsum(n)/ns;
for j=3:ns,
    if nn(j)==nn(j-1)
        nn(j)=nn(j-1)+0.00001;
    else if nn(j)==nn(j-2)
        nn(j)=nn(j-2)+0.00002;
    end
end
end
figure
subplot(2,1,1),histfit(sort(abs(N(1,:))),10,'lognormal')
title(sprintf('Histogram and cumulative frequency curve of the maximum
vertical displacement at the tunnel'));
subplot(2,1,2),plot(sort(abs(N(1,:))),nn)
parn=lognfit(sort(abs(N(1,:)))); %parâmetros da lognormal estimados
pelo método da max verosimilhança
p95n=interp1(nn,sort(abs(N(1,:))),0.95); %interpolação linear para
obter o valor do assentamento para o qual a probabilidade de ser
excedido é 5%
CDFn=ProbDistUnivParam('lognormal',parn); %teste hipóteses Kolmogorov-
Smirnov
[hn,pvn]=kstest(sort(abs(N(1,:))),CDFn,0.05);

%para o deslocamento a 45° máximo no contorno do túnel - 1ª linha de P
p=hist(sort(abs(P(1,:))),sort(abs(P(1,:))));
pp=cumsum(p)/ns;
for j=3:ns,
    if pp(j)==pp(j-1)
        pp(j)=pp(j-1)+0.00001;
    else if pp(j)==pp(j-2)
        pp(j)=pp(j-2)+0.00002;
    end
end
end
figure
subplot(2,1,1),histfit(sort(abs(P(1,:))),10,'lognormal')
title(sprintf('Histogram and cumulative frequency curve of the maximum
45° displacement at the tunnel'));
subplot(2,1,2),plot(sort(abs(P(1,:))),pp)
parp=lognfit(sort(abs(P(1,:)))); %parâmetros da lognormal estimados
pelo método da max verosimilhança
p95p=interp1(pp,sort(abs(P(1,:))),0.95); %interpolação linear para
obter o valor do assentamento para o qual a probabilidade de ser
excedido é 5%
CDFp=ProbDistUnivParam('lognormal',parp); %teste hipóteses Kolmogorov-
Smirnov
[hp,pvp]=kstest(sort(abs(P(1,:))),CDFp,0.05);

% Curvas com quantilhos 5%, 10% e 50% para os 3 casos
%matriz M assentamento máx superfície
%50% - mediana
m50=median(M,2);

%valores máximos e mínimos
m0=max(M,[],2);
m100=min(M,[],2);

```



```

%10% e 5%
m10abs=zeros(1,nxr+1);
m10=zeros(1,nxr+1);
m5abs=zeros(1,nxr+1);
m5=zeros(1,nxr+1);
for i=1:(nxr+1),
m2=hist(sort(abs(M(i,:))),sort(abs(M(i,:))));
mm2=cumsum(m2)/ns;
for j=3:ns,
    if mm2(j)==mm2(j-1)
        mm2(j)=mm2(j-1)+0.00001;
    else if mm2(j)==mm2(j-2)
        mm2(j)=mm2(j-2)+0.00002;
    end
end
end
m10abs(i)=interp1(mm2,sort(abs(M(i,:))),0.90);
m10(i)=-m10abs(i);
m5abs(i)=interp1(mm2,sort(abs(M(i,:))),0.95);
m5(i)=-m5abs(i);
end

figure
plot(ex,m50,ex,m10,ex,m5,ex,m0,ex,m100)
title(sprintf('Surface settlement profile'));
xlabel('x');
ylabel('y');
legend('median','fractile 10%','fractile 5%','min','max',0);
%ylim([-0.03 0]);

%matriz N desplazamientos perfil vertical
%50% - mediana
n50=median(N,2);

%valores máximos e mínimos
n0=max(N,[],2);
n100=min(N,[],2);

%10% e 5%
n10abs=zeros(1,nyy);
n10=zeros(1,nyy);
n5abs=zeros(1,nyy);
n5=zeros(1,nyy);
for i=1:nyy,
n2=hist(sort(abs(N(i,:))),sort(abs(N(i,:))));
nn2=cumsum(n2)/ns;
for j=3:ns,
    if nn2(j)==nn2(j-1)
        nn2(j)=nn2(j-1)+0.00001;
    else if nn2(j)==nn2(j-2)
        nn2(j)=nn2(j-2)+0.00002;
    end
end
end
n10abs(i)=interp1(nn2,sort(abs(N(i,:))),0.90);
n10(i)=-n10abs(i);
n5abs(i)=interp1(nn2,sort(abs(N(i,:))),0.95);

```

```

n5(i)=-n5abs(i);
end

figure
plot(n50,eyy,n10,eyy,n5,eyy,n0,eyy,n100,eyy)
title(sprintf('Vertical displacement profile'));
xlabel('x');
ylabel('y');
legend('median','fractile 10%','fractile 5%','min','max',0);

%matriz P deslocamentos perfil 45°
%50% - mediana
p50=median(P,2);

%valores máximos e mínimos
p0=min(P,[],2);
p100=max(P,[],2);

%10% e 5%
p10=zeros(1,nxx);
p5=zeros(1,nxx);
for i=1:nxx,
p2=hist(sort(abs(P(i,:))),sort(abs(P(i,:))));
pp2=cumsum(p2)/ns;
for j=3:ns,
    if pp2(j)==pp2(j-1)
        pp2(j)=pp2(j-1)+0.00001;
    else if pp2(j)==pp2(j-2)
        pp2(j)=pp2(j-2)+0.00002;
    end
end
end
p10(i)=interp1(pp2,sort(abs(P(i,:))),0.90);
p5(i)=interp1(pp2,sort(abs(P(i,:))),0.95);
end

figure
plot(exx,p50,exx,p10,exx,p5,exx,p0,exx,p100)
title(sprintf('45° displacement profile'));
xlabel('x');
ylabel('y');
legend('median','fractile 10%','fractile 5%','min','max',0);

```

ANEXO II – Scripts de FLAC 6.0

malha_tunel1_parametrizada_Evar.dat

```
;artigo_ENESU_tunel1Evar_eq.sav
config extra=4
;definição da malha
def para_grelha
  int nzone_i nzone_j
  L0=20 ; profundidade em m do centro do círculo do túnel (valor a preencher)
  D=10 ; diâmetro do túnel circular (valor a preencher)
  B=D+2*6*D ; largura do modelo para que não exista influência das fronteiras na modelação
  nzone_i=B ; nº de elementos razoável para cobrir B na horizontal (1 elemento por metro)
  nzone_j=L0+3*D ; nº de elementos razoável para cobrir L0+3*D na vertical (1 elemento por metro)
end
para_grelha
grid nzone_i,nzone_j

;definição do modelo constitutivo
;Mohr-Coulomb
group 'mohr:elasto plastic' i=1,nzone_i j=1,nzone_j
model mohr group 'mohr:elasto plastic'
prop density=1623.0 coh=10.0E3 ten=0.0 &
dil=0.0 group 'mohr:elasto plastic' ;não associado
;dil=28.0 group 'mohr:elasto plastic' ;associado
;ângulo de atrito gerado posteriormente

;geração da malha
def para_malha
  int i1 j1
  i1=nzone_i+1.0
  j1=nzone_j+1.0
  bb1=B/2.0
  rr=D/2.0
  L1=nzone_j-L0
  j2=L1+0.5*D+1
  command
  gen circle bb1,L1 rr
  end_command
end
para_malha

;vamos desprezar o efeito que poderá ter naturalmente a deformação da malha na zona do círculo dado
que os números aleatórios são gerados anteriormente à sua atribuição à malha
def setup
  n_size2=nzone_i*nzone_j
  ;para poder admitir malha menor MATLAB na dir x devido a n poder ser maior e para colocar o resto da
  malha até fronteira com E constante
  int nconst1_i nconst2_i nconst3_i nconst4_i
  nconst1_i=B/2-7*D/2
  nconst2_i=nconst1_i+1
  nconst3_i=B/2+7*D/2
  nconst4_i=nconst3_i+1
  n_size=(nconst3_i-nconst1_i)*nzone_j
  p_ratio=0.49
  Em=5E7
  ;Em=6E7 ;valor max
  ;Em=4E7 ;valor min
```

```

sigma=1E7 ;definição do coeficiente de Poisson, módulo de deformabilidade médio e desvio padrão COV
20%
;sigma=0 ;modelo com Em em toda a malha para comparação
;para o ângulo de atrito variar da mesma forma que o módulo de deformabilidade, embora COV diferente
angfrim=28
;angfrim=32.2 ;valor max
;angfrim=23.8 ;valor min
sigma2=4.2 ;COV 15%
;sigma2=0 ; modelo com angfrim em toda a malha para comparação
IO_READ=0
IO_WRITE=1
IO_FISH=0
IO_ASCII=1
filename='malhareal.dat' ; tem de estar na pasta exe do program files\itasca\flac600
end
setup

def io
array zz(n_size2) zzm(nzone_i,nzone_j) zzn(n_size2) ;substituir por zz(n_size) e zzn(n_size) caso Evar só
centro e no status e no loop n
status=open(filename,IO_READ,IO_ASCII)
status=read(zz,n_size2) ;lê a informação do ficheiro dat para a matriz zz
status=close
;vector zz de strings transformar em vector numérico
loop n (1,n_size2)
zzn(n) = parse(zz(n),1)
end_loop
loop i (1,nzone_i) ;loop i (nconst2_i,nconst3_i) no caso de Evar so no centro
loop j (1,nzone_j)
;aa=j+(i-1)*nzone_j ; vector ordenado por colunas do modelo primeiro caso E var em toda a malha
;aa=(i-nconst1_i)+(j-1)*(nconst3_i-nconst1_i) ; vector ordenado por linhas do modelo primeiro caso E
var no centro
aa=i+(j-1)*nzone_i ; vector ordenado por linhas do modelo primeiro caso E var em toda a malha
zzm(i,j)=zzn(aa) ; para atribuir o vector a uma matriz
;zzm(i,j)=zzn(i,j) caso fosse uma matriz
E=Em+sigma*zzm(i,j)
shear_mod(i,j)=E/(2*(1+p_ratio))
bulk_mod(i,j)=E/(3*(1-2*p_ratio)) ; p_ratio tem de ser diferente de 0.5
friction(i,j)=angfrim+sigma2*zzm(i,j)
end_loop
end_loop
end
io

;condições de fronteira e equilibrio inicial
fix x y j 1
fix x i 1
fix x i i 1
set gravity=9.81

history 1 unbalanced
history 10 ydisp i 66 j j1
history 12 ydisp i 66 j j2
;set large ; para ter em conta formulação de grandes deslocamentos
solve elastic

;artigo_ENESU_tunel1Evar_escava.sav
;Input:ninc/int/1000/relaxation steps

```

```

;Input:rstart/float/1.0/beginning relaxation ratio
;Input:rstop/float/0.5/ending relaxation ratio
;Input:ib_ap/int/10/beginning i gridpoint for traction range
;Input:ie_ap/int/17/ending i gridpoint for traction range
;Input:jb_ap/int/34/beginning j gridpoint for traction range
;Input:je_ap/int/49/ending j gridpoint for traction range
; FISH functions to control relaxation of tunnel tractions
def relax_ini
  nstart = step
  nstop = nstart + ninc
end
def relax_hist
  if step < nstop
    step_inc = float(step - nstart)
    relax_hist = rstart - ((rstart - rstop)/ float(ninc)) * step_inc
  else
    relax_hist = rstop
  endif
end
def apply_rf
  loop ii (ib_ap,ie_ap)
    loop jj (jb_ap,je_ap)
      if and(flags(ii,jj), 2) = 2 then
        if and(flags(ii,jj), 4) = 4 then
          xtmp = -xforce(ii,jj)
          ytmp = -yforce(ii,jj)
          command
            apply xforce=xtmp hist relax_hist i=ii j=jj
            apply yforce=ytmp hist relax_hist i=ii j=jj
          end_command
        endif
      endif
    endloop
  endloop
end
def relax_tractions
  relax_ini
  relax_hist
  apply_rf
end
;escavação
ini xd=0 yd=0 ; para se considerar apenas deslocamentos devidos à escavação
model null region bb1,L1
;relaxação de tensões para considerar que o revestimento é colocado após a existência de um certo nível
de deslocamento devido à escavação
apply xvelocity 0.0 long from 66,26 to 66,26
apply yvelocity 0.0 long from 66,26 to 66,26
step 1
set echo off
set ninc = 10000 rstart=1.0 rstop=0.35 ib_ap=61 ie_ap=71
set jb_ap=26 je_ap=36
relax_tractions
history 2 unbalanced
history 11 ydisp i 66 j j1
history 15 relax_hist
;solve
step 20000

```

```

;artigo_ENESU_tunel1Evar_liner.sav
;para considerar um revestimento em betão projectado ligação total e relaxação até ao final
apply xvelocity 0.0 long from 66,26 to 66,26
apply yvelocity 0.0 long from 66,26 to 66,26
step 1
set echo off
set ninc = 10000 rstart=1.0 rstop=0.0 ib_ap=61 ie_ap=71
set jb_ap=26 je_ap=36
relax_tractions
history 3 unbalanced
history 13 ydisp i 66 j j1
history 18 ydisp i 66 j 36
history 19 ydisp i 66 j 26
step 12000

def setup2
int ngrid_i ngrid_j
ngrid_i=nzone_i+1
ngrid_j=nzone_j+1
ngridcentral=nzone_i/2+1
ntopotunel=ngrid_j-L0+D/2
n45_i1=70
n45_i2=n45_i1+9
IO_READ=0
IO_WRITE=1
IO_FISH=0
IO_ASCII=1
filename2='resultados.dat'
filename3='resultados2.dat'
filename4='resultados3.dat'
end
setup2

;escrita de resultados num ficheiro de texto - assentamentos à superfície
def escreve_res
array linha(1)
status2=open(filename2,IO_WRITE,IO_ASCII)
loop i (1,ngrid_i)
linha(1)=string(ydisp(i,ngrid_j)) ;assentamentos à superfície são guardados no vector linha
status2=write(linha,1) ;escreve a informação no ficheiro de resultados
end_loop
status2=close
end
escreve_res

;escrita de resultados num ficheiro de texto - assentamentos num perfil vertical que liga superfície topo do
túnel
def escreve_res2
array linha2(1)
status3=open(filename3,IO_WRITE,IO_ASCII)
loop j (ntopotunel,ngrid_j)
linha2(1)=string(ydisp(ngridcentral,j)) ;assentamentos num perfil vertical são guardados no vector linha2
status3=write(linha2,1) ;escreve a informação no ficheiro de resultados
end_loop
status3=close
end
escreve_res2

;escrita de resultados num ficheiro de texto - deslocamentos segundo um perfil a 45° a partir do tunel

```



```

def escreve_res3
array linha3(1)
status4=open(filename4,IO_WRITE,IO_ASCII)
loop i (n45_i1,n45_i2)
j=i-35
ddisp=sqrt(xdisp(i,j)^2+ydisp(i,j)^2)
linha3(1)=string(ddisp(i,j)) ;deslocamentos num perfil a 45° são guardados no vector linha3
status4=write(linha3,1) ;escreve a informação no ficheiro de resultados
end_loop
status3=close
end
escreve_res3
quit

```

tunel_linhaazul_malhaparametrizada_casoestudo.dat

```

;artigo_tunel_linhaazul_eq.sav
config extra=4
;definição da malha
def para_grelha
int nzone_i nzone_j
L0=22 ; profundidade em m do centro do túnel (valor a preencher) ;secção 4A - desprezando aterro de
1.5m
D=9.9 ; diâmetro do túnel (valor a preencher)
B=D+2*6*D+1.3 ; largura do modelo para que não exista influência das fronteiras na modelação -
arredondado para o número par de elementos acima
nzone_i=int(B) ; nº de elementos razoável para cobrir B na horizontal (1 elemento por metro)
nzone_j=int(L0+3*D-1.7); nº de elementos razoável para cobrir L0+3*D na vertical (1 elemento por
metro) - arredondado para o número par de elementos acima
end
para_grelha
grid nzone_i,nzone_j

;definição do modelo constitutivo
;Mohr-Coulomb
group 'mohr:elasto plastic' i=1,nzone_i j=1,nzone_j
model mohr group 'mohr:elasto plastic'
prop density=2242.6 coh=50.0E3 ten=0.0 & ; densidade 22kN/m3
dil=0.0 group 'mohr:elasto plastic' ;não associado
;dil=30.0 group 'mohr:elasto plastic' ;associado
;ângulo de atrito gerado posteriormente

;geração da malha
def para_malha
int i1 j1
i1=nzone_i+1.0
j1=nzone_j+1.0
bb1=B/2.0
rr=D/2.0
L1=nzone_j-L0
j2=int(L1+0.5*D+1) ; topo do tunel
bb2=bb1-4.75
L2=L1-1.39
bb3=bb1+4.75
bb4=bb1-2.09
L3=L1-0.61

```

```

bb5=bb1+2.09
L4=L1+5.57
bb6=bb1-2.97
L5=L1-3.24
bb7=bb1+2.97
L6=L1-3.4
bb8=bb1-2.5
bb9=bb1+2.5
L7=L1+1
command
; arcos - centro, início do arco, ângulo no sentido contrário aos ponteiros do relógio em graus
ini x=bb2 y=L2 i=62 j=28 ;acertar pontos da malha
ini x=bb3 y=L2 i=70 j=28
ini x=bb8 y=L6 i=63 j=25
ini x=bb9 y=L6 i=69 j=25
mark i=63 j=25
mark i=69 j=25
gen arc bb1,L1 bb2,L2 -212.7 ; arco principal superior 1ª fase de escavação
gen arc bb4,L3 bb2,L2 +55.0 ; arco transição esquerda
gen arc bb5,L3 bb3,L2 -55.0 ; arco transição direita
gen arc bb1,L4 bb6,L5 +37.3 ; arco de soleira
gen line bb2,L2 bb3,L2; para separar as 2 fases de escavação e suporte
;gen circle bb1,L1 rr ; secção circular
;gen adjust ; para ajustar melhor a malha / elementos com dimensões mais semelhantes
end_command
end
para_malha

```

;vamos desprezar o efeito que poderá ter naturalmente a deformação da malha na zona do túnel
;dados que os números aleatórios são gerados anteriormente à sua atribuição à malha

```

def setup
n_size2=nzone_i*nzone_j
;para poder admitir malha menor MATLAB na dir x devido a n poder ser maior e para colocar o resto da
malha até fronteira com E constante
;int nconst1_i nconst2_i nconst3_i nconst4_i
;nconst1_i=B/2-7*D/2
;nconst2_i=nconst1_i+1
;nconst3_i=B/2+7*D/2
;nconst4_i=nconst3_i+1
;n_size=(nconst3_i-nconst1_i)*nzone_j
p_ratio=0.22
Em=15E7
;Em=18E7 ;valor max
;Em=12E7 ;valor min
sigma=3E7 ;definição do coeficiente de Poisson, módulo de deformabilidade médio e desvio padrão COV
20%
;sigma=0 ;modelo com Em em toda a malha para comparação
;para o ângulo de atrito variar da mesma forma que o módulo de deformabilidade, embora COV diferente
angfrim=30
;angfrim=34.5 ;valor max
;angfrim=25.5 ;valor min
sigma2=4.5 ;COV 15%
;sigma2=0 ; modelo com angfrim em toda a malha para comparação
IO_READ=0
IO_WRITE=1
IO_FISH=0
IO_ASCII=1
filename='malhareal.dat' ; tem de estar na pasta exe do program files\itasca\flac600

```

```

end
setup

def io
array zz(n_size2) zzm(nzone_i,nzone_j) zzn(n_size2) ;substituir por zz(n_size) e zzn(n_size) caso Evar só
centro e no status e no loop n
status=open(filename,IO_READ,IO_ASCII)
status=read(zz,n_size2) ;lê a informação do ficheiro dat para a matriz zz
status=close
;vector zz de strings transformar em vector numérico
loop n (1,n_size2)
zzn(n) = parse(zz(n),1)
end_loop
loop i (1,nzone_i) ;loop i (nconst2_i,nconst3_i) no caso de Evar so no centro
loop j (1,nzone_j)
;aa=j+(i-1)*nzone_j ; vector ordenado por colunas do modelo primeiro caso E var em toda a malha
;aa=(i-nconst1_i)+(j-1)*(nconst3_i-nconst1_i) ; vector ordenado por linhas do modelo primeiro caso E
var no centro
aa=i+(j-1)*nzone_i ; vector ordenado por linhas do modelo primeiro caso E var em toda a malha
zzm(i,j)=zzn(aa) ; para atribuir o vector a uma matriz
;zzm(i,j)=zzn(i,j) caso fosse uma matriz
E=Em+sigma*zzm(i,j)
shear_mod(i,j)=E/(2*(1+p_ratio))
bulk_mod(i,j)=E/(3*(1-2*p_ratio)) ; p_ratio tem de ser diferente de 0.5
friction(i,j)=angfrim+sigma2*zzm(i,j)
end_loop
end_loop
end
io

;condições de fronteira e equilibrio inicial
fix x y j 1
fix x i 1
fix x i 1
set gravity=9.81
;estado de tensão anisotrópico devido à sobreconsolidação das camadas
ini sxx=-1.1E6 var=0,1.1E6 ; de acordo com o artigo devia ser à volta de k0=2.5 - ini sxx=-2.86E6
var=0,2.86E6 - mas conduz a empolamento e k0=1 dá melhores resultados
ini szz=-1.1E6 var=0,1.1E6 ;k0=1
ini syy=-1.1E6 var=0,1.1E6 ; ou se quiséssemos considerar o peso do aterro syy=-1.133E6 var 0,1.1E6
history 1 unbalanced
history 10 ydisp i 66 j j1 ; não têm significado pq depois serão colocados a 0
history 12 ydisp i 66 j j2 ; não têm significado pq depois serão colocados a 0
;set large ; para ter em conta formulação de grandes deslocamentos
solve elastic

;artigo_tunel_linhaazul_escavasup.sav
;Input:ninc/int/1000/relaxation steps
;Input:rstart/float/1.0/beginning relaxation ratio
;Input:rstop/float/0.5/ending relaxation ratio
;Input:ib_ap/int/10/beginning i gridpoint for traction range
;Input:ie_ap/int/17/ending i gridpoint for traction range
;Input:jb_ap/int/34/beginning j gridpoint for traction range
;Input:je_ap/int/49/ending j gridpoint for traction range
; FISH functions to control relaxation of tunnel tractions
def relax_ini
nstart = step
nstop = nstart + ninc

```

```

end
def relax_hist
  if step < nstop
    step_inc = float(step - nstart)
    relax_hist = rstart - ((rstart - rstop)/ float(ninc)) * step_inc
  else
    relax_hist = rstop
  endif
end
def apply_rf
  loop ii (ib_ap,ie_ap)
    loop jj (jb_ap,je_ap)
      if and(flags(ii,jj), 2) = 2 then
        if and(flags(ii,jj), 4) = 4 then
          xftmp = -xforce(ii,jj)
          yftmp = -yforce(ii,jj)
          command
            apply xforce=xftmp hist relax_hist i=ii j=jj
            apply yforce=yftmp hist relax_hist i=ii j=jj
          end_command
        endif
      endif
    endloop
  endloop
end
def relax_tractions
  relax_ini
  relax_hist
  apply_rf
end
;escavação parte superior da secção
ini xd=0 yd=0 ; para se considerar apenas deslocamentos devidos à escavação
model null region bb1,L7
;relaxação de tensões para considerar que o revestimento é colocado após a existência de um certo nível
de deslocamento devido à escavação
apply xvelocity 0.0 long from 66,34 to 66,34
apply yvelocity 0.0 long from 66,34 to 66,34
step 1
set echo off
set ninc = 10000 rstart=1.0 rstop=0.4 ib_ap=61 ie_ap=71 ;relaxação correspondente escavação sup (maior
q a inferior - ver tese 2.3) mas tendo em conta as enfilagens passámos de 0.35 para 0.4
set jb_ap=28 je_ap=34
relax_tractions
history 2 unbalanced
history 11 ydisp i 66 j j1 ;superfície
history 18 ydisp i 66 j 34 ;topo tunel
history 19 ydisp i 66 j 28 ;soleira provisória 1ª fase escavação
history 20 ydisp i 66 j 25 ;soleira final 2ª fase
history 15 relax_hist
step 12000 ; tem de ser sempre maior q o ninc

;artigo_tunel_linhaazul_linersup.sav
;para considerar um revestimento em betão projectado ligação total e relaxação até ao final
apply remove mech long from 66,34 to 66,34
apply xvelocity 0.0 long from 66,34 to 66,34
apply yvelocity 0.0 long from 66,34 to 66,34
step 1
set echo off

```

```
set ninc = 10000 rstart=1.0 rstop=0.0 ib_ap=61 ie_ap=71
set jb_ap=28 je_ap=34
relax_tractions
struct node 1 grid 62,28
struct node 2 grid 61,28
struct node 3 grid 61,29
struct node 4 grid 61,30
struct node 5 grid 61,31
struct node 6 grid 62,31
struct node 7 grid 62,32
struct node 8 grid 63,32
struct node 9 grid 63,33
struct node 10 grid 64,33
struct node 11 grid 64,34
struct node 12 grid 65,34
struct node 13 grid 66,34
struct node 14 grid 67,34
struct node 15 grid 68,34
struct node 16 grid 68,33
struct node 17 grid 69,33
struct node 18 grid 69,32
struct node 19 grid 70,32
struct node 20 grid 70,31
struct node 21 grid 71,31
struct node 22 grid 71,30
struct node 23 grid 71,29
struct node 24 grid 71,28
struct node 25 grid 70,28
struct liner begin node 1 end node 2 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 2 end node 3 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 3 end node 4 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 4 end node 5 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 5 end node 6 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 6 end node 7 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 7 end node 8 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 8 end node 9 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 9 end node 10 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 10 end node 11 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 11 end node 12 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 12 end node 13 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 13 end node 14 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 14 end node 15 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 15 end node 16 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 16 end node 17 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 17 end node 18 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 18 end node 19 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 19 end node 20 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 20 end node 21 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 21 end node 22 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 22 end node 23 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 23 end node 24 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 24 end node 25 seg 1 prop 5001
struct prop 5001
;propriedades de acordo com o artigo em estudo que têm em conta 20 cm de betão projectado com
módulo de elasticidade de 5GPa
struct prop 5001 e 5E9 height 0.2 width 1.0 pratio 0.2 syield 1000000.0 sycomp 3.0E7
step 12000
```

```

;artigo_tunel_linhaazul_escavainf.sav
;escavação parte inferior da secção
apply remove mech long from 66,34 to 66,34
model null region bb1,L3
;relaxação de tensões para considerar que o revestimento é colocado após a existência de um certo nível
de deslocamento devido à escavação
apply xvelocity 0.0 from 62,28 to 70,28
apply yvelocity 0.0 from 62,28 to 70,28
step 1
set echo off
set ninc = 10000 rstart=1.0 rstop=0.5 ib_ap=62 ie_ap=70 ;relaxação correspondente escavação inf
set jb_ap=25 je_ap=28
relax_tractions
;solve
step 12000 ; tem de ser sempre maior q o ninc

```

```

;artigo_tunel_linhaazul_linerinf.sav
;para considerar um revestimento em betão projectado ligação total e relaxação até ao final
apply remove mech from 62,28 to 70,28
apply xvelocity 0.0 from 62,28 to 70,28
apply yvelocity 0.0 from 62,28 to 70,28
step 1
set echo off
set ninc = 10000 rstart=1.0 rstop=0.0 ib_ap=62 ie_ap=70
set jb_ap=25 je_ap=28
relax_tractions
struct node 26 grid 70,27
struct node 27 grid 70,26
struct node 28 grid 69,26
struct node 29 grid 69,25
struct node 30 grid 68,25
struct node 31 grid 67,25
struct node 32 grid 66,25
struct node 33 grid 65,25
struct node 34 grid 64,25
struct node 35 grid 63,25
struct node 36 grid 63,26
struct node 37 grid 62,26
struct node 38 grid 62,27
struct liner begin node 25 end node 26 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 26 end node 27 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 27 end node 28 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 28 end node 29 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 29 end node 30 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 30 end node 31 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 31 end node 32 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 32 end node 33 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 33 end node 34 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 34 end node 35 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 35 end node 36 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 36 end node 37 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 37 end node 38 seg 1 prop 5001
struct liner begin node 38 end node 1 seg 1 prop 5001
struct prop 5001
;propriedades de acordo com o artigo em estudo que têm em conta 20 cm de betão projectado com
módulo de elasticidade de 5GPa
struct prop 5001 e 5E9 height 0.2 width 1.0 pratio 0.2 syield 1000000.0 sycomp 3.0E7
step 12000

```

```

def setup2
int ngrid_i ngrid_j
ngrid_i=nzone_i+1
ngrid_j=nzone_j+1
ngridcentral=nzone_i/2+1
ntopotunel=int(ngrid_j-L0+D/2+1)
n45_i1=70
n45_i2=n45_i1+9
IO_READ=0
IO_WRITE=1
IO_FISH=0
IO_ASCII=1
filename2='resultados.dat'
filename3='resultados2.dat'
filename4='resultados3.dat'
end
setup2

```

;escrita de resultados num ficheiro de texto - assentamentos à superfície

```

def escreve_res
array linha(1)
status2=open(filename2,IO_WRITE,IO_ASCII)
loop i (1,ngrid_i)
linha(1)=string(ydisp(i,ngrid_j)) ;assentamentos à superfície são guardados no vector linha
status2=write(linha,1) ;escreve a informação no ficheiro de resultados
end_loop
status2=close
end
escreve_res

```

;escrita de resultados num ficheiro de texto - assentamentos num perfil vertical que liga superfície topo do túnel

```

def escreve_res2
array linha2(1)
status3=open(filename3,IO_WRITE,IO_ASCII)
loop j (ntopotunel,ngrid_j)
linha2(1)=string(ydisp(ngridcentral,j)) ;assentamentos num perfil vertical são guardados no vector linha2
status3=write(linha2,1) ;escreve a informação no ficheiro de resultados
end_loop
status3=close
end
escreve_res2

```

;escrita de resultados num ficheiro de texto - deslocamentos segundo um perfil a 45° a partir do tunel

```

def escreve_res3
array linha3(1)
status4=open(filename4,IO_WRITE,IO_ASCII)
loop i (n45_i1,n45_i2)
j=i-37
ddisp=sqrt(xdisp(i,j)^2+ydisp(i,j)^2)
linha3(1)=string(ddisp(i,j)) ;deslocamentos num perfil a 45° são guardados no vector linha3
status4=write(linha3,1) ;escreve a informação no ficheiro de resultados
end_loop
status3=close
end
escreve_res3
quit

```