

ANÁLISE NUMÉRICA DE ASSENTAMENTOS DEVIDO À CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS E A INJEÇÕES DE COMPENSAÇÃO

PAULO JORGE CORREIA DOS SANTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Coorientador: Professor Doutor César Sagaseta Millán

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-5081446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-5081440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família e amigos

AGRADECIMENTOS

Ao professor Doutor António Topa Gomes agradeço a orientação e apoio prestado.

Ao professor Doutor César Sagaseta agradeço a orientação vital neste trabalho, a paciência e a clareza com que me elucidou sobre as análises realizadas.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Aos meus pais, irmãos, amigos e colegas agradeço o apoio e incentivo que tornaram possíveis a execução e sucesso deste trabalho.

Expressos também os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que, direta ou indiretamente, contribuíram para a sua realização.

RESUMO

No período de 1995-1999 mais de 56 km de novos túneis foram construídos durante a expansão do Metro de Madrid. A maior parte destes novos túneis foram realizados com recurso a uma TBM escavados em terrenos do período terciário. Esta dissertação apresenta a aplicação de soluções numéricas para as deformações medidas no maciço durante os trabalhos de construção desta expansão. O programa de elementos finitos PLAXIS 3D foi utilizado para realizar esta análise numérica. Um estudo paramétrico foi realizado de forma a se estudar os efeitos das diferentes variáveis de construção arbitradas pelo autor, que influenciam os assentamentos observados à superfície em áreas urbanas. Esta dissertação também descreve o desenvolvimento de um modelo numérico para as injeções de compensação. Esta é uma técnica útil para a proteção de estruturas à superfície dos potenciais movimentos decorrentes da construção de túneis.

PALAVRAS-CHAVE: assentamentos, TBM, túneis, análise numérica, deslocamentos, injeções de compensação.

ABSTRACT

In the period 1995-1995 more than 56 *km* of new tunnels have been constructed for the Madrid Metro. Most of them were excavated with TBM through stiff Tertiary layers. This dissertation presents the application of numerical solutions to the soil deformations measured during the works. The finite element program PLAXIS 3D was used to carry out the numerical analysis. A parametric study was done in order to evaluate the effects of different construction variables arbitrated by the author, on surface settlements above tunnels in urban areas. This dissertation also describes the development of a numerical model for the compensation grouting. This is a useful technique for the protection of surface structures from the potentially damaging movements arising from tunnel construction.

KEYWORDS: settlements, TBM, tunnels, numerical analysis, displacements, compensation grouting.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. A AMPLIAÇÃO DA REDE DE METRO DE MADRID COMO CASO DE ESTUDO	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. AMPLIAÇÃO DA REDE DE METRO NO PERÍODO DE 1995 A 1999	4
2.3. OS MÉTODOS CONSTRUTIVOS UTILIZADOS NO PROJETO DE AMPLIAÇÃO	5
2.3.1. MÉTODO TRADICIONAL DE MADRID (MÉTODO BELGA)	6
2.3.2. UTILIZAÇÃO DE TUNELADORAS	9
2.3.3. CONSTRUÇÃO A CÉU ABERTO (CUT-AND-COVER)	10
2.4. DESCRIÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DOS SOLOS DE MADRID	11
2.4.1. UNIDADES GEOTÉCNICAS E AS SUAS PROPRIEDADES	11
2.4.2. OUTROS ASPETOS GEOTÉCNICOS	15
2.5. EXTENSÃO SUDOESTE: PROLONGAMENTO DA LINHA 9 COMO CASO DE ESTUDO	16
3. O USO DO PLAXIS 3D NA MODELAÇÃO DA SECÇÃO S9L9	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO DA SECÇÃO S9L9	20
3.2.1. GEOMETRIA DO CASO DE ESTUDO	20
3.2.2. A MALHA UTILIZADA	21
3.2.3. CONDIÇÕES DE APOIO	22
3.2.4. CRITÉRIO DE ROTURA DOS MATERIAIS	23
3.2.5. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	24

3.2.6. CARGAS APLICADAS	25
3.2.7. CONTRAÇÃO DO ESCUDO DA TBM.....	27
3.3. FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO E CONSTRUÇÃO DO TÚNEL	27

4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS.....

29

4.1. INTRODUÇÃO.....	29
4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS DO MODELO DO CASO DE ESTUDO	29
4.3. ESTUDO PARAMÉTRICO	36
4.3.1. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA PRESSÃO NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	36
4.3.2. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE DILATÂNCIA	38
4.3.3. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO	39

5. O USO DE INJEÇÕES DE COMPENSAÇÃO NO CASO DE ESTUDO S9L9

41

5.1. INTRODUÇÃO.....	41
5.2. A SUA APLICABILIDADE.....	42
5.3. O PROCESSO DE INJEÇÃO	43
5.4. A MONITORIZAÇÃO DO PROCESSO DE INJEÇÃO	45
5.5. A EXTENSÃO DO METRO DE LISBOA SOB A PARTE ANTIGA DA CIDADE.....	46
5.6. A MODELAÇÃO NUMÉRICA RECORRENDO AO PLAXIS 3D	48
5.6.1. GEOMETRIA UTILIZADA E DIMENSÕES DOS ELEMENTOS.....	49
5.6.2. MALHA UTILIZADA E PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS.....	50
5.6.3. APLICAÇÃO DA VARIAÇÃO DE VOLUME A CADA ELEMENTO	51
5.7. RESULTADOS NUMÉRICOS DA VARIAÇÃO DE VOLUME	52
5.7.1. DESLOCAMENTOS NO MACIÇO DEVIDO ÀS EXTENSÕES VOLUMÉTRICAS	52
5.7.2. COMPORTAMENTO E INFLUÊNCIA DA EXTENSÃO VOLUMÉTRICA NUM ÚNICO BLOCO	57
5.8. APLICAÇÃO DAS INJEÇÕES DE COMPENSAÇÃO AO CASO DE ESTUDO S9L9	59

6. CONCLUSÕES.....

65

6.1. CONCLUSÕES.....	65
6.2. PERSPETIVAS DE INVESTIGAÇÃO FUTURA	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Mapa da rede do Metro de Madrid no ano de 1995 e futuras linhas para 1999 de cor acinzentada	4
Fig. 2.2 – Mapa da rede do Metro de Madrid no ano de 1999.....	5
Fig. 2.3 – Secção transversão de um túnel realizado com o método tradicional de Madrid (Maynar 2000)	7
Fig. 2.4 – Fases de construção de um túnel aplicando o método de Madrid (adaptado de Maynar 2000)	8
Fig. 2.5 – Funcionamento teórico do escudo com confinamento por contrapressão de terras.....	9
Fig. 2.6 – Esquema de tuneladora com escudo com confinamento por contrapressão de terras	10
Fig. 2.7 – Aplicação de tensões de corte. a) sem variação de volume ($\psi = 0$); b) com variação de volume ($\psi \neq 0$)	15
Fig. 2.8 – Representação da extensão total a ser construída da linha 9 de 1995 a 1999 a cor verde	16
Fig. 2.9 – Valores de assentamentos à superfície medidos em campo da secção S9L9 (González 2002)	17
Fig. 2.10 – Representação esquemática do problema associado à S9L9	18
Fig. 3.1 – Geometria definida para a modelação do túnel da secção S9L9	20
Fig. 3.2 – Elemento 3D tetraédrico de 10 nós (PLAXIS 2013)	21
Fig. 3.3 – Malha 3D de elementos finitos utilizada na análise da secção S9L9	21
Fig. 3.4 – Condições de apoio impostas pelo PLAXIS 3D para a geometria da secção S9L9	22
Fig. 3.5 – A ideia básica de um modelo perfeito elástico-plástico (PLAXIS 2013)	23
Fig. 3.6 – Forças de pressão de <i>grouting</i> e de pressão na frente aplicadas no modelo	25
Fig. 3.7 – Evolução das tensões verticais e horizontais em profundidade com as possíveis pressões na frente a aplicar na face do túnel	26
Fig. 3.8 – Aplicação da contração no escudo da TBM	27
Fig. 3.9 – Diferentes partes da simulação da escavação e construção do túnel no modelo.....	28
Fig. 3.10 – Configuração do modelo na fase 24	28
Fig. 4.1 – Deformações 3D do solo e do túnel na secção S9L9 obtidos pelo PLAXIS 3D na fase 24.	30
Fig. 4.2 – Deslocamentos verticais na secção S9L9 após a fase 24 no PLAXIS 3D	30
Fig. 4.3 – Assentamentos à superfície da S9L9 medidos em campo e obtidos pelo PLAXIS 3D	31
Fig. 4.4 – Deslocamentos horizontais da secção S9L9 após a fase 24 no PLAXIS 3D	32
Fig. 4.5 – Deslocamentos horizontais no maciço da secção S9L9 obtidos pelo PLAXIS 3D.....	33
Fig. 4.6 – Assentamentos à superfície da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel.....	34
Fig. 4.7 – Elevações próximas da soleira da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel	34

Fig. 4.8 – Deslocamentos verticais da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel	35
Fig. 4.9 – Assentamentos à superfície da secção S9L9 variando Kpf	37
Fig. 4.10 – Deslocamentos horizontais na frente de escavação (A) $Kpf = 0$ e (B) $Kpf = 1$	37
Fig. 4.11 – Deslocamentos verticais da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel variando Kpf	38
Fig. 4.12 – Assentamentos à superfície da secção S9L9 variando ψ	39
Fig. 4.13 – Assentamentos à superfície da S9L9 obtidos pelo PLAXIS 3D variando $K0$	40
Fig. 5.1 – Aplicação de técnica de <i>grouting</i> (adaptado de Kummerer 2003).....	42
Fig. 5.2 – Tubo à Manchete	43
Fig. 5.3 – Obturador (<i>Packer</i>).....	43
Fig. 5.4 – Etapas da instalação de um TAM e do processo de <i>grouting</i> (adaptado de Harris 2001) ...	44
Fig. 5.5 – Desenvolvimento de uma injeção de fracturação (adaptado de Kummerer 2003)	45
Fig. 5.6 – Instalações típicas e processos de um trabalho de <i>grouting</i> (adaptado de Kummerer 2003)	45
Fig. 5.7 – Áreas de tratamento com injeções de compensação, metro de Lisboa (adaptado de Falk 1997)	46
Fig. 5.8 – Plano de monitorização da área 2, a) vista em planta; b) vista transversal (Falke 1997)	47
Fig. 5.9 – Volume injetado e elevação obtida para o teste na área 2, metro de Lisboa (Falk 1997) ...	47
Fig. 5.10 – Resultados do estudo na área 2 do Metro de Lisboa, secção transversal (Falk 1997).....	48
Fig. 5.11 – Geometria definida para a modelação das injeções de compensação	49
Fig. 5.12 – Dimensões dos blocos retangulares utilizados na modelação das zonas de <i>grouting</i>	49
Fig. 5.13 – Representação do conjunto de blocos a simular a camada de <i>grouting</i> no modelo tridimensional	50
Fig. 5.14 – Malha 3D de elementos finitos utilizada na análise das injeções de compensação	50
Fig. 5.15 - Resultados e comparação da variação de volume de um único elemento	51
Fig. 5.16 – Sentido e aplicação da variação de volume	52
Fig. 5.17 - Sentido e direção da expansão devido à injeção	52
Fig. 5.18 – Deformações 3D no maciço e da camada de <i>grouting</i> do Caso #1 na fase 20	53
Fig. 5.19 – Deslocamentos verticais no maciço após a fase 20 da variação de volume do caso #1... 53	
Fig. 5.20 – Deslocamentos totais da aplicação das injeções de compensação.....	54
Fig. 5.21 – Comparação dos deslocamentos verticais à superfície da expansão isotrópica e anisotrópica para $\varepsilon = 1\%$	55
Fig. 5.22 – Comparação dos deslocamentos horizontais à superfície da expansão isotrópica e anisotrópica para $\varepsilon = 1\%$	55
Fig. 5.23 – Comparação dos deslocamentos verticais à superfície dos vários casos isotrópicos do Quadro 5.2.....	56

Fig. 5.24 – Comparação dos deslocamentos horizontais à superfície dos vários casos Isotrópicos do Quadro 5.2.....	56
Fig. 5.25 – Deslocamentos horizontais na direção <i>X</i> numa única fase (fase 11) do Caso #1	57
Fig. 5.26 – Deslocamentos horizontais na direção <i>Y</i> numa única fase (fase 11) do Caso #1	57
Fig. 5.27 – Deslocamentos horizontais na direção <i>Z</i> numa única fase (fase 11) do Caso #1	58
Fig. 5.28 – Deslocamentos absolutos de uma única fase (fase 11) do Caso #1.....	58
Fig. 5.29 – Geometria definida para a modelação do túnel da secção S9L9 com aplicação das injeções de compensação	59
Fig. 5.30 – Malha 3D de elementos finitos utilizada na análise da aplicação das injeções de compensação no caso de estudo S9L9	60
Fig. 5.31 – Deformações do solo e do túnel na fase 24 da secção S9L9 com aplicação das injeções de compensação	61
Fig. 5.32 – Deslocamentos verticais da S9L9 após a fase 24 no PLAXIS 3D simulando as injeções de compensação	61
Fig. 5.33 – Assentamentos à superfície obtidos pelo PLAXIS 3D aplicando as injeções de compensação	62
Fig. 5.34 – Deslocamentos verticais à superfície da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel aplicando as injeções de compensação	63
Fig. 5.35 – Deslocamentos verticais no maciço da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel aplicando as injeções de compensação	64

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Diferentes denominações conforme a percentagem de finos (Díez Rubio 2010)	11
Quadro 2.2 – Terrenos presentes no Município de Madrid (González 2002).....	12
Quadro 2.3 – Parâmetros geotécnicos definidos para o projeto da rede de Metro de Madrid de 1995 (Ortiz 2000).....	14
Quadro 2.4 – Valores típicos para o ângulo de dilatância (Vermeer e De Borst 1984).....	15
Quadro 2.5 – Valores dos parâmetros geotécnicos do solo de Madrid utilizados por González (2002)	17
Quadro 2.6 – Valores dos parâmetros geotécnicos do solo adotados para a S9L9	18
Quadro 3.1 – Propriedades do material a representar o escudo da TBM (PLAXIS 2013)	24
Quadro 3.2 – Propriedades do material a representar o revestimento do túnel (PLAXIS 2013).....	24
Quadro 4.1 – Valores das pressões na frente utilizadas no modelo consoante o valor de Kpf	36
Quadro 5.1 – Valores de extensão nas 3 direções dos 6 casos estudados	51

SÍMBOLOS

Notações latinas

c' – Coesão

C – Contração

C_{ref} – Contração de referência no PLAXIS 3D

$C_{inc,axial}$ – Incremento de contração axial no PLAXIS 3D

d – Espessura do escudo da tuneladora

E – Módulo de deformabilidade

G – Módulo de distorção

K – Coeficiente de impulso

K_0 – Coeficiente de impulso de repouso

K_{pf} – Coeficiente de pressão de frente

R_{inter} – Fator de redução de resistência da interface no PLAXIS 3D

u_x, u_y, u_z – Deslocamentos segundo as direções x , y e z respetivamente

$x_{min}, x_{máx}$ – Fronteira mínima e máxima respetivamente na direção x no PLAXIS 3D

$y_{min}, y_{máx}$ – Fronteira mínima e máxima respetivamente na direção y no PLAXIS 3D

Notações gregas

γ – Peso volúmico

ε – Extensão volumétrica

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – Extensões volumétricas segundo as direções x , y e z respetivamente

ν – Coeficiente de Poisson

σ_v – Tensão total vertical

σ_{v_0} – Tensão total vertical de repouso

σ_h – Tensão total horizontal

σ_{h_0} – Tensão total horizontal de repouso

σ_f – Pressão a aplicar na frente do túnel durante a escavação

ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z – Rotações segundo as direções x , y e z respetivamente no PLAXIS 3D

φ – Ângulo de atrito

ψ – Ângulo de dilatância

ACRÓNIMOS

EPB – *Earth Pressure Balanced*

MC – Modelo de Mohr-Coulomb

NATM – *New Austrian Tunnelling Method*

S9L9 – Secção 9 da Linha 9 da extensão da rede de Metro de Madrid no período 1995 a 1999

TBM – *Tunnel Boring Machine*

TAM – *Tubes À Manchettes*

ABREVIATURAS

Fig. – Figura

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Há uma necessidade crescente de novas infraestruturas à medida que as áreas urbanas continuam a crescer tanto em população como em área geográfica. O melhoramento das infraestruturas urbanas, especialmente o desenvolvimento do transporte público, por vezes, só pode ser feito por meio de túneis devido à falta de espaço disponível na superfície. No entanto, deve-se ter em consideração as perturbações que possam ser produzidas pelas atividades de escavação, tomando as medidas necessárias para proteger todas as infraestruturas existentes adjacentes.

Durante o processo de escavação há deformações e mudanças do estado de tensão no maciço, que podem levar a deformação de solo geralmente referidos como “perda de terreno” (Pinto e Whittle 2013). Estas deformações resultam de movimentos horizontais e verticais induzindo a assentamentos na superfície, que podem danificar as infraestruturas adjacentes dentro da área de influência (Mair et al. 1996). No entanto, a partir de um certo valor de assentamento há danos nos edifícios de acordo com o seu tipo estrutural (Bjerrum 1963), e por esta razão, a determinação dos assentamentos à superfície devido a escavações, torna-se num dos elementos mais importantes do dimensionamento de túneis.

Medidas de proteção, tais como as injeções de compensação são agora muitas vezes aplicadas de forma a minimizar o impacto das atividades de escavação próximas de infraestruturas existentes (Franzius 2009). No processo de compensação há a injeção de uma argamassa altamente viscosa no solo originando deslocamentos adjacentes ao ponto de injeção (Kummerer 2003). Este processo causa o afastamento do solo do ponto de injeção por expansão, quer compensado o movimento num sentido oposto ou causando a acumulação do movimento na direção da expansão (Essler, Drooff, e Falk 2000). Por esta razão, as injeções de compensação podem ser uma solução interessante para resolver os problemas de assentamentos, sendo o seu dimensionamento incluído num projeto de um túnel. Os métodos numéricos são frequentemente utilizados para este propósito.

Na análise de túneis os métodos numéricos são mais frequentemente utilizados na prática devido a várias razões relacionadas com características complexas de uma escavação (Gioda e Swoboda 1999). Uma das mais importantes é a forte influência da escavação, e os seus processos de construção, sobre a distribuição das tensões no maciço que envolve a abertura da escavação e na sua estrutura de suporte. Soluções analíticas ou os métodos de aproximação padrão, na maioria dos casos, não permitem considerar esta situação com suficiente precisão (Gioda e Swoboda 1999). Contudo recorrendo a uma análise numérica é possível simular as etapas de construção com um certo grau de precisão.

Ainda, certos aspetos da escavação de um túnel dada a sua natureza complexa, como a forma da abertura, presença de descontinuidades em maciços rochosos de camadas não-homogéneas ou não-isotrópicas etc., podem ser representados numa análise numérica.

Finalmente, com estes métodos é possível resolver problemas caracterizados por uma distribuição de tensão inicial não-homogénea e não-linear e dependentes do tempo. E por esta razão, esta tese consistirá em uma análise numérica, recorrendo ao PLAXIS 3D, de assentamentos devido à construção de um túnel e a injeções de compensação.

1.2. OBJETIVOS

A modelação da escavação e construção de um túnel em ambiente urbano, com a aplicação de injeções de compensação de modo a reduzir os assentamentos à superfície, e análise do comportamento do solo são os principais objetivos desta dissertação.

Esta modelação será realizada por meios de uma análise tridimensional com recurso a um programa de elementos finitos, o PLAXIS 3D. Os resultados desta modelação serão posteriormente comparados com os resultados reais de um caso de construção de um túnel da extensão da rede do Metro de Madrid.

Certos parâmetros do solo entre outros que condicionam o comportamento de toda a estrutura e do solo face à construção do túnel são selecionados para se estudar posteriormente a sua influência nos resultados numéricos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A estrutura do trabalho desenvolve-se em seis capítulos, dos quais o primeiro é a presente introdução onde se pretende fazer um enquadramento geral do tema a desenvolver e onde são referidos os objetivos a atingir.

No segundo capítulo apresenta-se a descrição de um caso de obra e define-se o caso de estudo.

Posteriormente no terceiro capítulo está presente a introdução ao programa de elementos finitos utilizado para modelação do problema mais a definição das propriedades do solo e estruturas, geometrias do problema etc.

De seguida no quarto capítulo apresenta-se os resultados numéricos obtidos com a análise dos assentamentos influenciada pela escavação e construção do túnel. Neste mesmo capítulo temos ainda presente um estudo paramétrico.

No quinto capítulo introduz-se uma de técnica para atenuar os assentamentos obtidos à superfície, as injeções de compensação. Neste capítulo é feita a modelação do processo de injeção e posterior análise do comportamento do solo e estruturas adjacentes face à injeção de calda de solo.

Por último, uma conclusão do presente trabalho e perspectivas de investigação futura.

2

A AMPLIAÇÃO DA REDE DE METRO DE MADRID COMO CASO DE ESTUDO

2.1. INTRODUÇÃO

Madrid é uma das regiões mais modernas e dinâmicas de Espanha, no que se manifestou num aumento da sua população e uma redistribuição desta desde do centro da cidade até às zonas periféricas. O crescimento da população e da oferta de empregos na área metropolitana de Madrid implicou o aumento da mobilidade e da sua complexidade (Neira et al. 2013).

Em 1995, dada a necessidade crescente de novas infraestruturas na área dos transportes, foi realizado um investimento no transporte público, justificando-se pela sua maior procura, eficiência e pela necessidade de se reduzir o congestionamento e poluição na cidade devido ao uso excessivo do automóvel privado. Neste ano, o Governo Regional de Madrid através das suas empresas públicas¹ iniciou a primeira fase de um plano de 4 anos para a ampliação da rede subterrânea do Metro de Madrid. Esta expansão, durante o período de 1995-1999, focou-se na ampliação da rede de Metro para os municípios que rodeiam a capital, construindo-se 56 km de novos túneis e 38 novas estações. Desde então, foram construídos mais de 200 km de novas linhas, que já se encontram em uso (Díez Rubio 2010). Os métodos construtivos utilizados nas diversas ampliações da rede de Metro de Madrid, no período de tempo acima referido, foram essencialmente três:

- Construção com tuneladora (TBM – *Tunnel Boring Machine*);
- Método tradicional de Madrid (também denominado por Método Belga);
- Método de construção a céu aberto (*cut-and-cover*)

Segundo Gonzalez e Sagaseta (2001) 64% do comprimento total dos novos túneis foi realizado com recurso a EPB's (*Earth Pressure Balance*). Foi durante este período de tempo que Espanha experimentou o auge do seu desenvolvimento na construção de túneis, com recurso a estas máquinas e quando os projetos espanhóis passaram a incorporar sistematicamente todas as melhorias desta tecnologia. Quase toda a nova extensão da rede de "Metro" foi projetada utilizando túneis superficiais².

A maior parte da área urbana de Madrid está situada em depósitos terciários cobertos por uma camada de sedimentos do quaternário, associados ao rio Manzanares e aos seus afluentes. Todos os materiais terciários são bastantes duros e fortemente sobreconsolidados (Gonzalez e Sagaseta 2001).

¹ Inicialmente denominadas por ARPEGIO e posteriormente MINTRA (esta última dissolvida no final do ano 2011).

² Túneis cuja profundidade encontra-se entre 10 a 50 metros a partir da superfície.

2.2. AMPLIAÇÃO DA REDE DE METRO NO PERÍODO DE 1995 A 1999

Até ao ano de 1995 a rede de Metro de Madrid tinha aproximadamente 120 km e 164 estações (Fig. 2.1). De forma a superar o problema do défice da procura e oferta de transporte público, ou de pelo menos atenuar, planeou-se a expansão do Metro de Madrid durante o período de 1995 a 1999, que supunha a construção de 58 km de novas linhas e 38 novas estações. Com este plano, a rede de Metro em Madrid teria (em 1999) um total de 176 km de comprimento, sendo assim a oitava maior rede de metro do mundo naquele período.

Os principais objetivos deste plano de foram:

- Prolongar as linhas já existentes a zonas periféricas para responder à procura de transporte público gerada pelo aumento da população destas zonas;
- Melhorar e consolidar a rede já existente.

O primeiro objetivo foi realizado com a criação das seguintes novas linhas:

- Extensão da Linha 1 até Villa de Vallecas;
- Extensão da Linha 4 desde de Esperanza até Mar de Cristal;
- Desenvolvimento da Linha 7 desde Avenida de América até Pitis;
- Prolongação da Linha 9 de Pavones a Valdebernado e Vilcálvaro, e posteriormente de Vilcálvaro a Arganda del Rey (sendo esta última a primeira linha a sair do município de Madrid);
- Nova Linha 8 desde Mar de Cristal a Recintos FERIALES, Aeroporto e Barajas;
- Nova Linha 11 desde Plaza Elíptica a Pan Bendito.

O segundo objetivo atingiu-se com a conexão das Linhas 8 (antiga) e 10, entre as estações Nuevos Ministerios e Alonso Martinez, criando-se assim a nova Linha 10 que se torna no grande eixo Noroeste. Na Fig. 2.2 encontra-se representada a rede do Metro de Madrid no final do ano de 1999.



Fig. 2.1 – Mapa da rede do Metro de Madrid no ano de 1995 e futuras linhas para 1999 de cor acinzentada



Fig. 2.2 – Mapa da rede do Metro de Madrid no ano de 1999

A gestão e os métodos construtivos adotados para este grande plano de 4 anos foram adequados já que todas as obras foram terminadas com sucesso dentro dos prazos previstos (Díez Rubio 2010).

2.3. OS MÉTODOS CONSTRUTIVOS UTILIZADOS NO PROJETO DE AMPLIAÇÃO

Para a seleção dos métodos construtivos a utilizar na ampliação da rede de Metro de Madrid, a equipa técnica responsável estudou os métodos construtivos possíveis de se aplicar, e os resultados desses métodos obtidos em outras extensões de rede de metro de diferentes países.

Segundo Díez Rubio (2010) a principal variante que se considerou para esta seleção foi a segurança, tanto no interior do túnel para os trabalhadores, como à superfície para os edifícios, vias de comunicação e outros serviços e equipamentos. Também se considerou que a frente de escavação aberta no túnel em toda a escavação fosse a menor possível.

Os possíveis métodos que se podiam utilizar nos terrenos da área de Madrid, para a construção das infraestruturas das novas linhas de metro eram:

- Túnel escavado sequencialmente recorrendo-se ao Método Tradicional de Madrid (variante do Método Belga);
- Novo Método Austríaco (NATM);
- Método Alemão, para túneis de grandes secções utilizado geralmente para a construção de estações subterrâneas;
- Pré-corte mecânico³;
- Escavação com recurso a tuneladoras EPB (em modo aberto ou fechado);
- Construção a céu aberto (*cut-and-cover*).

Tendo em consideração que a segurança era a principal prioridade no projeto de ampliação foram escolhidos os seguintes métodos para a construção das novas linhas e estações:

- Escavação sequencial recorrendo-se ao Método Tradicional de Madrid ou Método Alemão (este último para a construção de cavernas ou estações);
- Utilização de tuneladoras de pressão de terras (EPB);
- Construção a céu aberto (*cut-and-cover*).

Pelo contrário não se utilizaram os métodos construtivos que implicavam ter uma secção de frente de grande superfície sem assegurar a sua estabilidade, como por exemplo:

- Novo Método Austríaco (NATM);
- Pré-corte mecânico.

Um problema típico dos solos de Madrid é o súbito aparecimento de bolsas arenosas com água a pressões altas ou baixas, sendo este tipo de problema a causa de um único acidente registado. Estas bolsas nem sempre são detetadas pelas sondagens de campo durante a execução do projeto devido ao seu pequeno tamanho. No entanto, o seu aparecimento com uma frente aberta de secção completa, estando-se a utilizar o Método Austríaco ou o Pré-corte mecânico, pode ser catastrófico.

2.3.1. MÉTODO TRADICIONAL DE MADRID (MÉTODO BELGA)

Quando não foi possível utilizar as tuneladoras EPB recorreu-se ao Método Tradicional de Madrid, também denominado por Método Belga. O método tradicional de Madrid foi utilizado pela primeira vez em 1917 e pelo menos 84 km de metro foram construídos utilizando este método. A secção tipo está representada na Fig. 2.3.

Este método consiste na escavação do túnel por partes, evitando assim grandes instabilidades na frente e colapso do mesmo. Com a escavação de pequenas secções é possível solucionar qualquer problema de instabilidade que apareça na frente. Este método pode-se aplicar a túneis com um vão máximo de 8 metros mais 3 de ambos os hasteais, ou seja 11 metros. Túneis com dimensões superiores às anteriores levariam à realização de escavações muito grandes no avanço e de maior superfície de frente aberta, aumentando assim o risco de instabilidade.

³ Esta técnica consiste em efetuar mecanicamente um corte ligeiro na abóbada do túnel. A cavidade de reduzida espessura formada pelo corte deve ser posteriormente tapada com betão projetado (Gomes 2008).

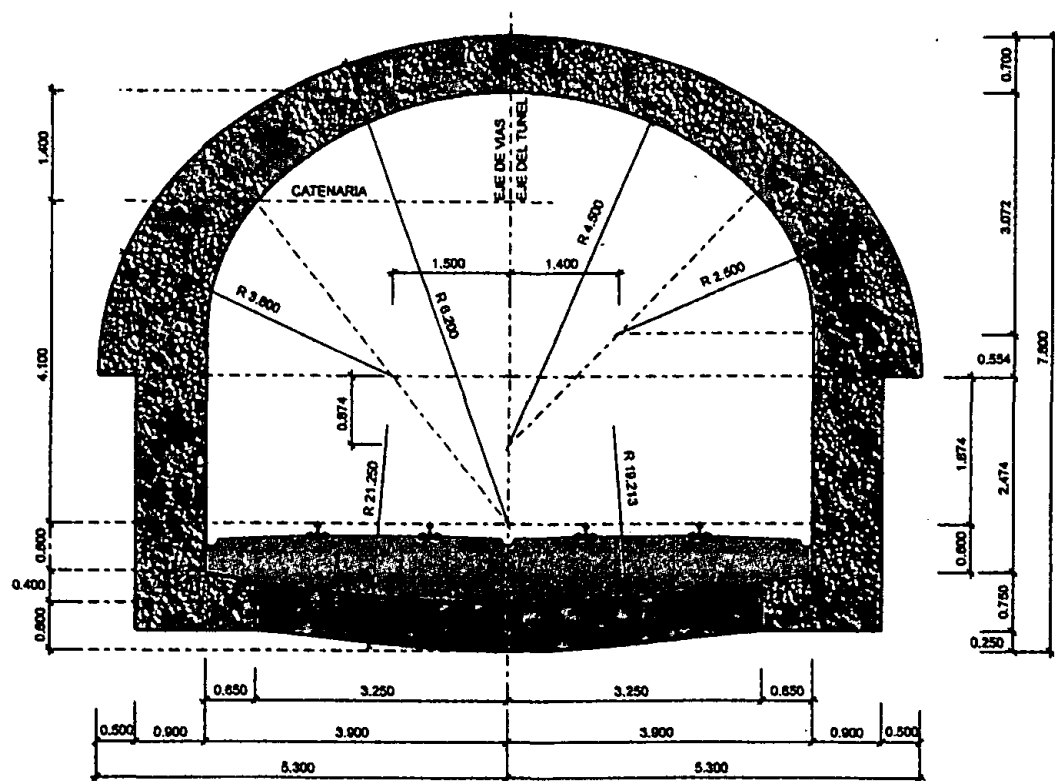


Fig. 2.3 – Secção transversão de um túnel realizado com o método tradicional de Madrid (Maynar 2000)

Os problemas mais graves de instabilidade são aqueles em que há falta de estabilidade na frente. A estabilidade da frente foi fundamental, desde do princípio, para a seleção dos métodos construtivos das novas linhas e estações da rede de metro de Madrid. De um ponto de vista geotécnico este método clássico nunca apresenta uma frente aberta de grandes dimensões apresentando melhores condições de estabilidade.

O grande inconveniente deste método de construção é o seu baixo rendimento. Outro inconveniente é o facto de este método ser menos seguro do que uma tuneladora. Deve-se portanto ter em consideração mais medidas de segurança.

A execução da construção de um túnel recorrendo-se a este método, realiza-se segundo quatro etapas consecutivas pela seguinte ordem:

1. Escavação na abóbada;
2. Escavação da parte central;
3. Escavação dos hasteais;
4. Execução da soleira.

Estas etapas referentes às fases de construção de um túnel aplicando o método tradicional de Madrid encontram-se representadas na Fig. 2.4.

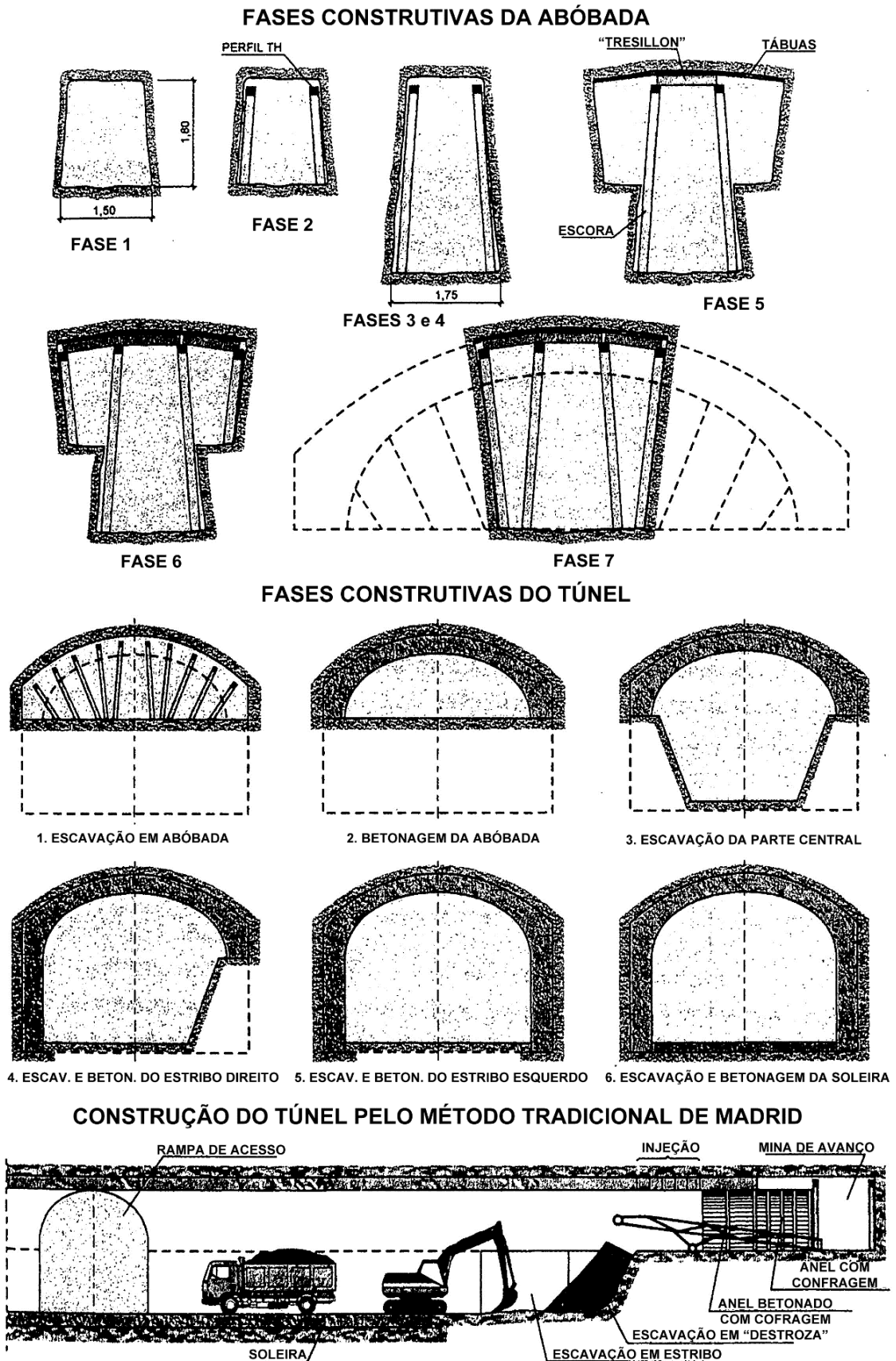


Fig. 2.4 – Fases de construção de um túnel aplicando o método de Madrid (adaptado de Maynar 2000)

2.3.2. UTILIZAÇÃO DE TUNELADORAS

As tuneladoras, também conhecidas por TBM (Tunnel Boring Machines) são máquinas utilizadas na escavação e construção de túneis com secção transversal circular. As TBMs estão preparadas para diferentes condições geológicas significando, por exemplo, que o tipo de suporte requerido na frente e o processo de escavação, bem como outros requisitos técnicos, podem ser solucionados por diferentes formas. Devido ao seu elevado custo, esta técnica deve ser utilizada em túneis com uma extensão superior a 1000 m de forma a ter viabilidade económica.

A construção do túnel recorrendo a estas máquinas é mecanizada e é uma técnica que consiste em efetuar a escavação com um escudo perfurador⁴. Este pode ter uma frente aberta ou fechada de forma a evitar o colapso do maciço até à colocação do suporte. Atrás da frente de escavação, ainda dentro do escudo, é montado o revestimento do túnel constituído por aduelas pré-fabricadas de betão que se encaixam umas nas outras. Devido à diferença de diâmetros entre a face de escavação e o suporte exterior⁵ é gerado um vazio atrás do escudo durante o avanço da tuneladora. Estes vazios originam assentamentos à superfície, sendo por vezes necessário recorrer a medidas preventivas, de forma a atenuar estes deslocamentos protegendo assim as estruturas adjacentes (Gomes 2008).

Como mencionado anteriormente, a frente de escavação pode ser aberta ou fechada consoante as condições do maciço. Utiliza-se o método de escudo aberto quando os fluxos de água são quase inexistentes e quando a frente de escavação não precisa de suporte sendo o terreno bastante consistente para se auto suportar. Na situação de escudo fechado, o fato de se verificarem instabilidades no maciço é necessário recorrer a técnicas de confinamento com ar comprimido, mecânico, líquido ou por contra pressão de terras.

A técnica de escudo fechado por contra pressão de terras foi utilizada na expansão do Metro de Madrid e consiste, essencialmente, em utilizar o solo escavado como elemento estabilizador da frente de escavação. Este solo que se encontra sob pressão na frente é colocado na câmara que se encontra atrás do escudo cortante (Fig. 2.5). À medida que o avanço da tuneladora é realizado com recurso a macacos hidráulicos, a cabeça de corte vai escavando o solo que, após a passagem pela câmara, é encaminhado através de um parafuso sem-fim e de um tapete transportador para a parte traseira da tuneladora (Fig. 2.6). Este parafuso contém um dispositivo mecânico que regula o volume de massa extraída, bem como a pressão aplicada na frente de escavação (Gomes 2008).

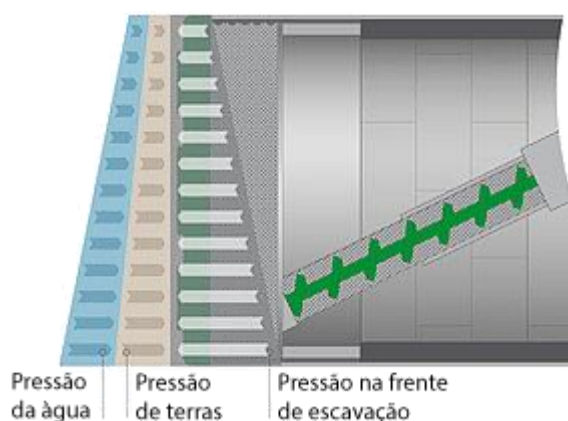
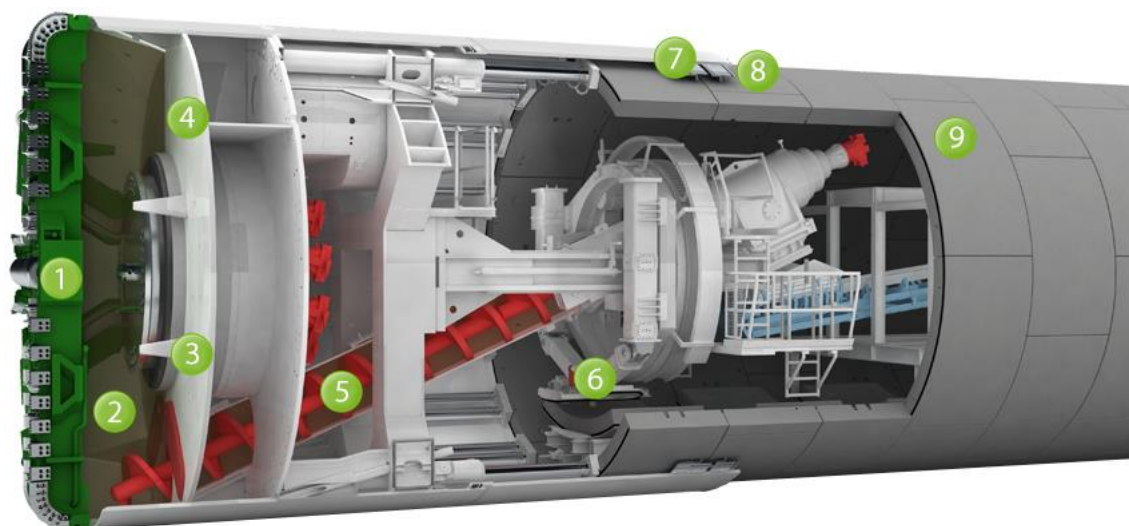


Fig. 2.5 – Funcionamento teórico do escudo com confinamento por contrapressão de terras

⁴ Equipamento mecânico metálico de forma cilíndrica com bordos cortantes (Gomes 2008).

⁵ Originada pela espessura da cauda do escudo e pela folga interior que existe entre os anéis de forma a facilitar a colocação destes e a possibilitar a correção do alinhamento.



- | | | |
|-------------------------|--------------------------|---|
| 1 - Roda de corte | 4 - Sensor de pressão | 7 - Escudo da tuneladora |
| 2 - Câmara de escavação | 5 - Sem-fim de extracção | 8 - Lacuna entre o escudo e o revestimento do túnel |
| 3 - Braços de mistura | 6 - Montagem de aduelas | 9 - Revestimento do túnel constituído por aduelas |

Fig. 2.6 – Esquema de tuneladora com escudo com confinamento por contrapressão de terras

Aquando da execução deste processo em solos não plásticos como seixos e areias, podem ser injetados aditivos, como por exemplo lamas densas, que se misturam com os materiais escavados, formando uma pasta impermeável na frente de escavação, evitando assim assentamentos e garantindo uma maior consistência e homogeneidade do terreno.

2.3.3. CONSTRUÇÃO A CÉU ABERTO (CUT-AND-COVER)

Quase todas as estações do Metro de Madrid foram projetadas de modo a que a sua localização permitisse a construção da cobertura recorrendo-se ao método de construção a céu aberto, também conhecido por *cut-and-cover* (Maynar 2000). Isto porque este método construtivo é somente aplicado quando não há interferência com o sistema viário, ou quando é possível desviar o tráfego sem causar grande incómodo.

Este método construtivo pode ser utilizado nas diversas condições geotécnicas e geológicas e consiste em abrir valas de grandes dimensões recorrendo-se a paredes de contenção lateral, escoras ou pela execução de taludes. Se necessário é feito o rebaixamento do nível freático, passando-se depois para a execução do suporte definitivo e posteriormente a realização de um aterro sobre o suporte definitivo.

O tipo de terrenos é pouco relevante para a execução deste método não sendo também necessária a mão-de-obra especializada. Este método permite a execução do túnel com pequenos recobrimentos de terreno e oferece uma maior segurança aos operários na frente de trabalho.

No entanto, como inconvenientes é necessário o rebaixamento do nível freático (se aplicável) e de serviços afetados. Também pode ter uma incidência clara sobre árvores, elementos arquitetónicos históricos, etc. sendo também um maior incómodo para a população.

2.4. DESCRIÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DOS SOLOS DE MADRID

O comportamento do terreno aquando a construção de uma obra subterrânea depende diretamente de fatores litológicos, hidrogeológicos, geomorfológicos e geotécnicos. Tais fatores estão interrelacionados e dão lugar a comportamentos muito diferentes do terreno, e portanto, a problemas de diferentes metodologias de resolução (Ortiz 2000).

A amplificação da rede do Metro de Madrid, a partir de 1995, supôs a realização de um amplo número de sondagens de forma a se conhecer as condições geotécnicas, a analisar riscos de subsidência do solo, definir os tratamentos do terreno, investigar zonas problemáticas etc.

Os terrenos de Madrid afetados por estas obras são solos do período Quaternário e Miocénico. A geologia desta área varia entre areias de grãos grosseiros, com teor de argila crescente em profundidade, a rochas argilosas e ocasionalmente, estratos de rochas calcárias ou siliciosas. O substrato inferior é composto por rocha de gesso presente em deformações maciças a grande profundidade. Estas formações de gesso são alternadas com camadas de marga, ou solos com altos teores de gesso nas áreas do sul e sudeste das linhas de metro urbanas (González 2002).

2.4.1. UNIDADES GEOTÉCNICAS E AS SUAS PROPRIEDADES

Segundo Ortiz (2000) há uma prática estabelecida que consiste em denominar aos diferentes materiais uma terminologia tradicional que inclui os seguintes termos:

- “*arenas de miga*”, uma areia argilosa, com ligações argilosas entre as partículas de areia;
- “*toscos*”, uma argila arenosa dura;
- “*peñuelas*” e as suas combinações que consistem em uma argila margosa dura.

Esta terminologia é frequentemente criticada, segundo uma perspetiva estritamente geológica, porque agrupa formações com um significado litológico diferente sobre o ponto de vista cronostratigráfico. As unidades crono estratigráficas são divisões dos grupos de rochas utilizadas na geologia histórica, que servem de material base para formar a escala do tempo geológico. No entanto, na presente descrição mantém-se a terminologia tradicional por razões práticas. As denominações ajustam-se à percentagem de finos existentes no material conforme representado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Diferentes denominações conforme a percentagem de finos (Díez Rubio 2010)

Denominação	% Finos (< 0,06 mm)
Arena de miga	< 25
Arena tosqueira	25 - 40
Tosco arenoso	40 - 60
Tosco	60 - 80
Peñuela	> 80

Com exceção dos níveis mais superficiais (depósitos do quaternário), os solos de Madrid apresentam um excelente comportamento tensão-deformação, destacando-se também, a elevada resistência que apresentam para todos os níveis mais argilosos vulgarmente denominados por “tosquizes” ou “peñuelas” com elevado grau de consolidação.

Nos parágrafos que se seguem são referidos valores para diferentes propriedades geotécnicas dos solos de Madrid, deduzidos a partir dos inúmeros testes de sondagem para o projeto de ampliação da rede de

Metro de Madrid. As unidades geotécnicas frequentemente identificadas no município de Madrid estão identificadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Terrenos presentes no Município de Madrid (González 2002)

Idade geológica	Tipo de terreno	
	Denominación espanhola	Denominación portuguesa
Cuaternário	Rellenos antrópicos	Aterros antrópicos
	Aluviales	Aluviões
Terciário	Arena de miga	Areia de miga
	Arena tosquiza	Areia argilosa
	Tosco arenoso	Argila arenosa
	Tosco	Argila arenosa dura
	Peñuela	Marga argilosa dura

Aterros antrópicos – “Rellenos antrópicos”

Esta unidade é maioritariamente constituída por materiais artificiais, provenientes principalmente de atividades construtivas (aterros, terraplanagens, etc.) e, em menor escala, de atividades industriais (resíduos industriais) e de atividades biológico-urbanas (resíduos sólidos urbanos).

A natureza deste tipo de materiais é muito heterogénea, podendo variar de diversos detritos e lixo a escombros de antigas obras, dificilmente distinguíveis do seu próprio substrato litológico e cuja única forma de diferenciação passa pela análise do estado de compactidade destes materiais. Pode-se dizer que materiais com $N_{SPT} < 20$ podem corresponder a aterros.

Segundo Ortiz (2000) na síntese efetuada pelo Município de Madrid, estimou-se que o volume deste tipo de material rondava os 350 milhões m^3 , ocupando uma extensão de 68 km^2 e que representava 11% da superfície do município. As características geotécnicas desta unidade são de difícil determinação, dada a forte heterogeneidade que estes materiais apresentam quanto à sua origem, compactidade, etc. No entanto, destacam-se duas características geotécnicas importantes destes materiais:

- A deformabilidade extremamente alta que estes materiais apresentam (em geral, superior a 3% da espessura) devido à baixa compactidade e frequente presença de argilas com elevado teor em água;
- A possibilidade destes materiais apresentar um alto nível de agressividade ao betão convencional, como consequência dos diversos elementos químicos provenientes de resíduos industriais.

Também há que referenciar a alta permeabilidade destes materiais e a sua elevada tendência para colapsar em serem saturados. A elevada deformabilidade destes materiais afeta a sua capacidade de suporte, restringido o seu uso ao nível das fundações de edifícios. Em edifícios construídos com recurso a estes materiais é frequente o aparecimento de patologias ligadas a defeitos das fundações, sendo também destacado os efeitos negativos na estabilidade das infraestruturas.

Aluviões – “Aluviales”

Há uma ampla quantidade de depósitos aluvionares no município de Madrid, destacando-se essencialmente os sedimentos relacionados com a dinâmica fluvial, associada a riachos e rios. Em geral, os depósitos aluvionares são constituídos por materiais argilosos ou arenosos, com presença de cascalhos nos solos em redor dos rios Jarama e Manzanares. No entanto, estes materiais possuem características geotécnicas muito variadas.

Areia de miga – “Arena de miga”

Esta unidade geotécnica ocupa a maior parte do centro urbano antigo e corresponde à segunda maior unidade geotécnica em termos de extensão, representando 30% da superfície do município. Trata-se de uma unidade constituída predominantemente por areias de natureza quartzo-feldspática ou de arcose⁶.

Este material de granulometria maioritariamente arenosa tem um conteúdo em finos inferior a 25% e os seus minerais mais abundantes são o quartzo (40 a 60%) e o feldspato (aproximadamente 25%). A sua compacidade é em geral densa ou muito densa, mas a profundidades menores a compacidade pode reduzir-se a mediamente densa devido aos fenómenos de alteração superficial e descompressão.

Esta unidade geotécnica também se encontra em zonas mais distantes como paleocanais⁷ e em mudança de fácies⁸ laterais com níveis mais argilosos. O teor de sulfato neste material é insignificante e não tem nenhuma agressividade contra o betão. A permeabilidade da “arena de miga” pode-se dizer que é média, no entanto, menor do que seria esperado em materiais com reduzido número de finos devido à sua elevada compacidade.

A resistência à penetração normal é bastante variável e crescente com a profundidade. Na superfície é pouco comum ter-se valores inferiores a $N_{SPT} = 25$ podendo esperar-se valores superiores a $N_{SPT} = 40$ a partir dos 15 m de profundidade.

Areia argilosa e Argila arenosa – “Arena tosquiza” e “Tosco arenoso”

A areia argilosa dura é um material de natureza arenosa, com um conteúdo variável de finos entre 25 e 40%. A sua compacidade varia de mediamente densa, em níveis superficiais, a densa ou muito densa em níveis mais profundos. O teor em sulfato neste material é também desprezável e a permeabilidade é relativamente baixa tendo em conta a sua grande percentagem de finos e compacidade.

Quanto à argila arenosa este tipo de material tem uma percentagem em finos de 40 a 60% podendo, tanto pertencer ao grupo dos materiais granulares como aos dos solos finos. A sua compacidade é maioritariamente densa, ou em caso de ser do tipo coesivo, a sua resistência é geralmente muito rígida ou dura. A sua permeabilidade é baixa e não apresenta um teor em sulfato considerável, embora este seja mais alto do que nos outros materiais mais arenosos.

Estas duas unidades geotécnicas são solos de transição correspondentes às mudanças verticais ou laterais numa fase da sedimentação em que houve o aumento do número de finos. Estas formações são bastante competentes e as suas propriedades geotécnicas são um intermédio das propriedades da “arena de miga” e das de “tosco”.

⁶ É uma rocha sedimentar detrítica, um arenito com um teor superior a 25% de feldspato (Folk 1980).

⁷ O que restou de um rio inativo ou outro fluxo, posteriormente preenchido por depósitos sedimentares mais jovens.

⁸ Na geologia, fácies é o conjunto de rochas com determinadas características específicas (Reading 1986).

Argila arenosa dura – “Tosco”

A percentagem de finos deste tipo de material é superior a 60%. Nos casos em que esta percentagem supera os 85%, este material passa-se a designar-se por “tosco arcilloso”. Esta unidade ocupa a maior extensão do município sendo o seu valor cerca de 44% da extensão total. O seu limite de liquidez normalmente não deverá exceder os 40% exceto nas camadas plásticas onde pode chegar aos 50%. A cor desta unidade geotécnica é geralmente castanha e a sua consistência é muito rígida nas zonas mais superficiais passando a dura em zonas mais profundas. Não apresenta um teor em sulfato considerável exceto nas camadas mais plásticas onde pode apresentar uma fraca agressividade ao betão em certos casos isolados.

Marga argilosa dura – “Peñuela”

Esta unidade está localizada na margem centro sul e leste do município aparecendo por debaixo das camadas de “tosco”. É constituída por um conjunto litológico de xistos ou argilas fortemente litificadas por sobre consolidação. Este material é uma argila muito plástica em que o limite de liquidez está habitualmente dentro do intervalo de 50 a 90%.

Segundo Ortiz (2000) a variabilidade observada nos parâmetros geotécnicos dos distintos solos de Madrid gera uma certa confusão quando se comparam projetos geotécnicos de vários consultores deixando uma incerteza quanto à economia e segurança dos projetos de obras. Isto levou a que a Direção de Ampliação do Metro de Madrid estabelecesse valores característicos para os diversos parâmetros geotécnicos a serem considerados nos futuros projetos. Tais valores se consideram suficientemente conservadores para evitar situações de risco, e por outro lado, estão de acordo com aqueles observados na prática. No Quadro 2.3 estão presentes os parâmetros definidos por Ortiz (2000) propostos e considerados nos projetos de ampliação do Metro de Madrid.

Quadro 2.3 – Parâmetros geotécnicos definidos para o projeto da rede de Metro de Madrid de 1995 (Ortiz 2000)

Idade geológica	Unidade geotécnica	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	ν
Quaternário	Rellenos antrópicos	17,7	0	28	5 - 10	0,35
	Aluviales	19,6	0	32	10 - 15	0,32
Terciário	Arena de miga	19,6	5 - 10	35	55 - 75	0,30
	Arena tosquiza	20,1	10 - 15	33	80 - 100	0,30
	Tosco arenoso	20,4	20 - 25	32,5	130	0,30
	Tosco	20,6	30 - 40	30	150 - 180	0,30
	Peñuela	19,6	50 - 60	28	250	0,28

2.4.2. OUTROS ASPETOS GEOTÉCNICOS

Uma das principais incógnitas da caracterização geotécnica dos solos de Madrid é o valor de K_0 , o coeficiente de impulso em repouso, ou seja, a relação entre a tensão efetiva vertical (σ_z) e horizontal (σ_h) instaladas no maciço em estado de repouso. Em materiais normalmente consolidados este coeficiente é inferior à unidade, mas em solos sobreconsolidados pode ser igual a 2 ou superior (Ortiz 2000). O seu valor depende da história tectónica do estrato e de outros fatores muito diversos, como por exemplo a cimentação, diagénese, expansividade, etc. Em ensaios realizados nos anos 60, em algumas secções do Metro de Madrid, foram detetados impulsos horizontais apreciáveis, indicativos de altos valores de K_0 . Segundo Ortiz (2000) o CEDEX⁹ no ano 2000 realizou ensaios com o pressiómetro autoperfurador em “tosco” obtendo valores de K_0 compreendidos entre 2 e 2,5. Na expansão do Metro de Madrid foram adotados valores de K_0 compreendidos entre 0,4 e 1,8, correspondendo os valores mais baixos deste intervalo a “rellenos antrópicos”, “aluviales” e “arenas de miga”, e os valores mais altos a “toscos” e “peñuelas” (Ortiz 2000).

Outra das principais incógnitas é o valor do ângulo de dilatância (ψ). Este parâmetro é requerido para a modelação de incrementos de deformação volumétrica plástica (dilatância). A dilatância consiste na variação de volume induzida pela aplicação de tensões de corte, e a sua existência traduz-se pelo desenvolvimento de deslocamentos normais ao plano de corte (Matos Fernandes 2006). O caso $\psi = 0$ consiste na preservação do volume quando solicitado por tensões de corte (caso A da Fig. 2.7). As argilas (independentemente dos estratos sobreconsolidados) são caracterizadas por uma muito baixa quantidade de dilatação ($\psi \approx 0$). Quanto às areias, o ângulo de dilatância depende do ângulo de atrito interno (ϕ).

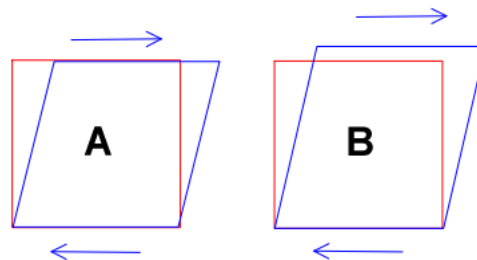


Fig. 2.7 – Aplicação de tensões de corte. a) sem variação de volume ($\psi = 0$); b) com variação de volume ($\psi \neq 0$)

O ângulo de dilatância pode ser determinado em ensaios de laboratório onde se medem as variações volumétricas no corpo de prova (ensaios triaxiais). Por não se dispor de tais resultados, recorreu-se intervalo de valores sugeridos para solos arenosos e argilosos nos trabalhos de Vermeer e De Borst (1984), que definiram valores típicos do ângulo de dilatância para diferentes tipos de solo presentes no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Valores típicos para o ângulo de dilatância (Vermeer e De Borst 1984)

Tipos de solo	ψ
Areias densas	15°
Areias soltas	< 10°
Argila normalmente consolidada	0°
Mármore granulado e intacto	12° - 20°
Betão	12°

⁹ Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, uma agência de pesquisa de engenharia civil em Espanha.

2.5. EXTENSÃO SUDOESTE: PROLONGAMENTO DA LINHA 9 COMO CASO DE ESTUDO

A linha 9 do Metro de Madrid foi inaugurada no dia 31 de Janeiro de 1980 estendendo-se de Sainz de Baranda a Pavones com um total de 5 estações e 3,5 km de comprimento. Em 1994 esta linha ligava Herrera Oria a Pavones (representada a cor roxo na Fig. 2.8) tendo um total de 18 estações e 13,6 km de comprimento. Com o projeto de expansão do Metro de Madrid durante o período de 1995 a 1999, a linha 9 seria prolongada até Arganda del Rey (extensão esta representada na Fig. 2.8 a cor verde).



Fig. 2.8 – Representação da extensão total a ser construída da linha 9 de 1995 a 1999 a cor verde

A primeira extensão do projeto de ampliação foi de Pavones a Vilcálvaro com comprimento de linha igual a 4,65 km. O túnel foi realizado com recurso a uma tuneladora com contrapressão de terras (EPB) atravessando terrenos formados por “arenas tosquizas”, “tosco arenoso” e argilas duras (“peñuelas”). Para o revestimento do túnel foram utilizadas aduelas com o comprimento de 1,5 m e espessura igual a 32 cm.

González (2002) analisou os movimentos no maciço causados pela construção de um túnel. A partir de soluções anteriores desenvolveu uma solução analítica que permitia obter os deslocamentos em qualquer ponto do terreno, considerando como parâmetros de cálculo, as componentes de deformação nas paredes do túnel (deformação radial e ovalização) e as deformações volumétricas do terreno. Os valores dos parâmetros de cálculo foram obtidos ajustando os resultados da solução a valores medidos em campo de vários casos reais, como por exemplo a extensão da Linha 9 acima referida. No Quadro 2.5 estão presentes os valores dos parâmetros geotécnicos (γ , c' , ϕ e E) definidos por González (2002) para as diversas unidades geotécnicas do Município de Madrid.

Quadro 2.5 – Valores dos parâmetros geotécnicos do solo de Madrid utilizados por González (2002)

Unidade geotécnica	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
Cuaternario ¹⁰	17,7	0	28	5
Arena de miga	19,6	10	35	80
Arena tosquiza	20,1	20	33	150
Tosco arenoso	20,4	30	33	150
Tosco	20,6	30	30	200
Peñuela	19,6	50	28	250

Uma das várias secções da extensão da Linha 9, estudadas por González (2002), foi a secção 9 na qual os assentamentos à superfície medidos em campo estão representados na Fig. 2.9.

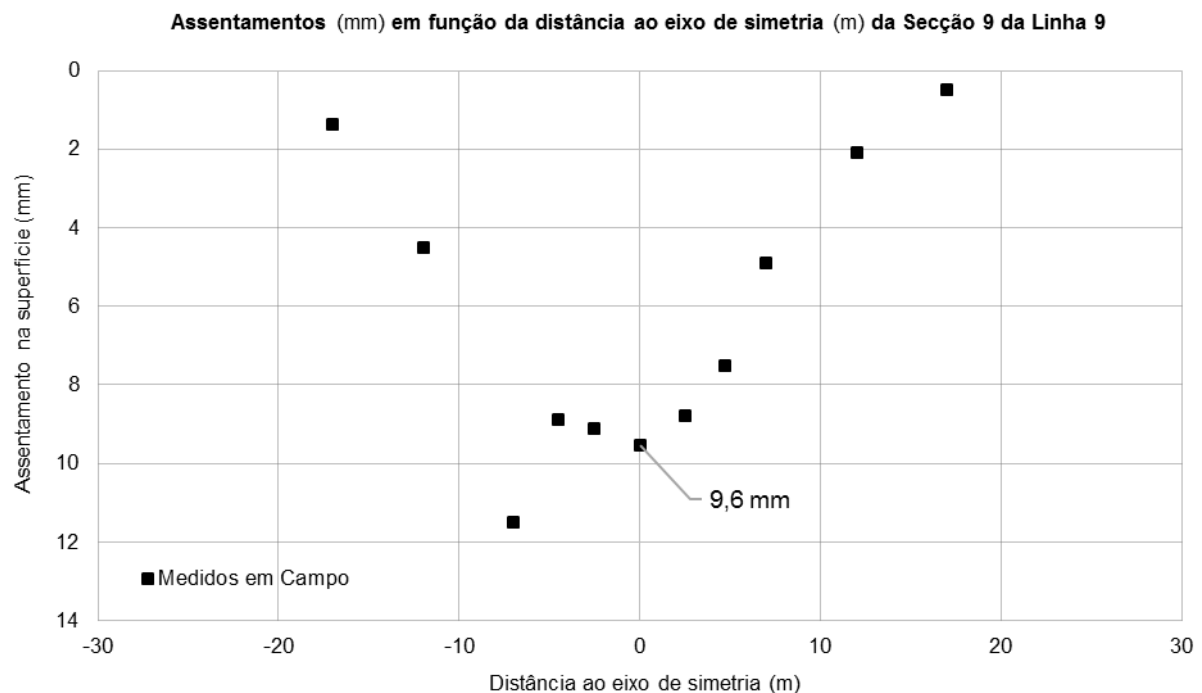


Fig. 2.9 – Valores de assentamentos à superfície medidos em campo da secção S9L9 (González 2002)

¹⁰ “Cuaternario” inclui as unidades geotécnicas “Rellenos antrópicos” e “Aluviales”.

Os dados desta secção (parâmetros geotécnicos, alturas das camadas, assentamentos à superfície, etc.) serviram de base de estudo, na presente dissertação, para a análise numérica de assentamentos à superfície devido à construção de túneis.

A secção 9 da linha 9 (S9L9) consiste num solo de duas camadas, a primeira é “Cuaternario” com 5,8 m de espessura e a segunda camada é uma combinação de “Arena tosquiza” com “Tosco arenoso”. O raio interior do túnel é de 4,70 m e o seu centro situa-se a 14,4 m de profundidade. Não foi encontrada uma referência quanto a possíveis sobrecargas (p. ex. edifícios) admitindo-se assim a inexistência das mesmas à superfície. Também desconhece-se a posição do nível freático pelo que admitiu-se a inexistência do mesmo. A Fig. 2.10 representa um esquema da secção transversal analisada.

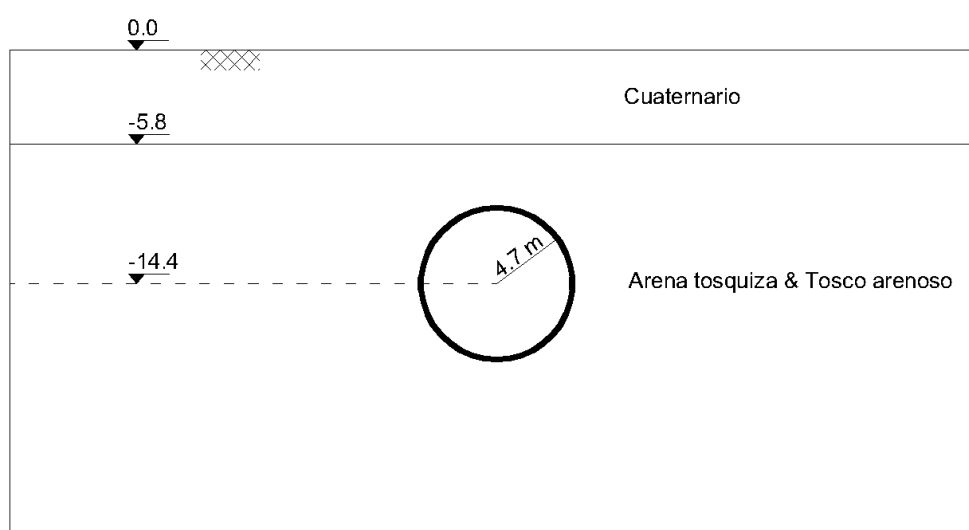


Fig. 2.10 – Representação esquemática do problema associado à S9L9

Como a segunda camada é uma combinação de duas unidades geotécnicas, foi feita uma média dos parâmetros geotécnicos. Nos dados de González (2002) não foram especificados valores para o coeficiente de Poisson (ν) das diferentes unidades geotécnicas. No entanto, teve-se em consideração os dados do Quadro 2.3 especificados por Ortiz (2000) para os valores de ν .

Tendo em consideração as afirmações anteriores e a informação presente no Quadro 2.5, foram utilizados os dados do Quadro 2.6 para as análises numéricas da secção S9L9 presentes nos seguintes capítulos.

Quadro 2.6 – Valores dos parâmetros geotécnicos do solo adotados para a S9L9

Unidade geotécnica	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	ν	K_0 ¹¹	ψ ¹¹ (°)
Cuaternário	17,7	0	28	5	0,35	0,50	0
Arena tosquiza & Tosco arenoso	20,3	25	32,8	150	0,30	1,10	10

¹¹ Arbitrado com base na informação presente no subcapítulo 2.4.2 “Outros Aspectos Geotécnicos”.

3

O USO DO PLAXIS 3D NA MODELAÇÃO DA SECÇÃO S9L9

3.1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a utilização de métodos numéricos para analisar os problemas de deslocamentos no maciço, induzidos pela construção de um túnel, é muito frequente e apropriada. Estes métodos são aplicados não só para a previsão de movimentos no maciço, mas também a todo o problema geral da construção de um túnel, incluindo a simulação das sequências de escavação, colocação do revestimento, a interação solo-estrutura, a influência de túneis próximos, efeitos de consolidação, estados de tensão, extensão e desenvolvimento das zonas plásticas, geometria do problema, etc. (Medina 2008).

Até ao momento, para a análise de problemas relacionados com a escavação e construção de túneis utiliza-se normalmente programas de elementos finitos bidimensionais. A análise numérica bidimensional tem sido bastante popular dada a sua relativa simplicidade de uso e a sua capacidade para resolver problemas muito rapidamente. A construção de túneis é, no entanto, um processo tridimensional e na presente dissertação, o programa PLAXIS 3D® (Plaxis) foi usado para a realização de uma análise de assentamentos devido à construção de um túnel em ambiente urbano com recurso a uma TBM.

Este é um programa de elementos finitos que lida com problemas de geometria complexos e sequências de construção. É destinado à análise tridimensional de deformações e estabilidade de problemas de engenharia geotécnica. Tem funcionalidades que permitem lidar com vários aspetos complexos de estruturas geotécnicas e processos de construção, usando procedimentos computacionais robustos. Com o PLAXIS 3D, geometrias complexas do solo e estruturas podem ser definidas em dois diferentes modos. Estes modos são especificamente definidos para a modelação de solos ou de estruturas permitindo também, a inserção de modelos independentes. A funcionalidade de construção por fases permite a simulação realística dos processos de construção e escavação recorrendo-se para tal, à ativação e desativação dos volumes definidos como, solo, elementos estruturais, da aplicação de cargas, da alteração do nível freático, etc.

Os resultados das análises realizadas com o PLAXIS 3D podem ser visualizados tridimensionalmente através de um conjunto completo de ferramentas de visualização, permitindo assim, analisar os detalhes do modelo subterrâneo complexo solo-estrutura em três dimensões.

3.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO DA SECÇÃO S9L9

É importante estabelecer um caso base para as análises numéricas presentes nos seguintes capítulos. A modelação para este caso base é baseada na informação presente no Capítulo 2.5 consistindo num túnel escavado num solo arenoso utilizando uma tuneladora EPB. Alguns dos parâmetros usados foram escolhidos com base na experiência do autor ou recorrendo a referências bibliográficas. No entanto, todo o esforço foi feito para garantir que as dimensões do túnel, as propriedades dos materiais, condições de fronteira, etc. fossem o mais próximo daquilo que se poderia encontrar em campo.

3.2.1. GEOMETRIA DO CASO DE ESTUDO

Na análise 3D de forma a reduzir o tempo de cálculo computacional, apenas uma parte da escavação é simulada tirando partido da simetria do modelo (Fig. 3.1).

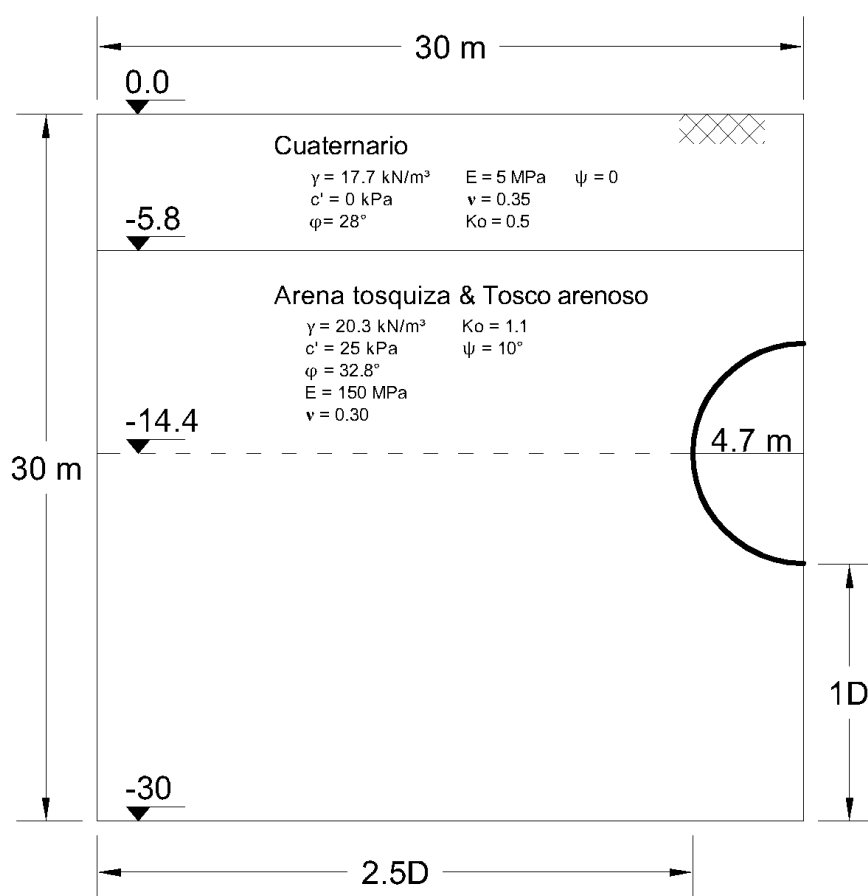


Fig. 3.1 – Geometria definida para a modelação do túnel da secção S9L9

Na geometria adotada, a distância desde do túnel à fronteira lateral mais próxima é de $2.5D^{12}$, enquanto a profundidade abaixo do túnel é de $1D$. Estas dimensões são suficientes para que qualquer mecanismo de colapso se desenvolva evitando a influência das fronteiras do modelo (PLAXIS 2013). O comprimento total do modelo tridimensional foi arbitrado em 80 m .

¹² $1D = 1$ Diâmetro (túnel), em que no atual caso de estudo equivale a aproximadamente 10 m .

3.2.2. A MALHA UTILIZADA

Antes de se proceder aos cálculos numérico é necessário dividir a geometria do problema em elementos. Um conjunto de elementos finitos é denominado por malha de elementos finitos, e esta deve ser suficiente fina de forma a se obter resultados numéricos precisos. Por outro lado, deve-se evitar o uso de malhas muito finas, uma vez que o seu uso resultaria em tempos excessivos de cálculo numérico.

O PLAXIS 3D permite a criação automática da malha de elementos finitos após a inserção da geometria, discretizando o problema numa malha tridimensional. Este processo tem em consideração a estratigrafia do solo, todos os objetos estruturais, cargas e condições de fronteira. Para uma melhor precisão dos resultados obtidos pode-se refinar a malha em qualquer parte do problema tridimensional. O elemento básico de solo da malha 3D de elementos finitos no PLAXIS 3D é um tetraedro de 10 nós (Fig. 3.2). Em adição aos elementos de solo, outros tipos de elementos são utilizados para modelar um comportamento estrutural. Por exemplo para vigas, são usados elementos lineares de 3 nós compatíveis com as extremidades de 3 nós de um elemento de solo.

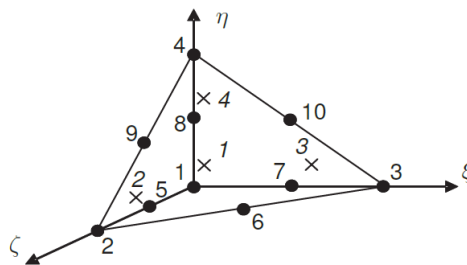


Fig. 3.2 – Elemento 3D tetraédrico de 10 nós (PLAXIS 2013)

Na Fig. 3.3 está representada a malha de elementos finitos tridimensional da secção S9L9 utilizada para a análise dos assentamentos. Esta malha, de refinamento médio, contém 11899 elementos e 19010 nós.

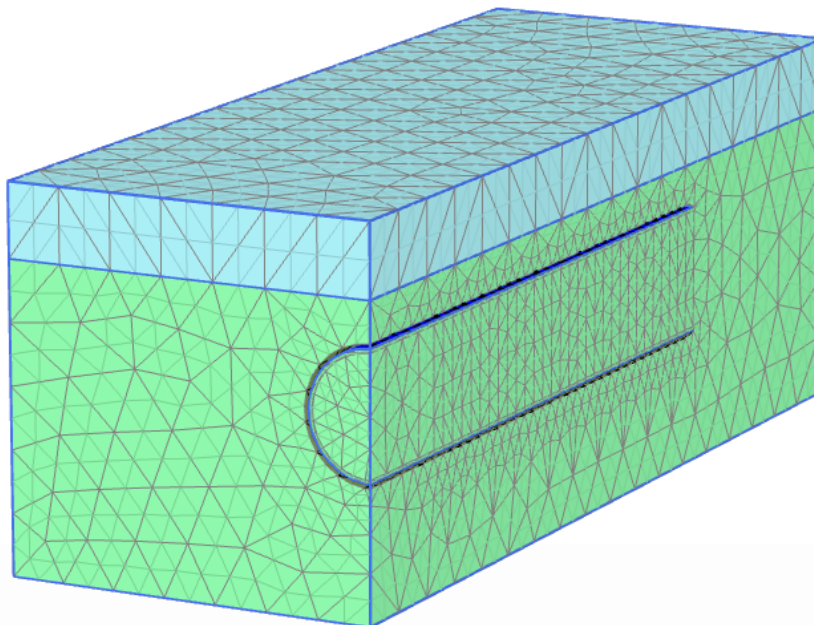


Fig. 3.3 – Malha 3D de elementos finitos utilizada na análise da secção S9L9

3.2.3. CONDIÇÕES DE APOIO

O PLAXIS 3D automaticamente impõe um conjunto de condições de apoio nos limites da geometria do modelo (Fig. 3.4). Estas condições são criadas de acordo com as seguintes regras:

Volumes de Solos

- Os limites do modelo verticais com a normal na direção x (i.e. paralelo ao plano yz) são impedidos de se mover na direção x ($u_x = 0$) e livres de se mover na direção y e z ;
- Os limites do modelo verticais com a normal na direção y (i.e. paralelo ao plano xz) são impedidos de se mover na direção y ($u_y = 0$) e livres de se mover na direção x e z ;
- Os limites do modelo verticais em que a normal não esteja na direção x nem na y , são impedidos de se mover na direção x e y ($u_x = u_y = 0$) e livres de se mover na direção z ;
- O limite inferior do modelo é fixo em todas as direções ($u_x = u_y = u_z = 0$);
- A superfície do solo é livre de se mover em todas as direções.

Estruturas

Elementos estruturais que se estendam até aos limites do modelo ($x_{min}, x_{máx}, y_{min}, y_{máx}$) onde pelo menos um sentido de deslocamento é fixo, têm pelo menos duas rotações bloqueadas nos pontos dos limites.

- Nos limites verticais do modelo com a normal na direção x : $\phi_y = \phi_z = 0$ ($\phi_x = livre$);
- Nos limites verticais do modelo com a normal na direção y : $\phi_x = \phi_z = 0$ ($\phi_y = livre$);
- Nos cantos do modelo e no limite inferior: $\phi_x = \phi_y = \phi_z = 0$;
- Na superfície do modelo: $\phi_x = \phi_y = \phi_z = livre$.

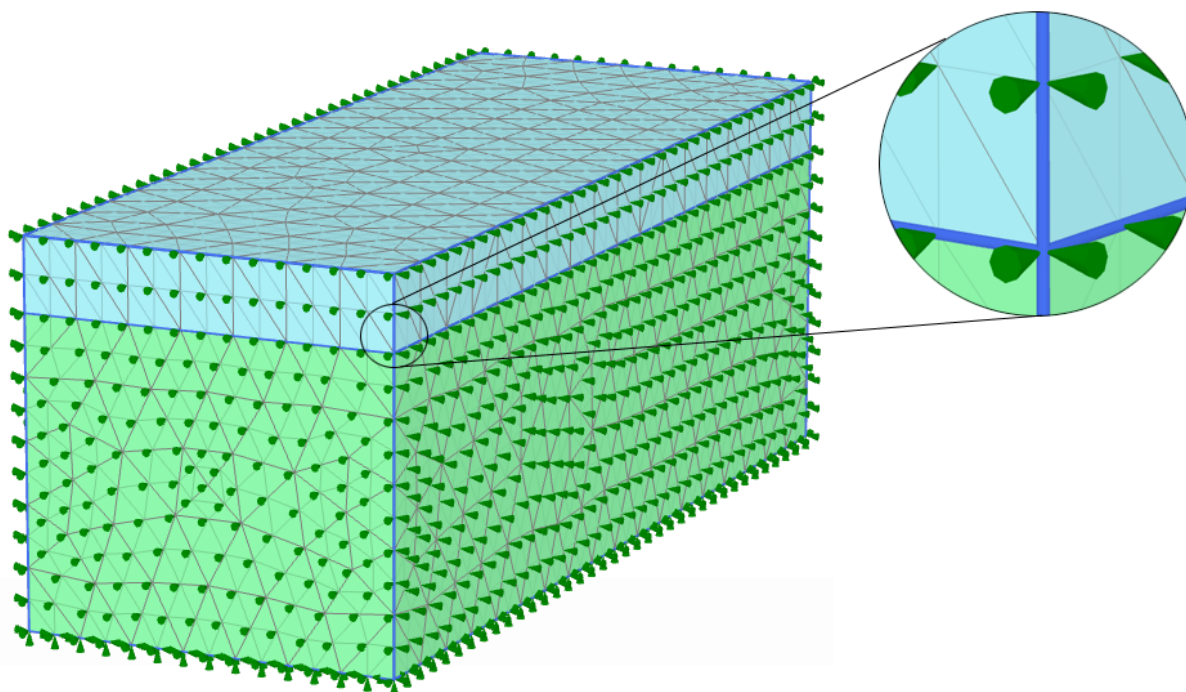


Fig. 3.4 – Condições de apoio impostas pelo PLAXIS 3D para a geometria da secção S9L9

3.2.4. CRITÉRIO DE ROTURA DOS MATERIAIS

Solos e rochas tendem a ter comportamentos altamente não-lineares quando carregados. Este comportamento de tensão-deformação não-linear pode ser modelado em diversos níveis de sofisticação. Claramente, o número de parâmetros usados no cálculo numérico aumenta com o aumento do nível de sofisticação usado (PLAXIS 2013).

O PLAXIS 3D suporta diferentes modelos para simular o comportamento do solo. Dos diferentes modelos disponíveis¹³, o modelo Mohr-Coulomb (MC) foi o escolhido para a presente análise. Este modelo, baseado na ideia de um material perfeitamente elástico-plástico (Fig. 3.5) e bem conhecido, é utilizado como uma primeira aproximação à determinação do comportamento do solo em geral. Requer a inserção de 5 parâmetros¹⁴ e o seu uso é recomendado nas primeiras análises de um problema geotécnico (PLAXIS 2013). Uma rigidez média constante é estimada para cada camada de solo e, devido a esta rigidez constante, os cálculos numéricos tendem a ser relativamente rápidos.

Dos diferentes modelos disponíveis para uso no PLAXIS 3D, o modelo MC foi o modelo escolhido para as análises numéricas presentes nos seguintes capítulos pelas seguintes razões:

- 1) Este modelo é simples que conduz a que o tempo de cálculo seja razoável. Isto em contraste com os modelos “*Soil Hardening*” e “*Soft Soil Creep*” que exigem um maior tempo de computação (PLAXIS 2013);
- 2) O modelo MC proporciona um comportamento realista dos materiais, ao contrário do modelo elástico linear, geralmente considerado muito “bruto” para representar com precisão o comportamento real do solo (Greenwood 2003);
- 3) Os cinco parâmetros¹⁴ necessários ao modelo MC são familiares aos engenheiros geotécnicos, os quais podem obter valores para estes parâmetros com testes relativamente simples e amplamente usados. Pelo contrário, modelos mais sofisticados requerem parâmetros mais avançados.

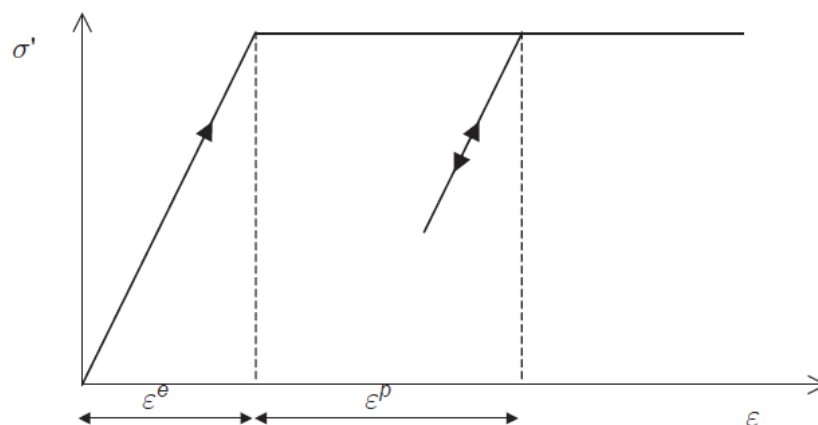


Fig. 3.5 – A ideia básica de um modelo perfeito elástico-plástico (PLAXIS 2013)

¹³ O PLAXIS 3D (2011) disponibilizava 8 modelos: Linear Elastic, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Hardening Soil model with small-strain stiffness, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock e Modified Cam-Clay.

¹⁴ E e ν para a elasticidade do solo, ϕ e c para a plasticidade do solo e ψ como ângulo de dilatação.

3.2.5. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Elementos estruturais também podem ser implementados na análise. A maioria destes elementos são considerados materiais elástico-lineares porque, geralmente, são feitos a partir de materiais resistentes como o aço que, nas obras de geotecnia, tem níveis de tensão longe da rotura.

Para além do próprio elemento estrutural, as interfaces entre este e o solo podem ser configuradas para a condição rígida ($R_{inter} = 1$), ou para uma condição de reduzida resistência ($R_{inter} < 1$), onde R_{inter} é o fator de redução de resistência da interface no PLAXIS 3D. O caso $R_{inter} = 1$ representa as condições em que os valores da adesão e atrito da interface são iguais aos valores da coesão e atrito do solo. Por outro lado, o caso $R_{inter} < 1$ representa as condições em que os valores da adesão e atrito da interface são inferiores aos da coesão e atrito do solo.

Na análise numérica da secção S9L9 apenas o escudo da TBM e o revestimento do túnel estão presentes como elementos estruturais. O Quadro 3.1 mostra as propriedades do elemento estrutural que representa o escudo da TBM, enquanto no Quadro 3.2 estão presentes as propriedades referentes ao material que representa o revestimento do túnel.

Quadro 3.1 – Propriedades do material a representar o escudo da TBM (PLAXIS 2013)

Parâmetros do Escudo	Sigla	Valor	Unidade
Coeficiente de Poisson	ν	0	-
Comportamento do material	-	Linear; Isotrópico	-
Espessura	d	0,35	m
Módulo de Distorção	G	11,5E+06	kN/m ²
Módulo de elasticidade	E	23,0E+06	kN/m ²
Peso do material	γ	120	kN/m ³

Quadro 3.2 – Propriedades do material a representar o revestimento do túnel (PLAXIS 2013)

Parâmetros do Revestimento	Sigla	Valor	Unidade
Coeficiente de Poisson	ν	0,10	-
Comportamento do material	-	Linear elástico	-
Espessura ¹⁵	d	0,32	m
Módulo de elasticidade	E	23,0E+06	kN/m ²
Peso do material	γ	27	kN/m ³

Para a definição das propriedades do escudo da TBM (Quadro 3.1) e do revestimento utilizado no túnel (Quadro 3.2), por não terem sido encontradas referências da tuneladora e do revestimento utilizados na secção S9L9 na ampliação do Metro de Madrid de 1995, foram adotados os valores presentes no Capítulo 5 - “*Phased excavation of a shield tunnel*” do manual do PLAXIS (2013). Em ambos os elementos estruturais foi definida uma interface rígida ($R_{inter} = 1$). O comprimento do escudo foi arbitrado em 9 m com base de que teria de ser próximo de 1D, e o comprimento de cada aduela foi de 1,5 m¹⁵.

¹⁵ Tendo em consideração a informação presente no subcapítulo 2.5 (2º parágrafo).

3.2.6. CARGAS APLICADAS

O PLAXIS 3D tem a capacidade de aplicação de uma variedade de cargas ao solo ou a uma estrutura. Cargas pontuais e cargas distribuídas, segundo uma superfície ou linha, podem ser aplicadas aos elementos na direção x , y e z . As cargas distribuídas segundo um plano z na direção longitudinal são de particular interesse na construção de túneis utilizando uma tuneladora EPB, onde as forças de pressão aplicadas na frente são importantes. A Fig. 3.6 é uma representação esquemática que exhibe a aplicação das forças de pressão na frente e de pressão de *grouting* no modelo.

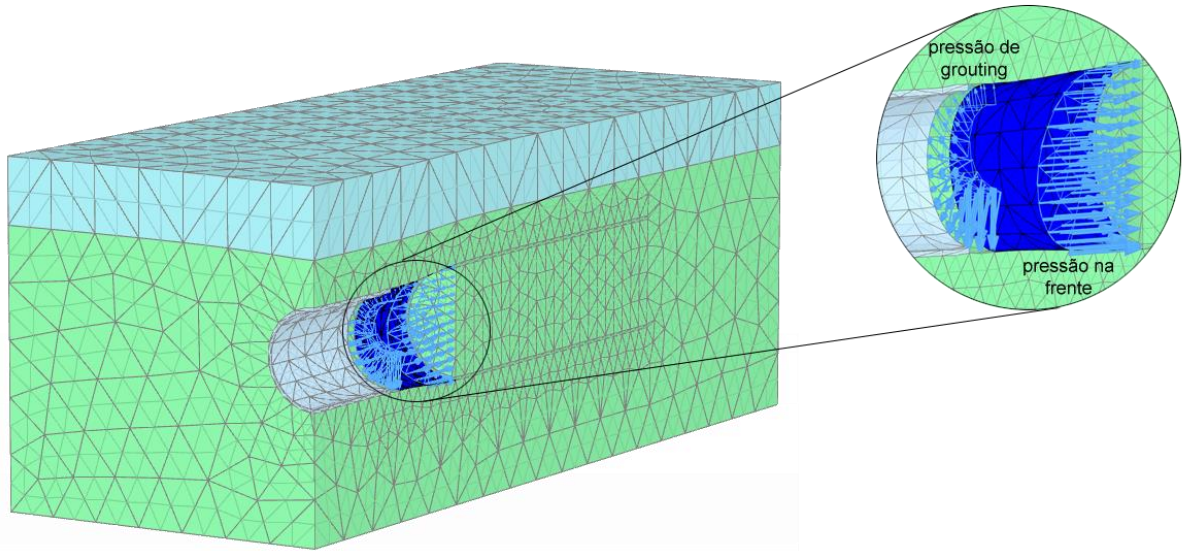


Fig. 3.6 – Forças de pressão de *grouting* e de pressão na frente aplicadas no modelo

O valor a adotar para a pressão de *grouting* foi baseado no manual do PLAXIS (2013). Segundo o manual, a pressão de *grouting* deve ser igual a 100 kN/m^2 no topo do túnel ($z = -9.38 \text{ m}$) e deve aumentar com a profundidade $20 \text{ kN/m}^2/\text{m}$. Estes foram os valores usados no modelo para as análises numéricas presentes nos seguintes capítulos.

A pressão exercida na frente durante a escavação de um túnel, com uma tuneladora EPB, é controlada pelo volume relativo de material que entra e sai pela câmara de escavação, tal como mencionado na secção 2.3.2. A pressão aplicada na frente na escavação de um túnel com recurso a uma TBM não é linear (PLAXIS 2013), e esta procura compensar a tensão horizontal (σ_h) instalada no solo, pelo que cresce linearmente com a profundidade. Pode-se relacionar a tensão efetiva horizontal (σ'_h) com a tensão efetiva vertical (σ'_z) através do coeficiente de impulso (K). Este é, genericamente, a relação entre σ'_h e σ'_z atuantes num determinado ponto do maciço:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_z} \quad (3.1)$$

O valor de K depende das deformações horizontais experimentadas pelo maciço, quando sujeito a determinadas solicitações. Quando não há qualquer deformação ou deslocamento na estrutura, mobiliza-se o impulso em repouso, sendo o coeficiente de impulso em repouso (K_0) definido por:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{z0}} \quad (3.2)$$

Tendo em consideração a equação 3.2 e os valores adotados para K_0 para os dois estratos no subcapítulo 2.5, foi estudada a evolução de σ_h e σ_z em profundidade com a determinação das possíveis pressões na frente a aplicar na face da frente do túnel no modelo (Fig. 3.7).

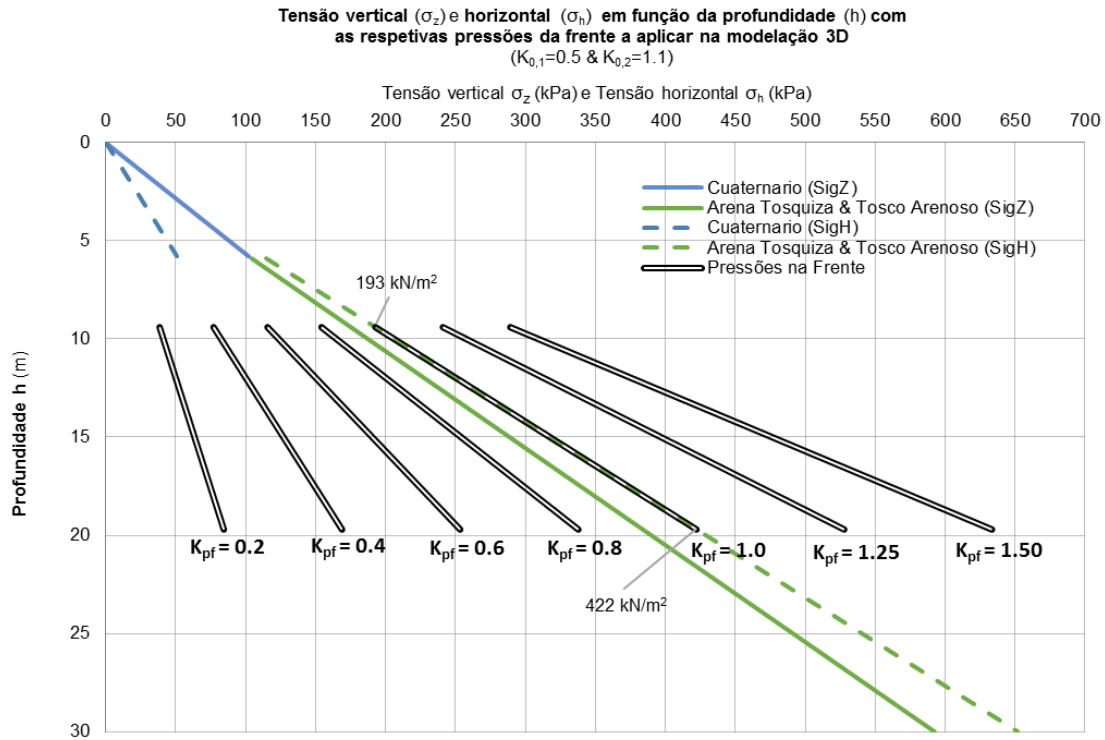


Fig. 3.7 – Evolução das tensões verticais e horizontais em profundidade com as possíveis pressões na frente a aplicar na face do túnel

Definiu-se K_{pf} como o coeficiente de pressão na frente, que relaciona a pressão a aplicar na frente do túnel durante a escavação (σ_f), com a tensão horizontal instalada no solo antes da escavação:

$$K_{pf} = \frac{\sigma_f}{\sigma'_{h0}} \quad (3.3)$$

A pressão ideal a utilizar na frente de uma TBM, corresponde à situação em que σ_f compensa a tensão efetiva horizontal instalada no solo em estado de repouso (σ'_{h0}). Esta situação na Fig. 3.7 corresponde ao caso $K_{pf} = 1.0$, em que a pressão na frente coincide com a tensão horizontal instalada na “Arena Tosquiza & Tosco Arenoso”, em estado de repouso.

Por este motivo, o valor de σ_f utilizado na modelação numérica foi de 193 kN/m^2 com um incremento de 23 kN/m^2 por metro de profundidade.

3.2.7. CONTRAÇÃO DO ESCUDO DA TBM

O parâmetro de contração (C_{ref}) é um valor referente à contração de uma superfície introduzido no PLAXIS 3D, definido como uma aplicação de tensão sem unidade associada. Pode ser usado para “encolher” uma superfície ou simular uma perda de volume em torno do revestimento de um túnel. Este parâmetro foi utilizado para simular a conicidade do escudo da TBM. Para tal, foi aplicada uma redução da área de secção transversal do escudo ao longo de todo o comprimento da tuneladora.

Na modelação da TBM esta divide-se em 6 “fatias” de $1,5\text{ m}^{16}$, totalizando um comprimento de 9 m (Fig. 3.8). Na primeira fatia foi aplicada uma contração de valor igual a $0,5\%$, e nas seguintes fatias esse valor de contração era reduzido (aplicando o parâmetro $C_{inc.axial}^{17}$) em $0,0667\%/m$, gerando assim a conicidade pretendida do escudo da TBM. Os valores utilizados para a definição desta contração foram baseados no manual do PLAXIS (2013).

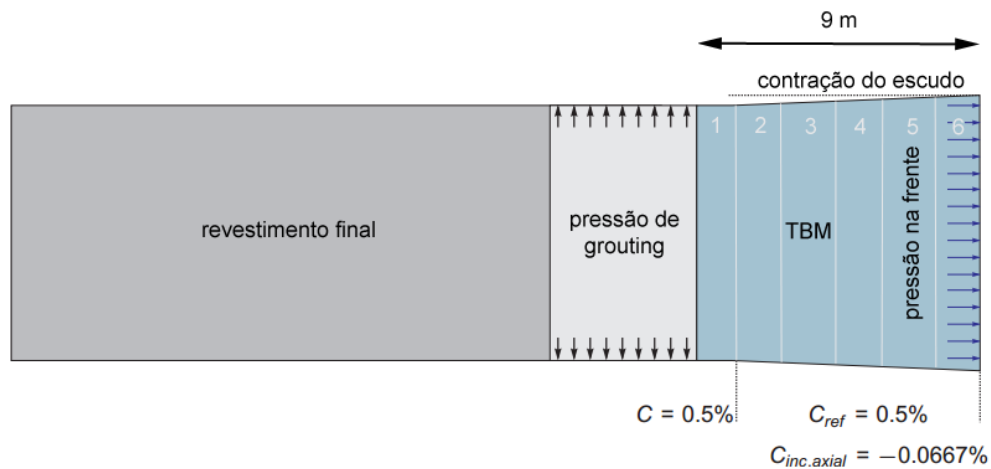


Fig. 3.8 – Aplicação da contração no escudo da TBM

3.3. FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO E CONSTRUÇÃO DO TÚNEL

O suporte de um túnel, construído com uma tuneladora, é feito com anéis de betão pré-fabricados (aduelas), sendo estes montados dentro da TBM para formar o revestimento. Durante a colocação destas peças a TBM encontra-se imóvel. Uma vez construído completamente um anel do túnel a escavação é retomada até se remover quantidade de solo suficiente para se construir o próximo anel. Como resultado, o processo de construção pode ser dividido em fases de construção com o comprimento igual às das peças de revestimento. De forma a modelar esta situação, foi utilizada uma geometria no interior do túnel dividida em partes com $1,5\text{ m}^{16}$ de comprimento. O cálculo numérico consistiu na modelação de diversas partes, cada uma com a finalidade de representar uma parte do processo de construção e escavação do túnel (Fig. 3.9):

- A pressão na frente necessária para prevenir o colapso do solo na face;
- A conicidade do escudo e avanço da TBM;
- A escavação do solo e interface estrutura-solo;
- A instalação do revestimento do túnel;
- A pressão de *grouting* entre a secção recentemente construída e o solo sem suporte.

¹⁶ Comprimento das aduelas utilizadas na construção do túnel da secção S9L9. Informação presente no subcapítulo 2.5.

¹⁷ Incremento de contração tendo como referência a parte traseira da TBM.

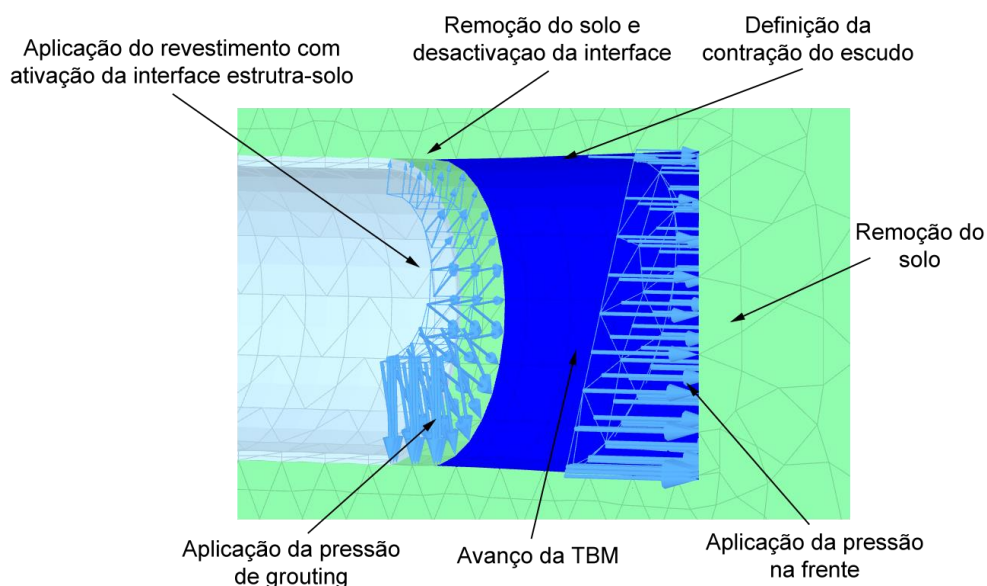


Fig. 3.9 – Diferentes partes da simulação da escavação e construção do túnel no modelo

24 Fases foram usadas para simular o processo de escavação e construção do túnel da secção S9L9. Em cada fase, com exceção da primeira, o processo de simulação é igual apenas mudando a posição dos elementos, que se alteram de 1,5 *m* 1,5 *m*. A TBM entra no modelo na fase 1 tendo já avançado 20 *m* em que 10 *m* de túnel já se encontra construído. Posteriormente, a tuneladora vai avançando no maciço 1,5 *m* de cada vez.

Na fase 24, a frente da tuneladora já avançou 55 *m* no modelo (9 *m* de TBM, 1,5 *m* da zona de *grouting* e 44,5 *m* de revestimento do túnel) tal como ilustrado na Fig. 3.10. A fase 24 corresponde à fase na qual os resultados dos assentamentos obtidos à superfície serão analisados e comparados com os resultados medidos em campo, como será visto mais adiante.

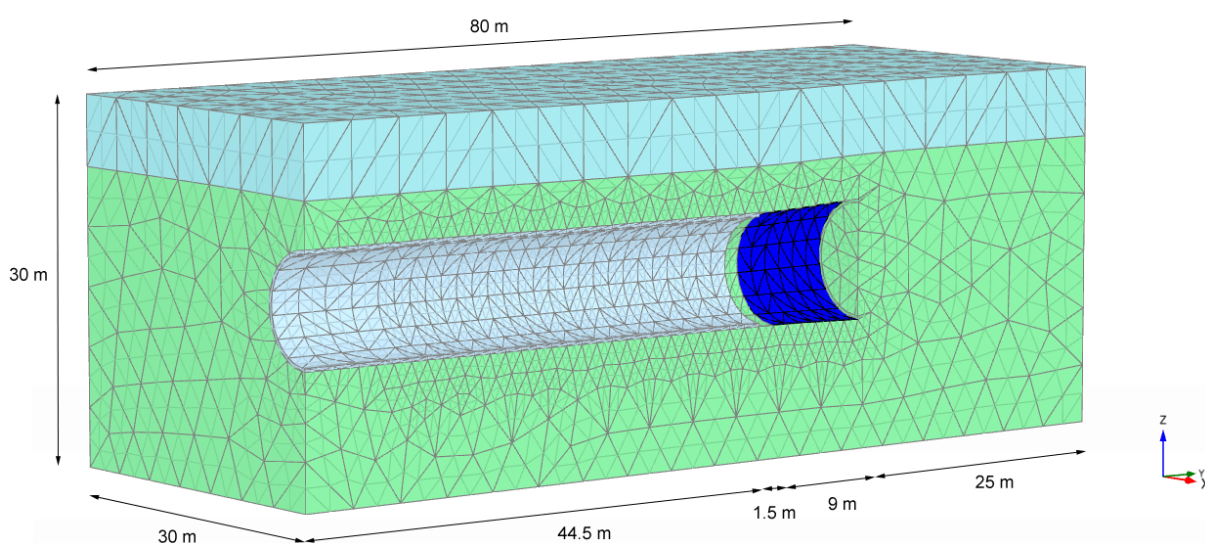


Fig. 3.10 – Configuração do modelo na fase 24

4

ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

4.1. INTRODUÇÃO

A escavação de um túnel introduz uma alteração do estado inicial do solo. Esta alteração leva à geração de movimentos do solo em zonas relativamente próximas à escavação, a fim de se restabelecer um novo equilíbrio de tensões. Esta situação tem particular importância em zonas urbanas, em que os movimentos do solo devido à construção de túneis podem afetar os edifícios ou outras infraestruturas próximas do local de escavação, cujo dimensionamento não foi feito para suportar estes movimentos adicionais.

A estimativa destes movimentos necessita, em cada caso específico, de estudos detalhados que analisem a natureza do terreno, as suas propriedades, o processo construtivo do túnel, a geometria do problema etc. Posteriormente a estes estudos, podem ser realizadas análises numéricas, prevendo assim as possíveis deformações do maciço provenientes da escavação e construção de um túnel.

Neste capítulo, apresenta-se os resultados numéricos do modelo tridimensional definido no capítulo 3, para a avaliação do comportamento do solo sujeito à escavação e construção de um túnel. Esta análise tem como principal objetivo analisar a influência da escavação e construção de um túnel, entre outros fatores, na previsão dos assentamentos obtidos à superfície e deslocamentos no maciço.

Posteriormente é apresentado um estudo paramétrico dos parâmetros que foram definidos pelo autor na modelação do caso de estudo da secção S9L9.

4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS DO MODELO DO CASO DE ESTUDO

Neste capítulo estão presentes os resultados numéricos, obtidos com o PLAXIS 3D, do caso de estudo definido no capítulo 3. Na Fig. 4.1 está representado o modelo deformado a três dimensões após o cálculo numérico da fase 24.

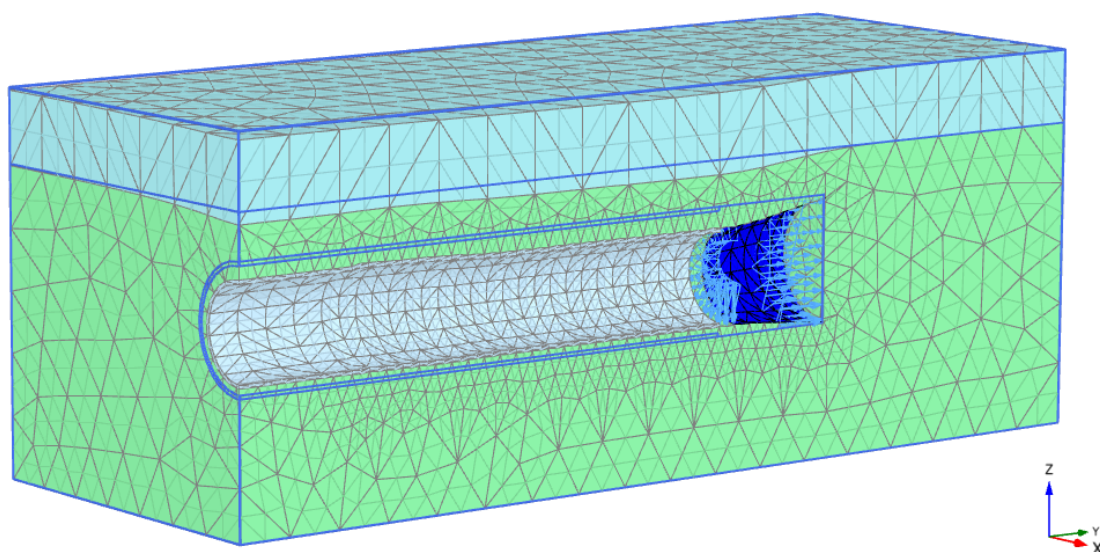


Fig. 4.1 – Deformações 3D do solo e do túnel na secção S9L9 obtidos pelo PLAXIS 3D na fase 24

Na figura anterior, é possível observar a deformação do solo à superfície e também em redor do revestimento do túnel. São visíveis os assentamentos à superfície e as elevações do solo na soleira do túnel. A Fig. 4.2 representa a distribuição e valores dos deslocamentos verticais (segundo a direção Z) em todo o modelo após o cálculo numérico da fase 24. Nota-se que os maiores deslocamentos verticais ocorrem no terreno acima do coroamento do túnel, enquanto os menores ocorrem à superfície.

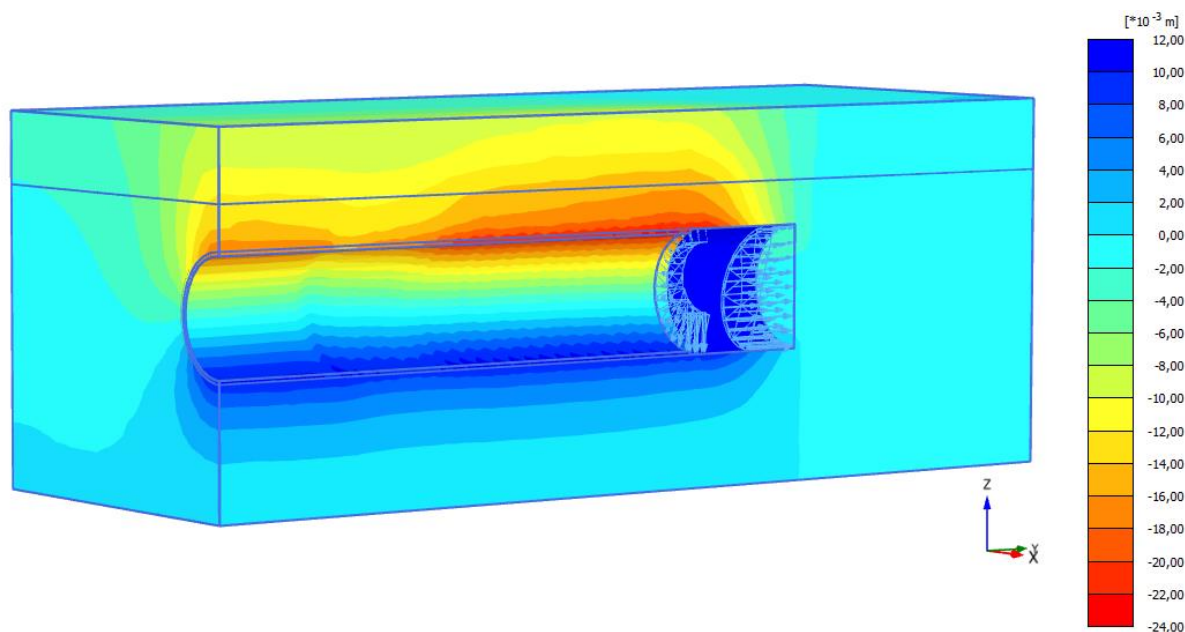


Fig. 4.2 – Deslocamentos verticais na secção S9L9 após a fase 24 no PLAXIS 3D

Os assentamentos à superfície medidos em campo na secção S9L9, foram usados para a validação da presente análise numérica. Com a Fig. 4.3 são comparados os assentamentos transversais medidos em campo com os calculados, numa parte do modelo em que os assentamentos à superfície já se encontram estabilizados após o cálculo da fase 24 (plano $y = 35 \text{ m}$).

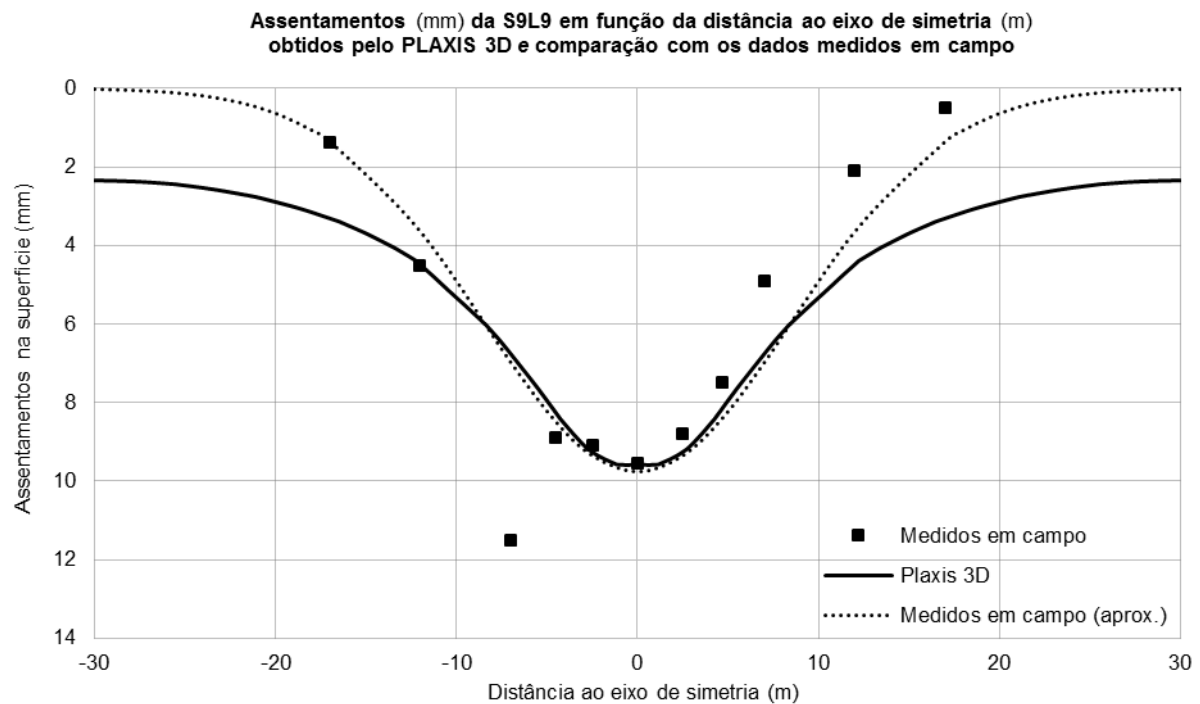


Fig. 4.3 – Assentamentos à superfície da S9L9 medidos em campo e obtidos pelo PLAXIS 3D

Pela observação desta figura pode-se concluir que a concordância entre os assentamentos medidos e calculados é bastante razoável. Em vários pontos os assentamentos finais, derivados do cálculo numérico, são semelhantes aos observados em campo. No entanto, a evolução destes ao longo do perfil transversal afasta-se progressivamente daquela medida em campo¹⁸. No que respeita aos valores finais, constata-se que o assentamento máximo calculado é praticamente coincidente com o medido em campo (9,6 mm). Quanto aos restantes valores verifica-se que os assentamentos calculados são um pouco superiores aos observados, exceto para $x = -4,5$ e -12 m em que os assentamentos calculados são, respetivamente, inferiores e coincidentes com os medidos em campo.

A Fig. 4.4 representa a distribuição e valores dos deslocamentos horizontais (segundo a direção X) em todo o modelo após o cálculo numérico da fase 24. Nota-se que os maiores deslocamentos horizontais ocorrem na hasteal do túnel. Já sobre o coroamento do túnel o deslocamento horizontal no maciço é nulo devido às condições de fronteiras impostas no modelo ($u_x = 0$).

¹⁸ Evolução dos assentamentos transversais medidos em campo possível de se observar devido à aproximação de Gauss.

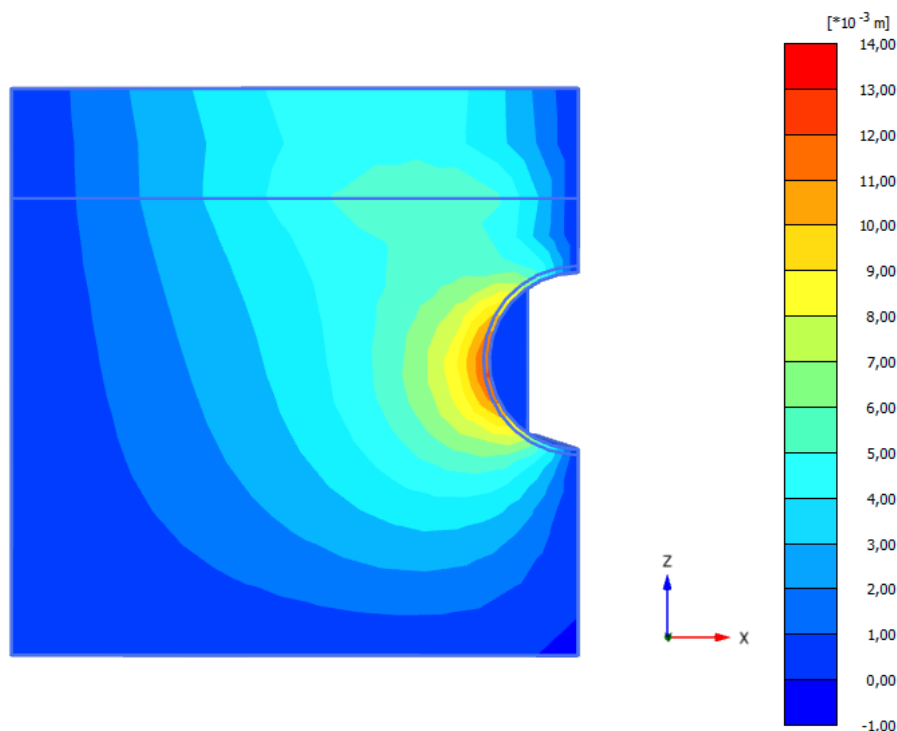


Fig. 4.4 – Deslocamentos horizontais da secção S9L9 após a fase 24 no PLAXIS 3D

A Fig. 4.5 representa os deslocamentos horizontais verificados no maciço segundo vários planos verticais em função da profundidade. O máximo deslocamento horizontal observado no maciço foi de $12,4 \text{ mm}$, correspondente ao plano vertical $x = -5 \text{ m}$ que intersecta o ponto F localizado na hasteal do túnel.

Pela observação da figura, nota-se que os deslocamentos horizontais à superfície, das quatro curvas em análise, têm valores bastante próximos. No entanto, as evoluções das curvas ao longo da profundidade são bastante diferentes. Em todas as curvas, os deslocamentos horizontais vão aumentando até atingirem o estrato “Arena tosqueira & Tosco arenoso”. Nesta camada, mais consistente que a primeira, os deslocamentos horizontais começam a diminuir em profundidade até que, com a aproximação do túnel, voltam novamente a aumentar de valor. A partir desta profundidade as evoluções das curvas passam a ser bastante distintas. Estas, apresentam uma maior curvatura quanto mais próximas estiverem do túnel evidenciando um aumento dos deslocamentos horizontais com a proximidade ao túnel. Tal fato pode ser justificado pela escavação de um túnel implicar a perda de sustentação do terreno que se encontra em redor, o qual se move para o interior do túnel de forma a mobilizar as tensões necessárias que reestabelecem o equilíbrio. Este movimento produz assentamentos à superfície e movimentos horizontais do solo em redor do túnel crescentes com a proximidade a este. O deslocamento horizontal máximo para as curvas $X = -5 \text{ m}$ e $X = -7,5 \text{ m}$ dá-se a $Z = -14,4 \text{ m}$ mas para as curvas $X = -10 \text{ m}$ e $X = -15 \text{ m}$ o deslocamento horizontal máximo do solo acontece na transição entre “Cuarternario” e “Arena tosqueira & Tosco arenoso”. Posteriormente, em todas as curvas com o aumento da profundidade os deslocamentos horizontais voltam a diminuir de valor abaixo do centro do túnel. Aos 30 m de profundidade todas as curvas convergem para o deslocamento horizontal nulo devido às condições de apoio impostas no modelo ($u_x = 0$).

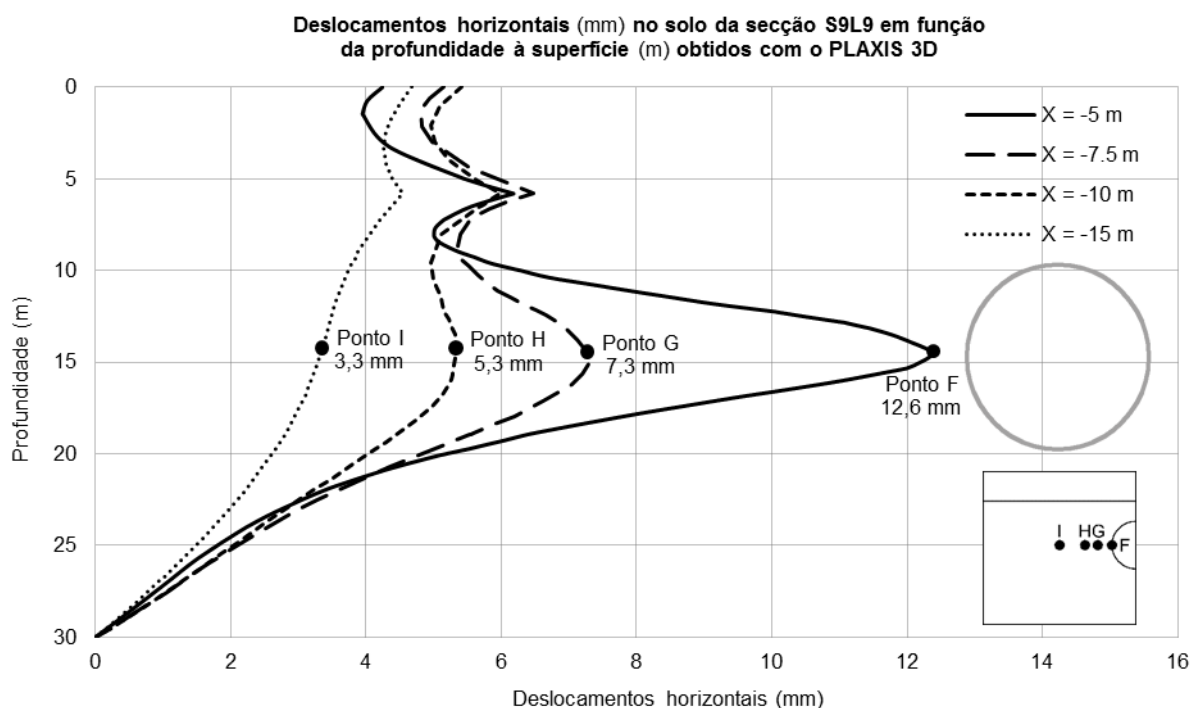


Fig. 4.5 – Deslocamentos horizontais no maciço da secção S9L9 obtidos pelo PLAXIS 3D

De forma a se compreender qualitativamente o comportamento do solo, e a sua interação com a TBM durante o processo de escavação e construção do túnel, foi analisada, ao longo da direção longitudinal do túnel, a evolução dos assentamentos obtidos à superfície (eixo longitudinal A da Fig. 4.6) e as elevações próximas da soleira do túnel (eixo E da Fig. 4.7).

A análise da Fig. 4.6 permite observar que os assentamentos à superfície iniciam-se cerca de diâmetro e meio (15 m) adiante da frente crescendo lentamente. Nesta primeira fase, com a aproximação da frente de escavação ocorrem 30% (2,9 mm) dos assentamentos totais obtidos à superfície. Numa segunda fase com a passagem do escudo, há um acréscimo de aproximadamente 5,4 mm, correspondendo a 56% dos assentamentos totais, sendo esta a fase mais acentuada da evolução dos assentamentos. Isto porque a contração do escudo é a grande responsável pelo movimento no maciço que se propaga até à superfície. Após a passagem do escudo, os assentamentos voltam a crescer lentamente até estabilizarem cerca de dois diâmetros (20 m) atrás da frente de escavação. Esta terceira e última fase, entre o fim do escudo e a estabilização dos assentamentos, corresponde à fase menos acentuada de todo o processo ocorrendo 14% (1,3 mm) dos assentamentos totais verificados à superfície.

No que concerne à evolução dos deslocamentos verticais, próximos da soleira do túnel, a análise da Fig. 4.7 permite constatar que estes também se iniciam cerca de diâmetro e meio adiante da frente crescendo muito lentamente. No entanto, com a chegada da frente de escavação há a mudança de sentido dos deslocamentos, passando a haver elevações no terreno a partir de meio diâmetro adiante da frente. Nesta primeira fase, entre o início dos deslocamentos e a frente de escavação, a elevação no terreno é de cerca 0,5 mm. Numa segunda fase, com a passagem da tuneladora, há um brusco acréscimo das elevações no terreno sendo o seu valor cerca de 7 mm (representando 88% das elevações totais). Após a passagem do escudo, as elevações continuam a crescer mas lentamente até estabilizarem a dois diâmetros atrás da frente do túnel. Nesta última fase, as elevações verificadas próximas da soleira do túnel, crescem lentamente até se estabilizarem nos 8 mm.

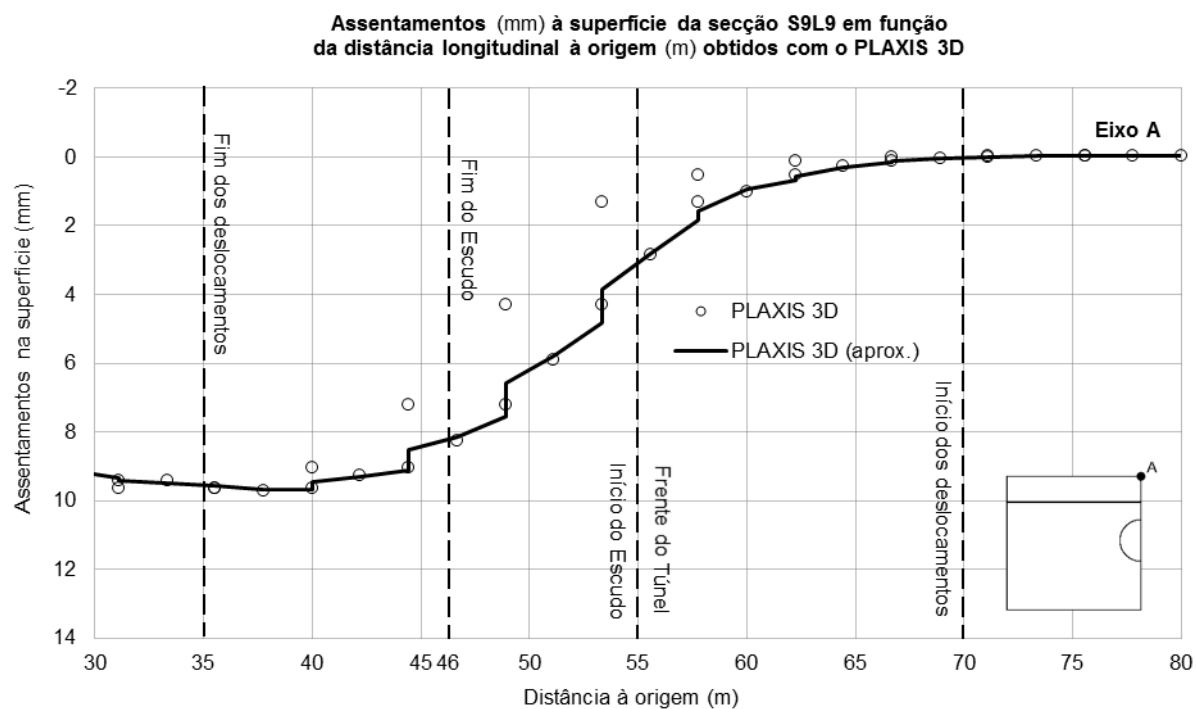


Fig. 4.6 – Assentamentos à superfície da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel

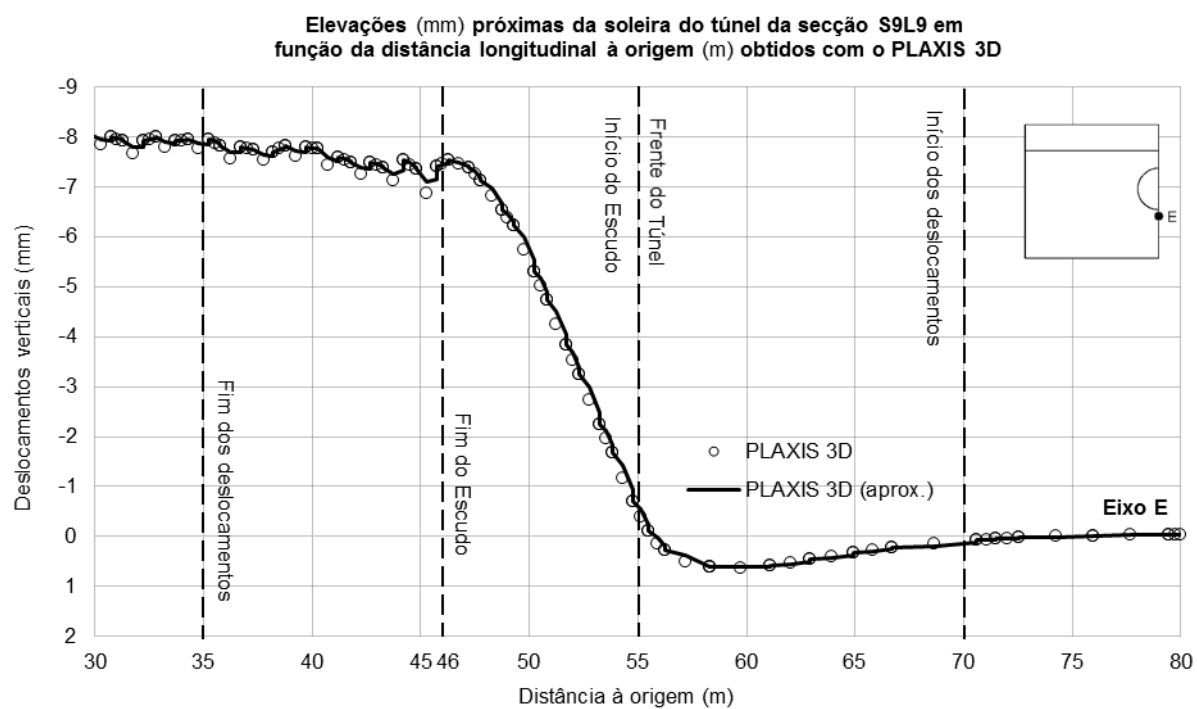


Fig. 4.7 – Elevações próximas da soleira da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel

Ambas as evoluções, tanto dos assentamentos à superfície como das elevações próximas da soleira, são semelhantes em diversos aspetos:

- Em ambas as evoluções, os primeiros deslocamentos no maciço acontecem a diâmetro e meio adiante da frente do túnel;
- Estes crescem lentamente até à chegada da tuneladora. Com a passagem do escudo há um acréscimo considerável dos deslocamentos;
- Após a passagem do escudo, em ambas as evoluções os deslocamentos estabilizam-se a dois diâmetros atrás da frente de escavação.

Posteriormente, foi analisada a evolução dos deslocamentos verticais verificados no solo ao longo de vários eixos longitudinais a diferentes profundidades (Fig. 4.8).

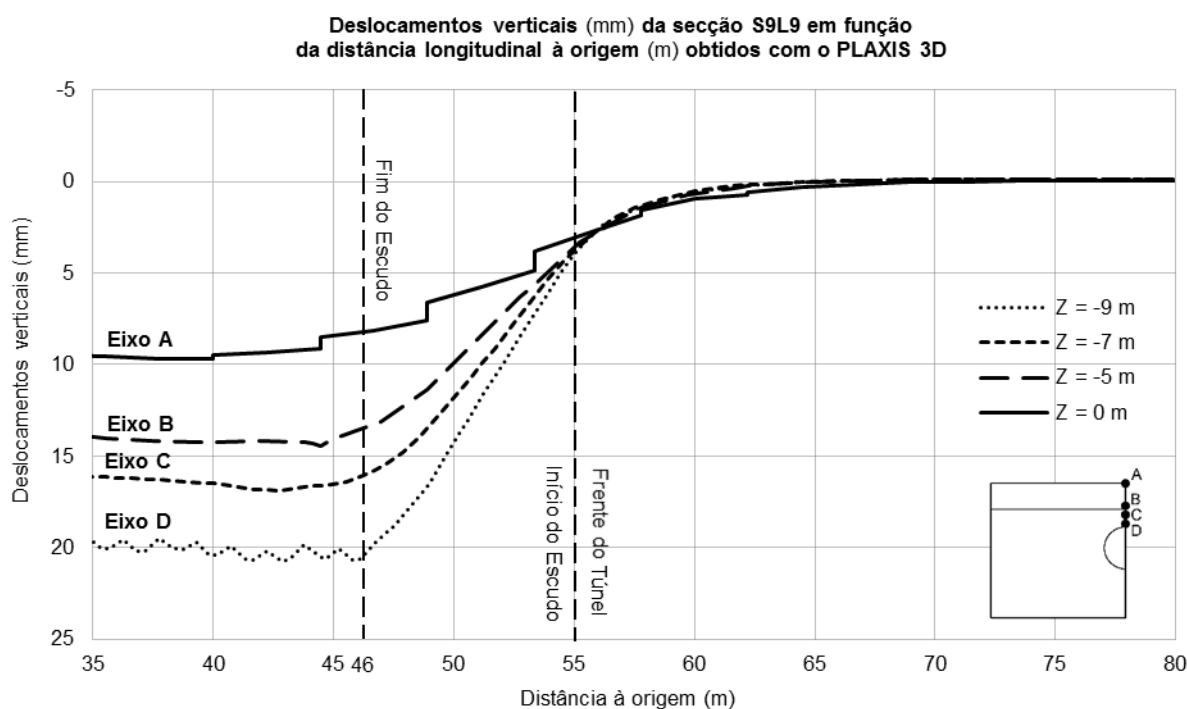


Fig. 4.8 – Deslocamentos verticais da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel

Pela análise da Fig. 4.8 observa-se que a evolução dos deslocamentos verticais ao longo dos vários eixos a diferentes profundidades é semelhante. Os primeiros deslocamentos no maciço acontecem a cerca de diâmetro e meio adiante da frente do túnel, e a sua estabilização a dois diâmetros atrás da frente de escavação. No entanto, as curvas de deslocamentos verticais presentes na Fig. 4.8 diferenciam-se com maior clareza aquando da passagem da tuneladora. Observa-se que os deslocamentos verticais dos eixos mais próximos do túnel crescem mais rapidamente do que os dos situados a menores profundidades. Tal fato pode ser justificado porque, por um lado, o efeito do deslocamento vai-se reduzindo à medida que nos aproximamos da superfície pois a dilatância atenua o efeito e, por outro, a largura de influência vai sendo cada vez maior, isto é, enquanto na proximidade do coroamento todo o movimento está concentrado, na superfície a bacia de subsidência já possui uma largura considerável.

4.3. ESTUDO PARAMÉTRICO

Alguns dos parâmetros utilizados na modelação numérica do caso de estudo da secção S9L9, foram escolhidos com base na experiência do autor ou recorrendo a referências bibliográficas. Alguns desses parâmetros foram:

- A pressão a aplicar na frente;
- O ângulo de dilatância dos dois estratos;
- O coeficiente de impulso em repouso de ambos os estratos;
- Contração do escudo da TBM;
- Dimensões do modelo;
- Pressão de *grouting*;
- Propriedades dos elementos estruturais.

No entanto apenas três foram escolhidos pelo autor: a pressão na frente, o ângulo de dilatância e o coeficiente de impulso em repouso. Por este motivo foi realizada uma análise da influência de cada um destes parâmetros nos assentamentos obtidos à superfície.

4.3.1. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA PRESSÃO NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

De forma a se compreender o comportamento do solo face à utilização de uma pressão na frente de escavação, foram analisados os assentamentos obtidos à superfície variando o coeficiente de pressão na frente (K_{pf}). O Quadro 4.1 mostra os diferentes valores de pressão na frente utilizados na modelação consoante o valor de K_{pf} .

Quadro 4.1 – Valores das pressões na frente utilizadas no modelo consoante o valor de K_{pf}

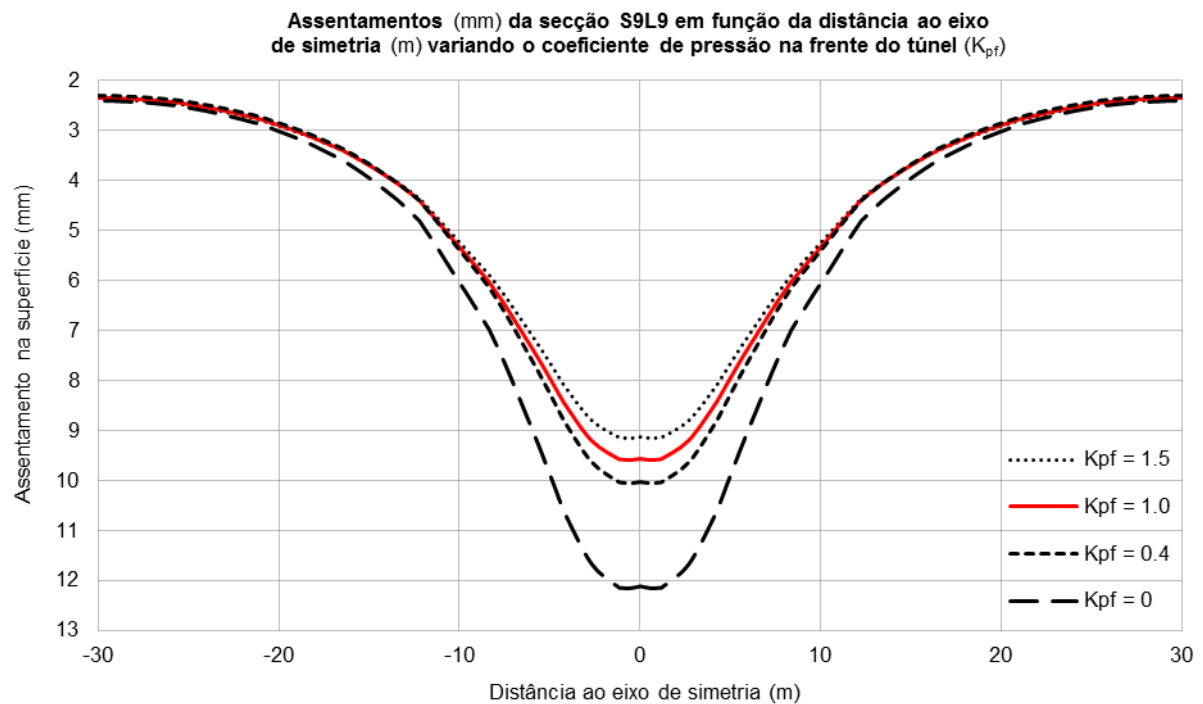
K_{pf}	Pressão na Frente (kN/m ²)			
	Topo	Incremento	Base	Média
0	-	-	-	-
0,4	77	9	169	123
1,0	193	23	422	308
1,5	289	33	633	461

O caso $K_{pf} = 0$ corresponde à situação em que não existe uma pressão aplicada na frente de escavação. Já o caso $K_{pf} = 1,5$ é a situação em que a pressão exercida na frente de escavação (σ_f) excede a tensão horizontal instalada no solo em estado de repouso (σ_{h_0}). Os resultados dos assentamentos obtidos à superfície variando K_{pf} , encontram-se representados na Fig. 4.9.

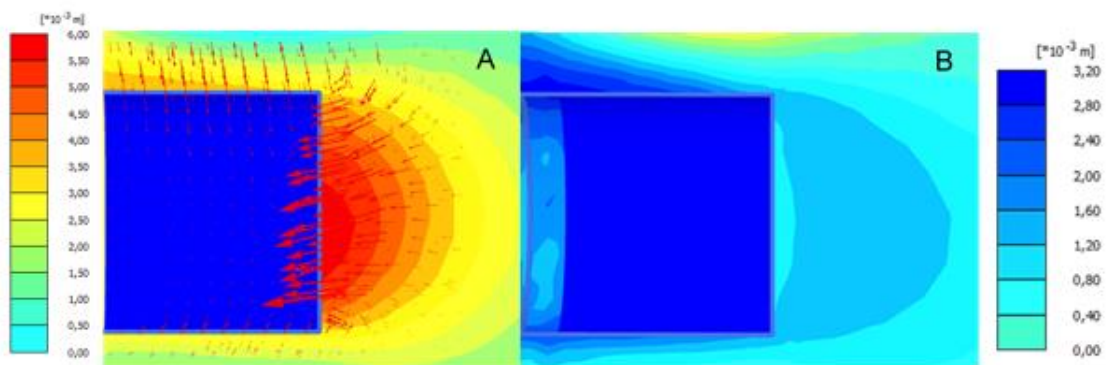
Pela análise da figura, observa-se que o uso de um coeficiente de pressão na frente não nulo ($K_{pf} > 0$) leva a uma redução dos assentamentos obtidos à superfície. E quanto maior for o valor deste coeficiente menores serão os valores dos assentamentos.

Conclui-se assim, que o uso de uma pressão na frente de escavação, num túnel superficial, influencia os assentamentos obtidos à superfície, sendo que quanto maior for o valor desta pressão menores vão ser os valores dos assentamentos.

Já a curvatura das curvas de assentamentos mantém-se a mesma variando K_{pf} , alterando-se apenas, o valor do máximo assentamento obtido à superfície. Nos limites do modelo ($x = -30\text{ m}$; $x = 30\text{ m}$) os assentamentos à superfície de todas as curvas convergem para o mesmo valor ($\cong 2,4\text{ mm}$).

Fig. 4.9 – Assentamentos à superfície da secção S9L9 variando K_{pf}

A influência da pressão na frente, nos assentamentos obtidos à superfície, justifica-se pela escavação de um túnel implicar a perda de sustentação do terreno que se encontra em redor. Se não houver uma pressão na frente que mobilize parte das tensões necessárias para restaurar o equilíbrio, o terreno move-se para o interior do túnel. Movimento este que se propaga até à superfície dando origem a assentamentos. Na Fig. 4.10 estão representadas duas situações, a primeira ($K_{pf} = 0$) apresenta deslocamentos horizontais do solo para dentro do túnel, e a segunda ($K_{pf} = 1$) exhibe deslocamentos horizontais nulos.

Fig. 4.10 – Deslocamentos horizontais na frente de escavação (A) $K_{pf} = 0$ e (B) $K_{pf} = 1$

Na Fig. 4.11 estão representados os deslocamentos verticais obtidos na direção longitudinal ao túnel variando K_{pf} .

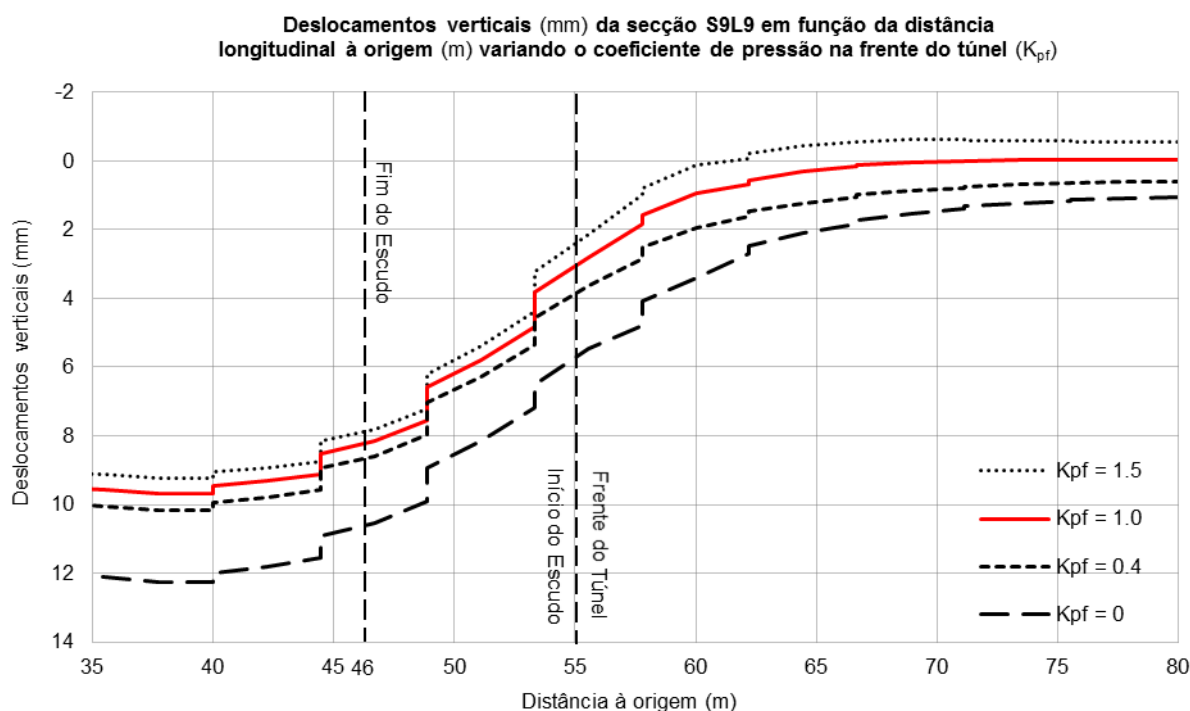


Fig. 4.11 – Deslocamentos verticais da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel variando K_{pf}

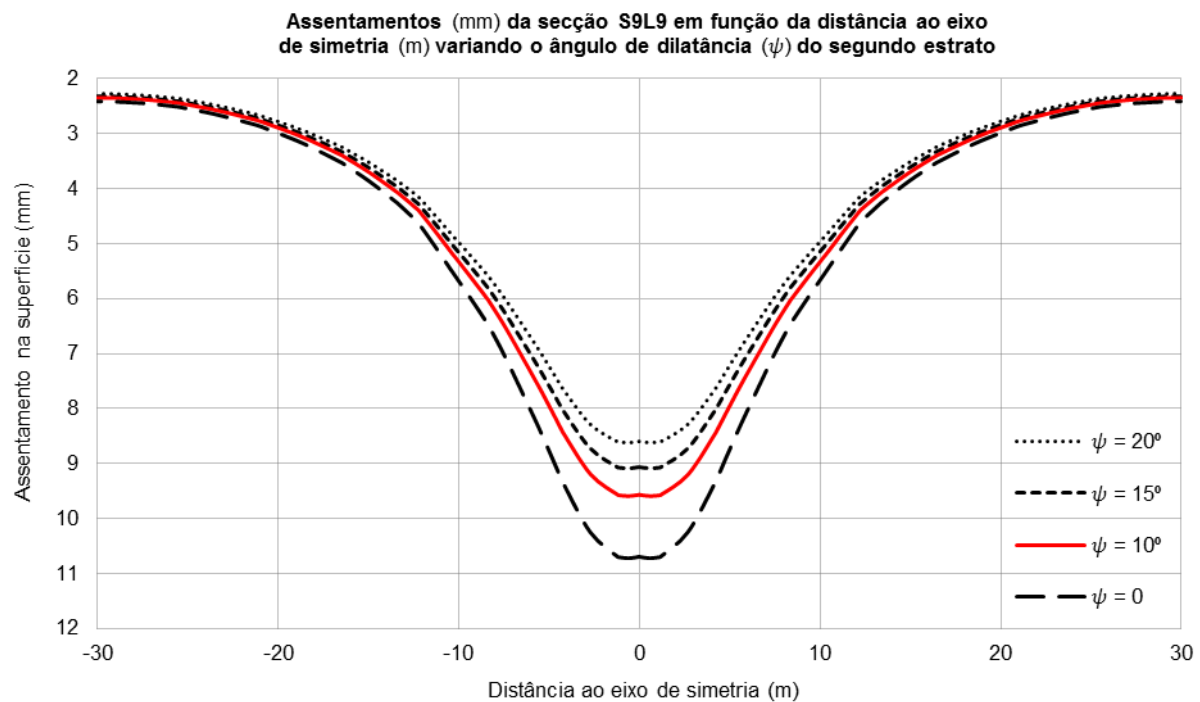
Observando a figura anterior constata-se que as evoluções dos deslocamentos, associados aos vários coeficientes de pressão na frente, são semelhantes. No entanto, e à semelhança da Fig. 4.9, quanto menor for o valor de K_{pf} maior será o assentamento à superfície após a passagem da tuneladora. Também constata-se que por um lado, o uso de uma pressão de frente superior à tensão horizontal instalada no solo ($\sigma_f > \sigma_{h0}$) diminui os assentamentos à superfície atrás da frente de escavação, mas por outro lado observando a Fig. 4.11, verifica-se que adiante da frente de escavação o seu uso causa elevações à superfície.

4.3.2. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE DILATÂNCIA

O ângulo de dilatância (ψ) é o principal parâmetro geotécnico que reflete a propriedade de dilatação. Para o estudo do efeito de ψ variou-se o valor deste parâmetro na segunda camada, “arena tosqueira & tosco arenoso”, do caso de estudo. Posteriormente analisou-se os efeitos desta variação nos assentamentos obtidos à superfície. Os valores usados para ψ foram de 5, 15 e 20° definidos pelo autor e compreendidos dentro do intervalo de valores típicos para ψ do Quadro 2.4.

A Fig. 4.12 representa os resultados, derivados do cálculo numérico, dos assentamentos à superfície variando ψ . Pela análise da figura, observa-se que os assentamentos diminuem à superfície à medida que se aumenta o valor de ψ . O caso de $\psi = 0$ (sem dilatância) constitui o limite inferior enquanto $\psi = 20^\circ$ constitui o limite superior dos assentamentos obtidos à superfície.

No entanto, e à semelhança da variação de K_{pf} , a curvatura das curvas de assentamentos mantém-se variando ψ , alterando apenas, o valor do máximo assentamento obtido à superfície. Nos limites do modelo os assentamentos à superfície de todas as curvas convergem para o mesmo valor ($\cong 2,4 \text{ mm}$).

Fig. 4.12 – Assentamentos à superfície da secção S9L9 variando ψ

4.3.3. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

O coeficiente de impulso em repouso (K_0) é definido como a razão entre a tensão efetiva horizontal (σ'_{h_0}) e a tensão efetiva vertical (σ'_{v_0}) em estado de repouso. De forma a se compreender a influência deste coeficiente, no comportamento do solo face a uma escavação e construção de um túnel, foram analisados os assentamentos obtidos à superfície da secção S9L9, variando o valor de K_0 do segundo estrato de 0,4 a 1,3. Os resultados derivados do cálculo numérico variando este parâmetro encontram-se representados na Fig. 4.13.

Observando a figura, constata-se que a variação de K_0 tem uma notável influência nos resultados dos assentamentos obtidos à superfície. Os assentamentos máximos obtidos à superfície são maiores diminuindo o valor de K_0 .

Em contraste com as variações anteriores de K_{pf} e ψ , a variação de K_0 altera a forma das curvas de assentamentos. Nota-se para $K_0 = 0,5$ a curva de assentamentos é mais estreita, aproximando-se da curva dos assentamentos medidos em campo. No entanto, o valor do assentamento máximo obtido à superfície é sobrestimado. Utilizando um valor mais alto para K_0 o assentamento máximo obtido à superfície passa a ser mais próximo daquele medido em campo, mas a evolução dos assentamentos, ao longo do perfil transversal, afasta-se progressivamente daquela medida em campo. Estes resultados sugerem que o coeficiente de impulso em repouso do segundo estrato poderá ser mais baixo na realidade.

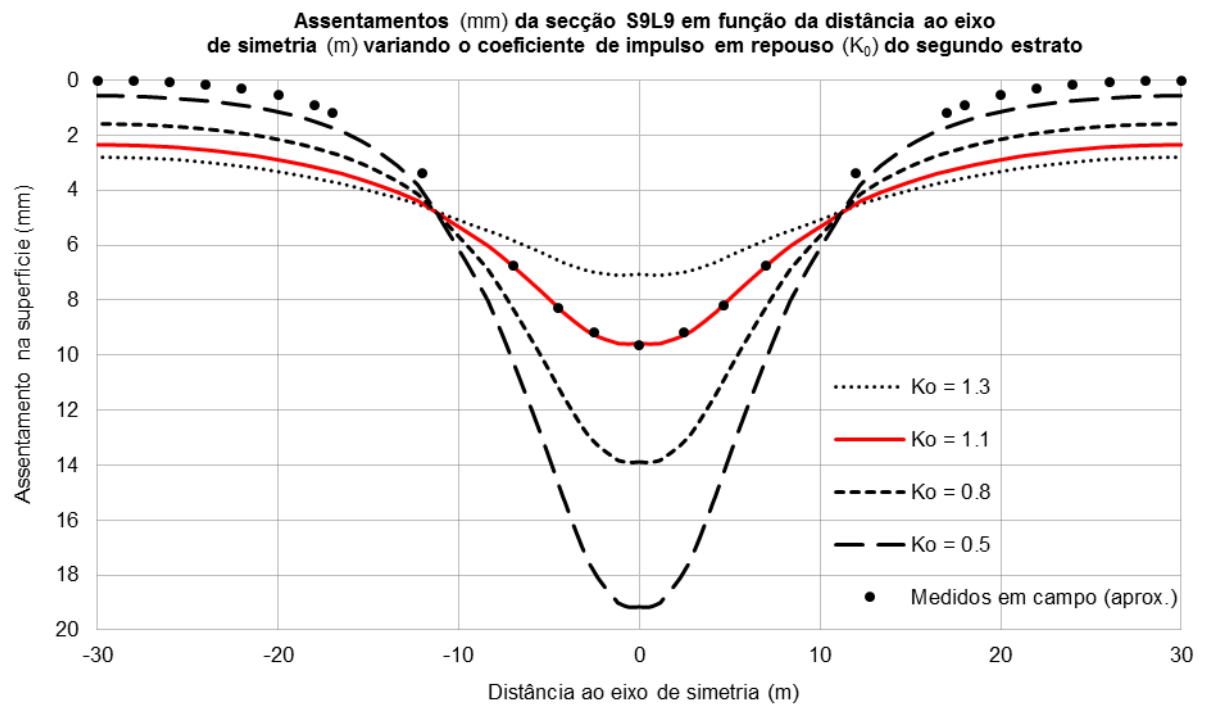


Fig. 4.13 – Assentamentos à superfície da S9L9 obtidos pelo PLAXIS 3D variando K_0

5

O USO DE INJEÇÕES DE COMPENSAÇÃO NO CASO DE ESTUDO S9L9

5.1. INTRODUÇÃO

O melhoramento das infraestruturas urbanas, nomeadamente o desenvolvimento dos transportes públicos através de construção de túneis, tem efeitos à superfície originando perturbações nos edifícios e noutros equipamentos. Medidas protetoras têm de ser implementadas, dependendo do tipo de fundações e do tipo de solo em que se encontram, para se evitar assentamentos consideráveis que possam pôr em causa a estabilidade e/ou operacionalidade destes edifícios à superfície.

Como medidas protetoras, podemos atuar dentro do próprio túnel aquando a escavação (construindo-o de forma faseada ou aplicando uma pressão na frente), aumentando a estabilidade estrutural dos equipamentos à superfície recorrendo por exemplo, ao melhoramento das suas fundações, e finalmente utilizando técnicas de melhoramento do solo (Harris 2001). As técnicas de melhoramento do solo incluem todos os métodos em que o melhoramento é feito por meio da alteração das propriedades do solo (p. ex. *jet grouting* ou tratamentos térmicos). Estas medidas têm um pequeno impacto nas estruturas adjacentes.

Em muitos projetos é necessário compensar os assentamentos expectáveis dependendo dos movimentos observados no maciço, em que apenas medidas ativas, como por exemplo, o uso de *grouting* e de macacos hidráulicos são realizáveis. O uso de macacos hidráulicos implica a instalação destes sob as fundações, requerendo um suporte adicional devido à fraca resistência do solo. No entanto, esta solução não é geralmente apreciada devido às perturbações causadas nas estruturas adjacentes, ao espaço requerido e custos adicionais.

Assim, e dependendo das circunstâncias de um particular projeto, as injeções de compensação podem ser uma solução atrativa para resolver um problema de assentamentos à superfície, pelo que esta técnica tem ganho uma importância crescente na última década. Esta técnica de injeção de calda sobre pressão em caves, junções ou vazios do subsolo tem sido usada há mais de 200 anos (Kutzner 1996).

5.2. A SUA APLICABILIDADE

A técnica de *grouting* é caracterizada pela introdução de um material a altas temperaturas entre a escavação e a estrutura adjacente a ser protegida. Este material consiste em um volume de calda de cimento medianamente a altamente viscosa, de modo a anular ou reduzir os assentamentos do solo à superfície causados por uma escavação (Littlejohn 2002). A representação esquemática da aplicação desta técnica está ilustrada na Fig. 5.1. A vantagem deste processo é que, para além de elevar as estruturas à superfície, as propriedades do solo como rigidez, resistência e permeabilidade são melhoradas (Kummerer 2003).

As injeções de compensação são só um dos processos de *grouting* que têm vindo a ser desenvolvido. O objetivo principal de todas as técnicas de *grouting* (injeções de permeação, jet *grouting* e injeções de compactação) é fortalecer o solo (Bezuijen e Tol 2007). As injeções de compactação podem causar alguma elevação à superfície, mas o seu principal objetivo é densificar o solo. Já as injeções de compensação têm como principal objetivo provocar uma elevação no solo à superfície para compensar os assentamentos provocados por uma construção. Neste processo o solo é geralmente fraturado pelo que o aumento da densidade do solo é normalmente limitado. As injeções de compensação podem ser usadas múltiplas vezes, pois usando o mesmo TAM (“*Tubes à Manchettes*”¹⁹) é possível realizar a injeção de calda até 80 vezes (Watt 2002). Isto faz com que as injeções de compensação sejam bastante adequadas para o uso do “método de observacional”. Após a injeção de um pequeno volume de calda no solo, o resultado (p. ex. a elevação à superfície) pode ser analisado e mais volume de calda poderá ser injetada dependendo do resultado analisado.

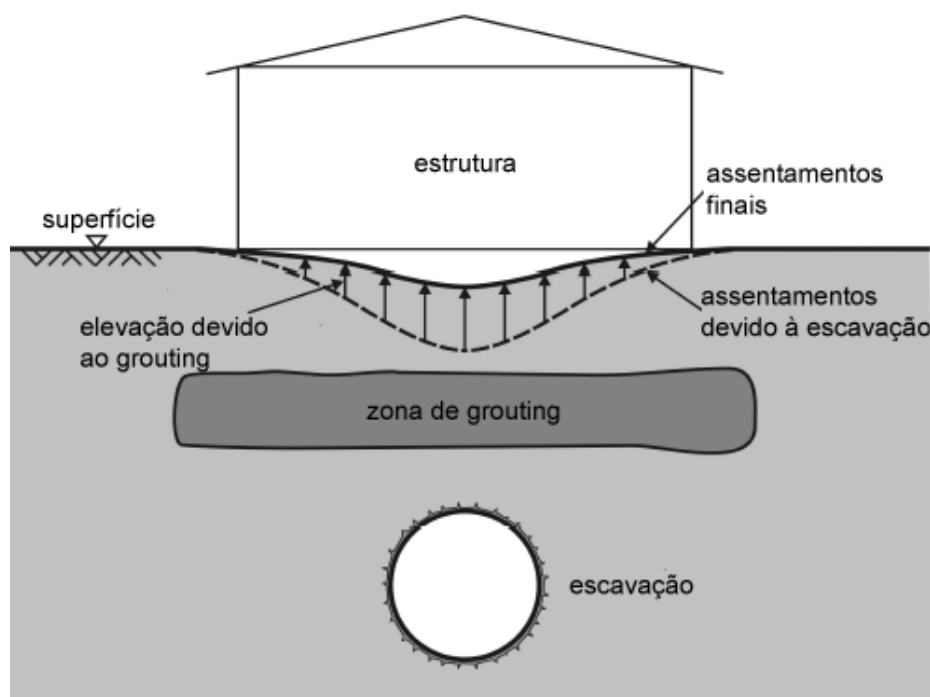


Fig. 5.1 – Aplicação de técnica de *grouting* (adaptado de Kummerer 2003)

¹⁹ “*Tubes à Manchettes*” (TAM) são tubos de aço com mangas de borracha em distâncias regulares. A calda pode ser injetada através destas mangas e, quando não há a injeção de calda estas evitam a entrada do solo para dentro do tubo.

5.3. O PROCESSO DE INJEÇÃO

Utilizando tubos à *Manchettes* (Fig. 5.2), a calda é injetada no solo. A injeção ocorre em uma posição de cada vez através de um *manchette* selecionado e de um conjunto de válvulas (Fig. 5.3) que contém a calda e ar pressurizado. A calda encontra-se limitada por este conjunto de modo a que um pequeno volume possa ser injetado múltiplas vezes, podendo-se assim controlar a elevação à superfície na ordem dos milímetros.



Fig. 5.2 – Tubo à Manchete

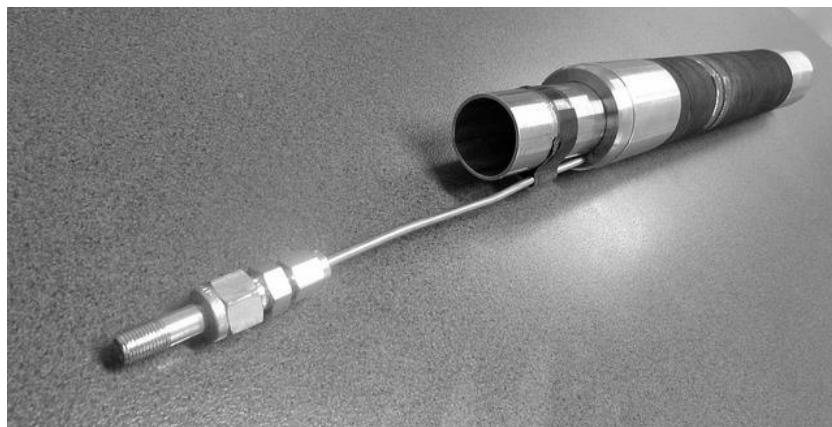


Fig. 5.3 – Obturador (*Packer*)

A calda é injetada, normalmente mais do que uma vez, a uma pressão tão alta tal que, o solo é deformado segundo um comportamento plástico ou é fraturado. A argamassa substitui o solo no local da injeção resultando numa elevação do solo. De acordo com Kummerer (2003) as primeiras injeções têm como objetivo aumentar a pressão horizontal, rigidez e a densidade do solo. Já as segundas injeções dão início ao processo de fracturação em que, uma vez que a pressão horizontal excede a pressão vertical, as segundas injeções criam uma fratura horizontal. No entanto, o mecanismo de fratura é mais complicado na realidade e as fraturas não se limitam à direcção horizontal (Kummerer 2003). O processo de injeção encontra-se ilustrado na Fig. 5.4.

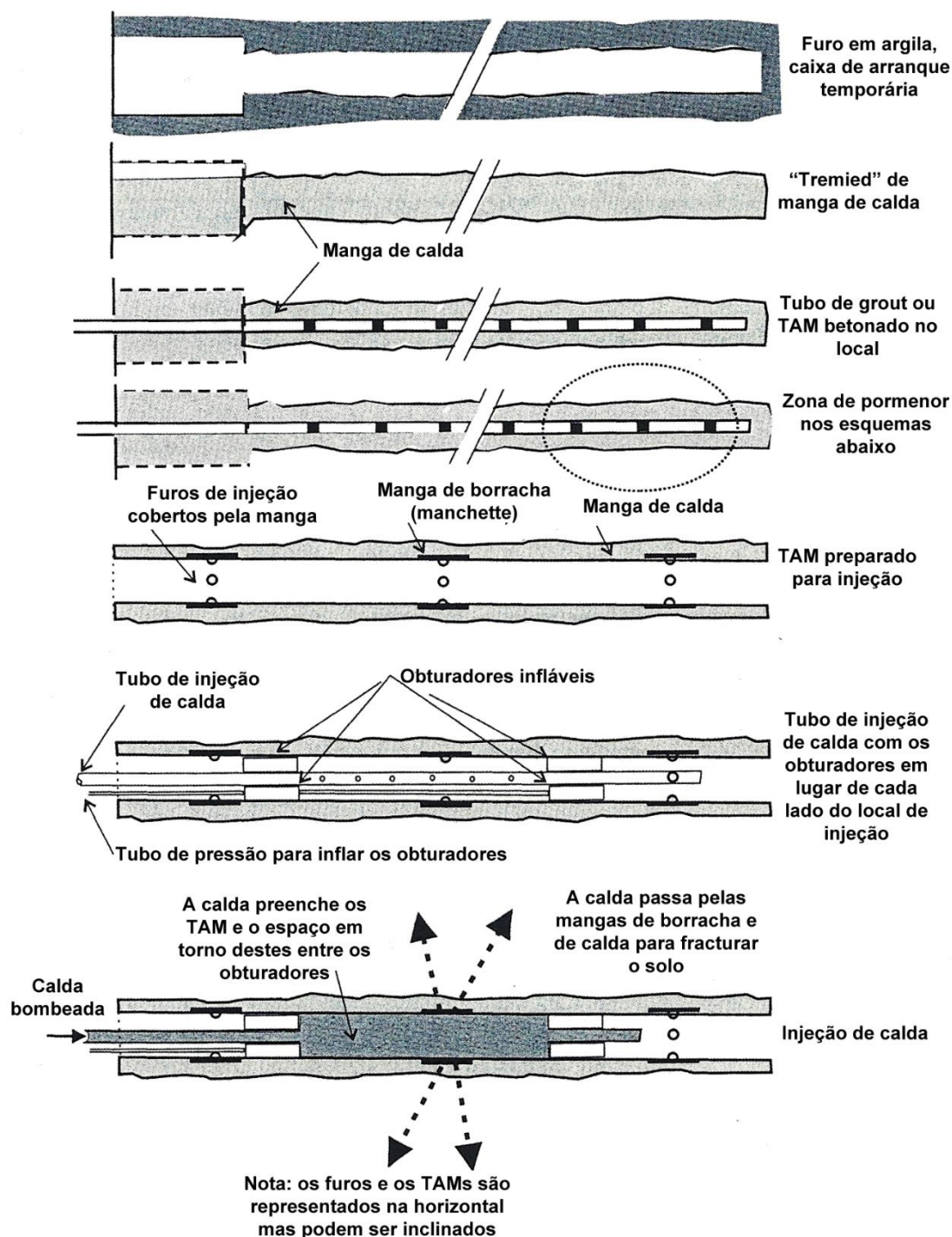


Fig. 5.4 – Etapas da instalação de um TAM e do processo de *grouting* (adaptado de Harris 2001)

O sucesso do uso das injeções de compensação depende da possibilidade de se poder injetar calda várias vezes no mesmo ponto de injeção. Isto pode ser alcançado recorrendo às injeções de fracturação. Neste processo as injeções criam fraturas no solo, evitando assim, que a calda se concentre apenas no ponto de injeção onde bloquearia futuras injeções (Fig. 5.5).

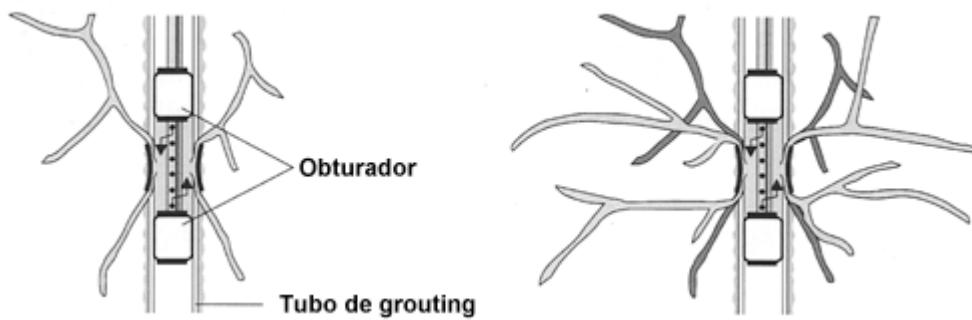
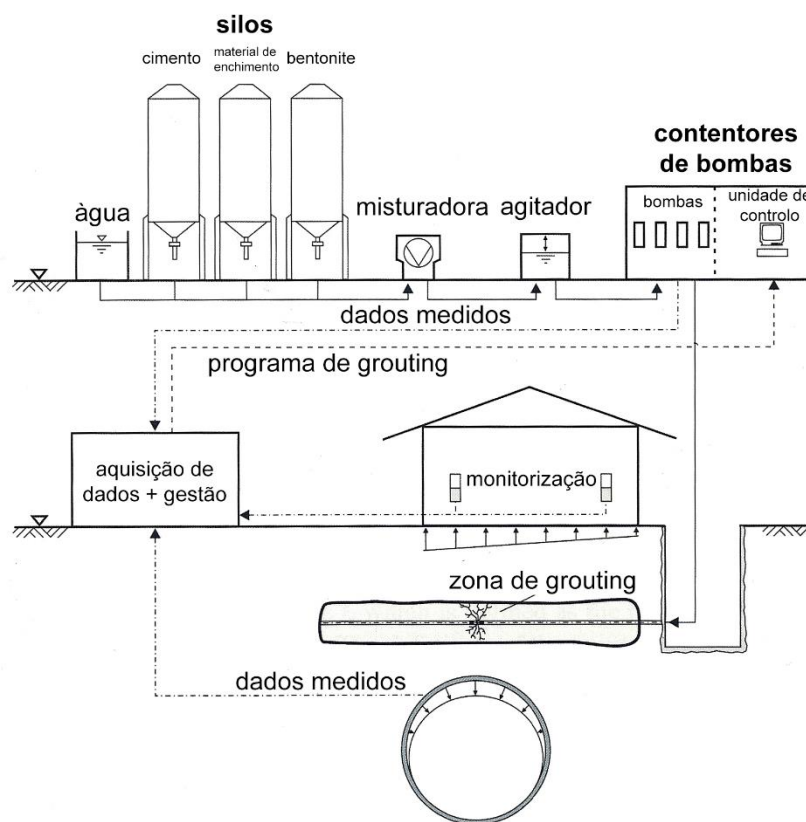


Fig. 5.5 – Desenvolvimento de uma injeção de fracturação (adaptado de Kummerer 2003)

5.4. A MONITORIZAÇÃO DO PROCESSO DE INJEÇÃO

Um dos aspetos mais importantes nas injeções de compensação é a monitorização do processo (Mair 1992). A elevação do solo à superfície devido ao *grouting* é difícil de se determinar, sendo importante variar a quantidade de calda a injetar para se controlar os deslocamentos expectáveis no solo. A futura quantidade de calda a injetar e o modo de injeção dependem assim, das elevações previamente medidas no solo.

Segundo Kummerer (2003) as instalações típicas de um local de trabalho para um processo de *grouting* incluem silos com cimento, material de enchimento, bentonite, um tanque de água, dispositivos de mistura e um contentor de bombas (Fig. 5.6).

Fig. 5.6 – Instalações típicas e processos de um trabalho de *grouting* (adaptado de Kummerer 2003)

O *grouting* é controlado por uns módulos de injeção, sendo estes últimos controlados por computador. O computador controla o fluxo e volume de calda a injetar, e termina este processo quando é atingida a pressão máxima especificada para o *grouting*, ou quando se atinge o volume definido. Também é possível controlar o *grouting* em ligação com o sistema de monitorização, quando os limites atuais são excedidos. Este processo de monitorização torna possível, por exemplo na construção de túneis, controlar os assentamentos à superfície resultantes da escavação e, conseqüente controlo dos movimentos nos edifícios e outros equipamentos. Assim que o solo ou estrutura começa a assentar, devido à escavação, o valor do assentamento medido é compensado sendo possível controlar estes valores na ordem dos milímetros

5.5. A EXTENSÃO DO METRO DE LISBOA SOB A PARTE ANTIGA DA CIDADE

Durante a construção de novas linhas de metro sob a parte antiga de Lisboa foi necessário proceder à escavação sob vários edifícios históricos da região. Os túneis foram realizados com recurso a uma TBM e as estações recorrendo a escavação sequencial. Edifícios históricos, totalizando uma área de 20000 m², foram protegidos de assentamentos consideráveis recorrendo-se às injeções de compensação (Fig. 5.7).

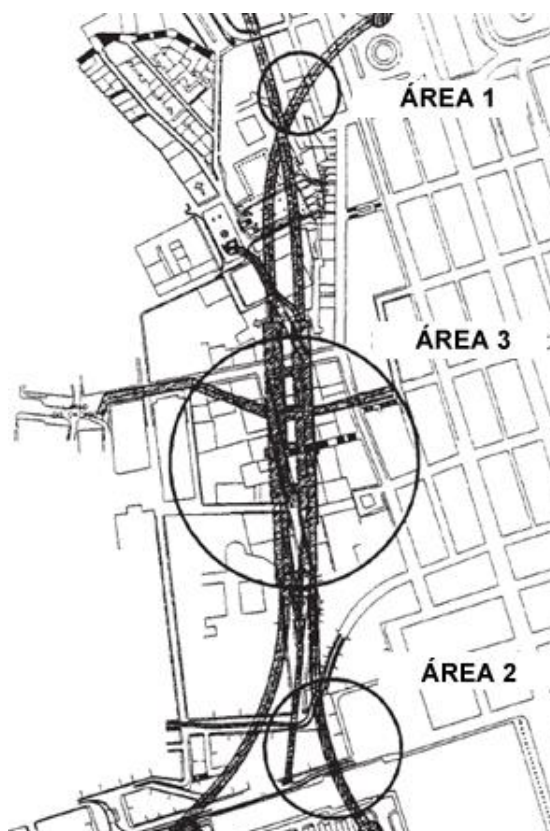


Fig. 5.7 – Áreas de tratamento com injeções de compensação, metro de Lisboa (adaptado de Falk 1997)

A situação para a área 2 representada na Fig. 5.7 consistia na passagem de uma tuneladora escudo EPB sob e ao longo de uma parede fortemente carregada e próximo de fundações. Em parte desta área, na Praça do Município, foi estudado a influência das injeções de compensação no revestimento do túnel.

Para este estudo foi escolhido um grupo de edifícios fundados numa areia siltosa. 15 TAMs foram instalados a partir de um poço escavado fora do edifício e abaixo do nível freático (Fig. 5.8).

A *grouting* foi realizado em 2 fases, 9,5 dias de pré-condicionamento seguidos de 2,5 dias de pré-elevação. Apenas 54 das 726 injeções individuais são da fase de pré-elevação. Mais de 95% do volume injetado no solo foi utilizado para se atingir o “ponto de eficácia”, que está relacionado com a compensação das tensões verticais existentes com as tensões horizontais induzidas (Fig. 5.9).

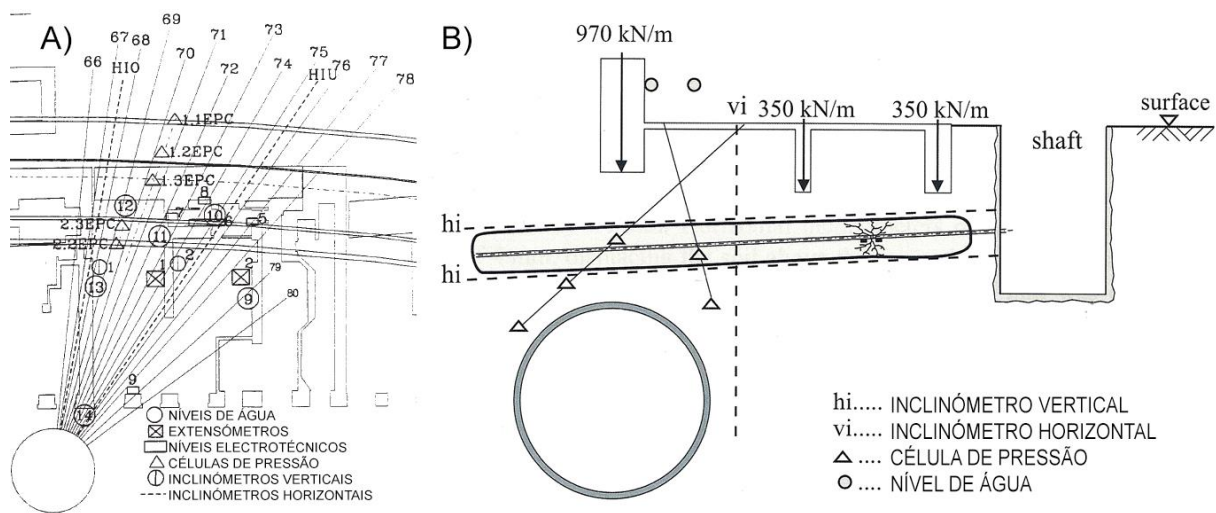


Fig. 5.8 – Plano de monitorização da área 2, a) vista em planta; b) vista transversal (Falke 1997)

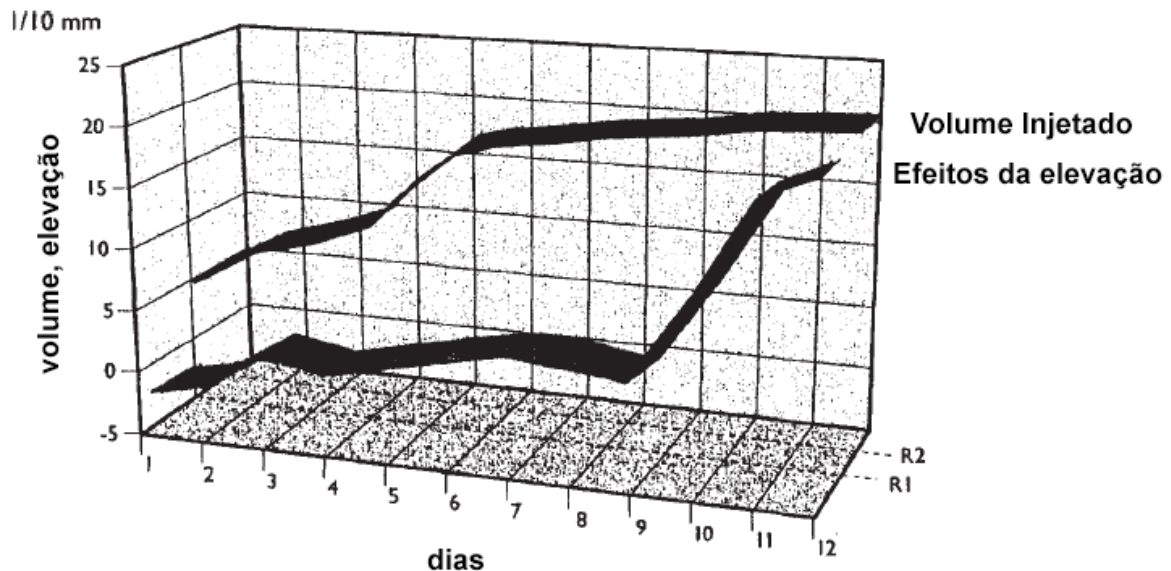


Fig. 5.9 – Volume injetado e elevação obtida para o teste na área 2, metro de Lisboa (Falk 1997)

Pela análise da Fig. 5.10 observa-se que as fundações mais carregadas foram elevadas cerca de 2 mm, enquanto as menos carregadas sofreram uma elevação de 0,5 mm. Inclínómetros horizontais revelaram um deslocamento de 4 mm, movendo o solo em ambas as direções verticais acima da zona de *grouting*. Um deslocamento lateral de 3,5 mm foi obtido com os inclínómetros verticais. A máxima variação de pressão registada dentro da zona de *grouting* foi de 10,5 bar. Já células de pressão localizadas na periferia do revestimento do túnel registaram uma variação de aproximadamente 0,1 bar.

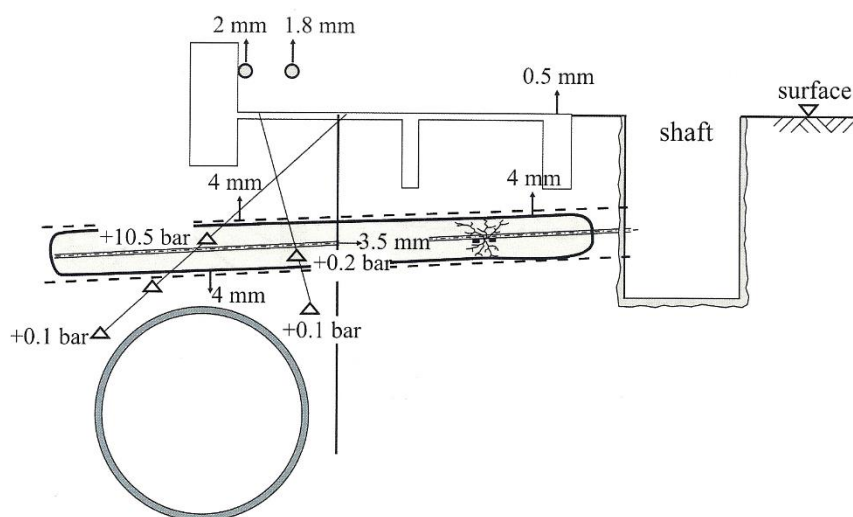


Fig. 5.10 – Resultados do estudo na área 2 do Metro de Lisboa, secção transversal (Falk 1997)

5.6. A MODELAÇÃO NUMÉRICA RECORRENDO AO PLAXIS 3D

Esta secção descreve o desenvolvimento de um modelo numérico para a modelação das injeções de compensação que são uma técnica útil para a proteção de estruturas à superfície, de potenciais movimentos decorrentes da escavação e construção de túneis. Através de um poço, tubos são inseridos no solo entre o túnel e a estrutura adjacente a ser protegida. As estruturas à superfície são instrumentadas e os movimentos são cuidadosamente monitorizados, e assim que as deformações nestas excedam um certo nível dá-se início às injeções de compensação para evitar danos materiais.

No modelo numérico descrito neste subcapítulo, as injeções de compensação são modeladas recorrendo ao PLAXIS 3D, aplicando uma variação de volume a blocos retangulares presentes na malha que representam as zonas de *grouting*. Esta estratégia, de aplicação de uma variação de volume para a modelação das injeções, é considerada adequada segundo Kummerer (2003), já que os problemas deste tipo são caracterizados pela compensação de assentamentos.

Não foi encontrada qualquer referência do uso desta técnica na prolongação da linha 9 do Metro de Madrid. No entanto, os dados da secção 9 (parâmetros geotécnicos, alturas das camadas, assentamentos à superfície, etc.) serviram de base de estudo, na presente dissertação, para a análise numérica de deslocamentos à superfície devido a injeções de compensação. Tanto as condições de apoio como o critério de rotura foram baseados no modelo definido no subcapítulo 3.2 para o estudo dos assentamentos. Já a geometria desta modelação, dimensões dos blocos, malha utilizada e o processo de simulação encontram-se descritos nos próximos subcapítulos.

5.6.1. GEOMETRIA UTILIZADA E DIMENSÕES DOS ELEMENTOS

À semelhança do capítulo 3.2.1, de forma a reduzir o tempo de cálculo computacional na análise 3D, apenas metade da escavação é simulada tirando partido da simetria do modelo. O comprimento total do modelo foi fixado em 80 m (Fig. 5.11).

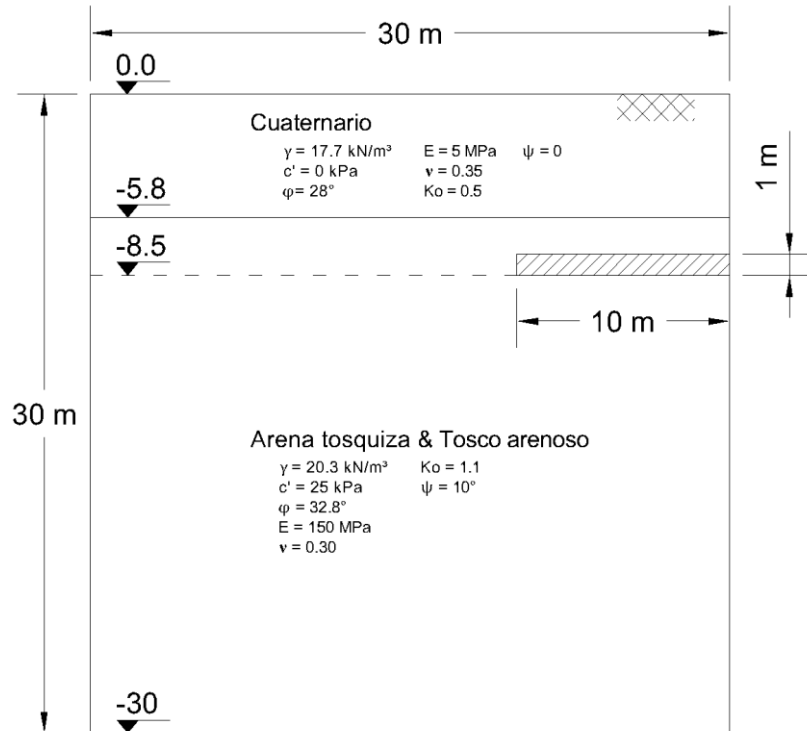


Fig. 5.11 – Geometria definida para a modelação das injeções de compensação

20 Blocos retangulares à profundidade escolhida de 7,5 m e com as dimensões representadas na Fig. 5.12, foram definidos para a simulação da “camada de *grouting*”. Este conjunto de blocos encontra-se a 7,5 m da origem do modelo, na direção y, de forma a evitar a influência das condições de apoio (Fig. 5.13).

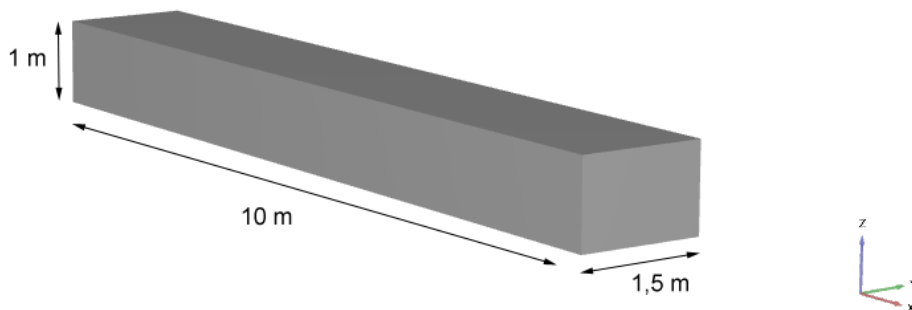


Fig. 5.12 – Dimensões dos blocos retangulares utilizados na modelação das zonas de *grouting*

O desenvolvimento de cada bloco foi fixado em $1,5\text{ m}$ de forma a coincidir com o comprimento das fases de construção do túnel modelado para as análises de assentamentos. Isto porque, posteriormente, pretende-se “aplicar” as injeções de compensação ao caso de estudo da secção S9L9 para estudar a sua influência nos assentamentos obtidos à superfície.

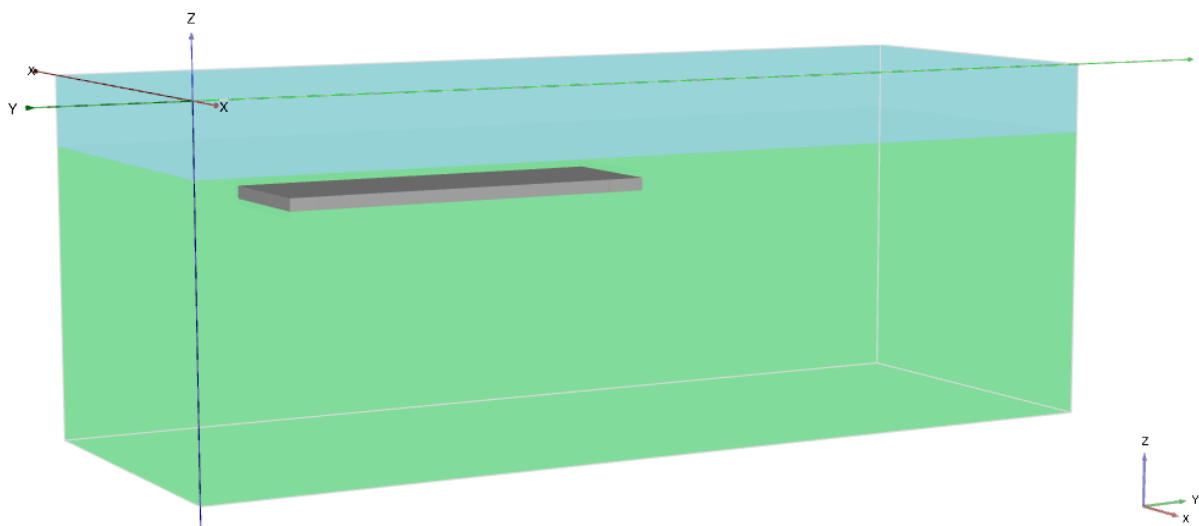


Fig. 5.13 – Representação do conjunto de blocos a simular a camada de *grouting* no modelo tridimensional

5.6.2. MALHA UTILIZADA E PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS

As propriedades destes elementos são iguais às do solo onde se encontram, “Arena tosqueira & Tosco arenoso”. Esta escolha deve-se ao facto de se querer analisar apenas o efeito da variação do volume sem influência de outros aspetos, como por exemplo a densidade do elemento. Na Fig. 5.14 está representada a malha de elementos finitos tridimensional da secção S9L9 utilizada para a análise dos deslocamentos no solo devido a injeções de compensação. Esta malha, de refinamento médio, é semelhante à usada para a análise anterior dos assentamentos à superfície e contém 11731 elementos e 17434 nós.

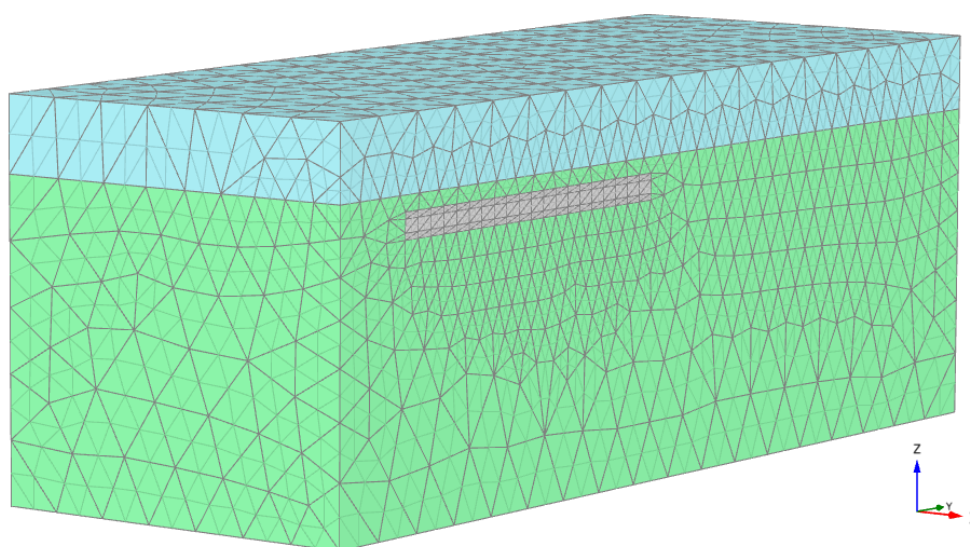


Fig. 5.14 – Malha 3D de elementos finitos utilizada na análise das injeções de compensação

5.6.3. APLICAÇÃO DA VARIAÇÃO DE VOLUME A CADA ELEMENTO

Como referido anteriormente, as injeções de compensação, na presente dissertação, são simuladas aplicando uma variação de volume, que simula a quantidade de calda injetada no solo, aos blocos retangulares que representam as zonas de *grouting*. Estes blocos são definidos no PLAXIS 3D como sólidos individuais, sendo assim possível definir uma pressão volumétrica (ou seja, uma variação de volume) para cada elemento em fases diferentes. Com a Fig. 5.15 é possível observar, em três vistas diferentes, o resultado da aplicação de um incremento de volume aplicado a um único elemento. Esta variação de volume dá-se nas 3 direções. No entanto, o incremento de volume não é igual em todas as direções já que há a influência do solo adjacente.

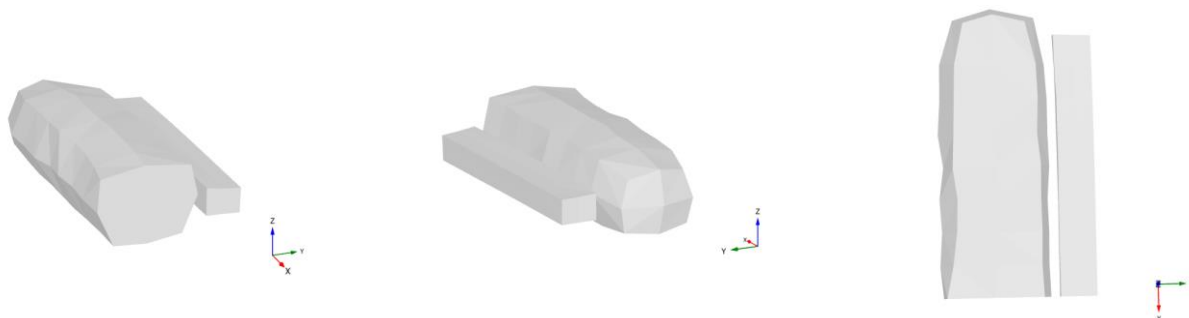


Fig. 5.15 - Resultados e comparação da variação de volume de um único elemento

Por fase, é aplicada uma variação de volume a cada um dos 20 elementos. Para os valores das variações de volume a aplicar foram arbitradas as percentagens de 1, 2 e 5% como valores de extensão total. No total foram estudados 6 casos diferentes dividindo-se em casos isotrópicos²⁰ e anisotrópicos²¹. Os valores de extensão (em percentagem) encontram-se representados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Valores de extensão nas 3 direções dos 6 casos estudados

ε (%)	Caso nº #	Isotropia			Caso nº #	Anisotropia		
		ε_x	ε_y	ε_z		ε_x	ε_y	ε_z
1	1	0,333	0,333	0,333	2	0,250	0,250	0,500
2	3	0,667	0,667	0,667	4	0,500	0,500	1,000
5	5	1,667	1,667	1,667	6	1,250	1,250	2,500

Cada caso tem 20 fases em que cada fase corresponde à aplicação da variação de volume a cada elemento individual. A primeira fase corresponde à aplicação da variação de volume ao 1º elemento situado em $x = 7,5 \text{ m}$, enquanto a vigésima fase corresponde à mesma variação de volume mas no vigésimo elemento situado em $x = 37,5 \text{ m}$ tendo-se assim uma camada de *grouting* com 30 m de largura. A Fig. 5.16 é uma ilustração com um certo número de elementos já expandidos e os restantes por expandir, evidenciando assim, o sentido da aplicação do incremento de volume a cada elemento e o resultado dessa aplicação.

²⁰ Extensão de volume igual nas 3 direções.

²¹ O aumento de volume na direção z o dobro da direção x e y, mantendo-se 1, 2 e 5% como valores de extensão volumétrica total.

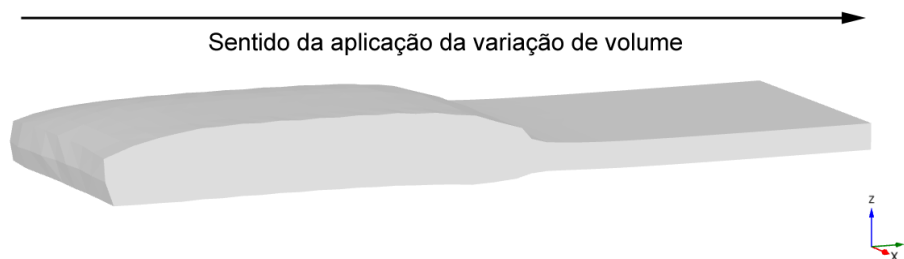


Fig. 5.16 – Sentido e aplicação da variação de volume

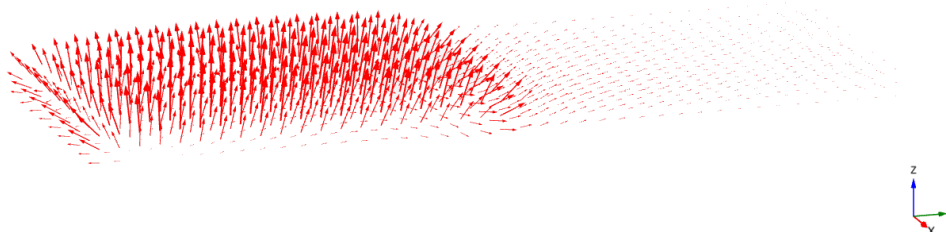


Fig. 5.17 - Sentido e direção da expansão devido à injeção

Na Fig. 5.17 é possível observar o sentido da expansão dos elementos sendo este maioritariamente superior na direção Z no sentido ascendente. Tanto a menor consistência da primeira camada como a sua menor espessura podem justificar este fato.

5.7. RESULTADOS NUMÉRICOS DA VARIAÇÃO DE VOLUME

Nesta secção estão presentes os resultados numéricos, obtidos com o PLAXIS 3D, da aplicação de diferentes variações de volume ao conjunto dos 20 elementos que simulam a camada de *grouting*. No primeiro subcapítulo está presente a análise dos deslocamentos obtidos no maciço, enquanto o segundo subcapítulo consiste na análise de um único elemento, de forma a observar a influência deste no maciço e nos elementos adjacentes.

5.7.1. DESLOCAMENTOS NO MACIÇO DEVIDO ÀS EXTENSÕES VOLUMÉTRICAS

Na Fig. 5.18 está representado o modelo deformado a três dimensões após o cálculo numérico da fase 20 do Caso #1 (1% isotrópico). Nesta figura é possível observar a deformação do solo e dos 20 blocos retangulares que simulam a camada de *grouting*, sendo visíveis as elevações à superfície. A Fig. 5.19 representa a distribuição e valores dos deslocamentos verticais (segundo a direção Z) em todo o modelo após o cálculo numérico da fase 20 do caso #1. Nota-se que os maiores deslocamentos verticais ocorrem próximo da camada de *grouting*, e que estes diminuem de valor à medida que se aproximam da superfície.

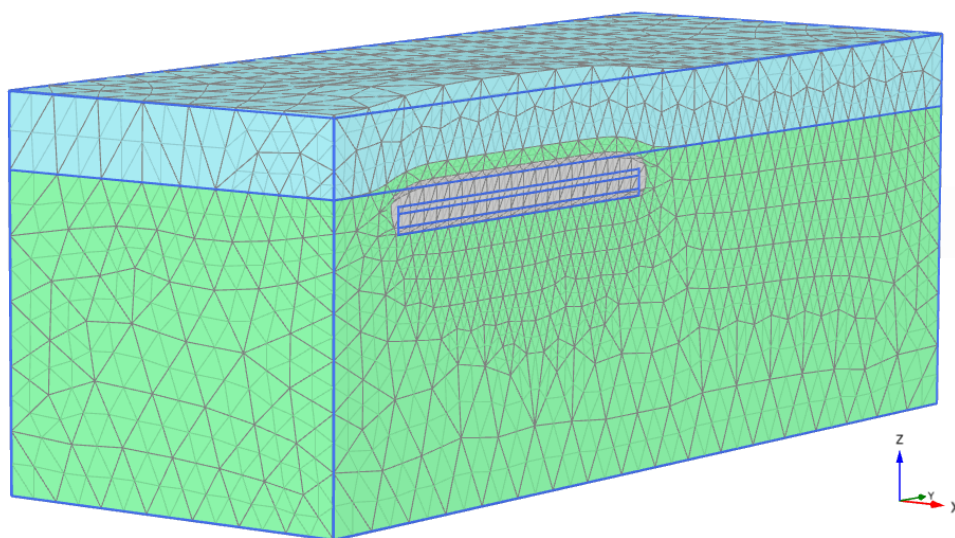


Fig. 5.18 – Deformações 3D no maciço e da camada de *grouting* do Caso #1 na fase 20

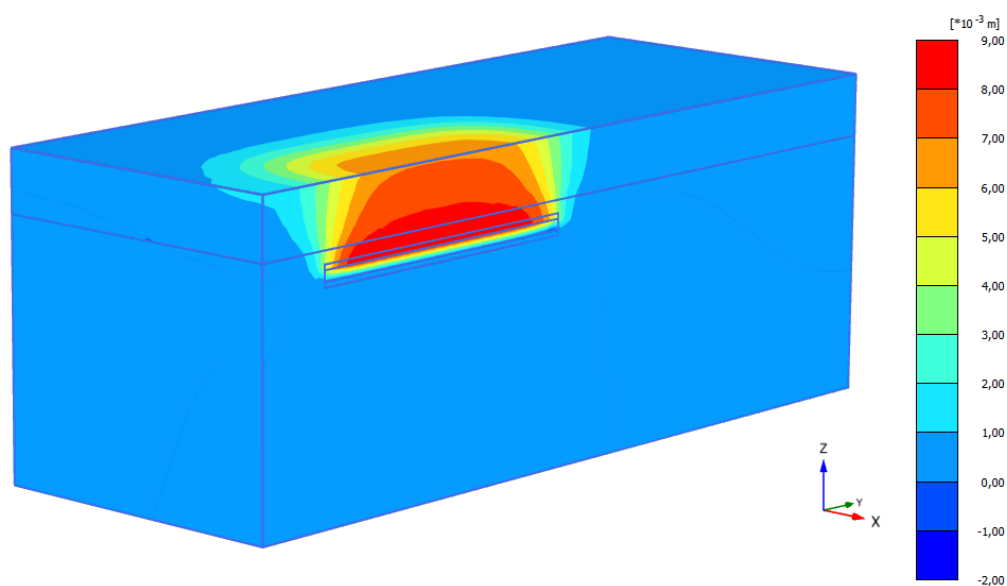


Fig. 5.19 – Deslocamentos verticais no maciço após a fase 20 da variação de volume do caso #1

Na Fig. 5.20 é possível ver a distribuição dos deslocamentos no maciço pela influência da expansão de volume da zona de *grouting*. Nota-se que acima desta zona predominam deslocamentos verticais ascendentes, enquanto lateralmente a esta zona temos uma predominância de deslocamentos horizontais no maciço.

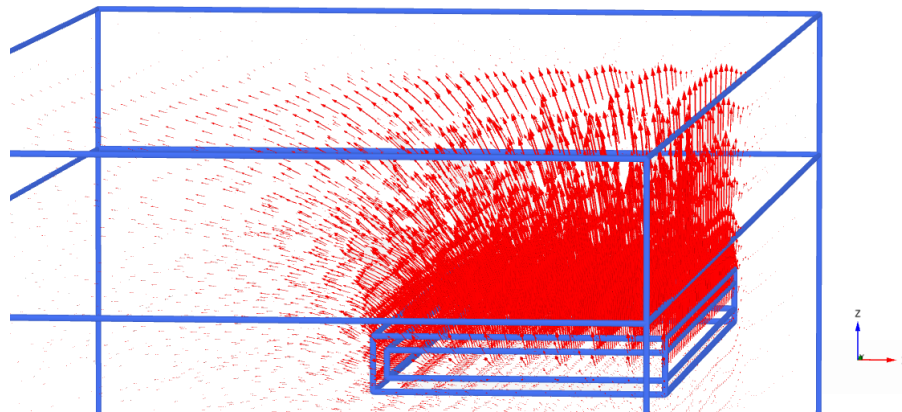


Fig. 5.20 – Deslocamentos totais da aplicação das injeções de compensação

Com a Fig. 5.21 e Fig. 5.22, para uma extensão total volumétrica de 1%, são comparados os deslocamentos transversais verticais e horizontais, respetivamente, devido à expansão isotrópica e anisotrópica, numa parte do modelo em que os deslocamentos à superfície já se encontram estabilizados após o cálculo da fase 20 (plano $y = 23 \text{ m}$).

Pela análise das figuras, observa-se que o máximo deslocamento vertical à superfície foi de aproximadamente 8 mm , enquanto o máximo deslocamento horizontal foi de 4 mm . Em ambos os casos, os deslocamentos máximos obtidos à superfície corresponderam aos casos anisotrópicos. No entanto, a diferença entre os casos isotrópicos e anisotrópicos não é considerável já que a mesma, tanto para os deslocamentos verticais como para os horizontais, foi inferior a 1 mm .

A máxima elevação à superfície, derivada do cálculo numérico, deu-se sobre o eixo de simetria enquanto o máximo deslocamento horizontal localizou-se aproximadamente a 10 m do eixo de simetria.

Observando a Fig. 5.21, nota-se que a evolução dos levantamentos obtidos à superfície é semelhante à dos assentamentos provocados pela construção de um túnel, sendo diferente o sentido dos deslocamentos.

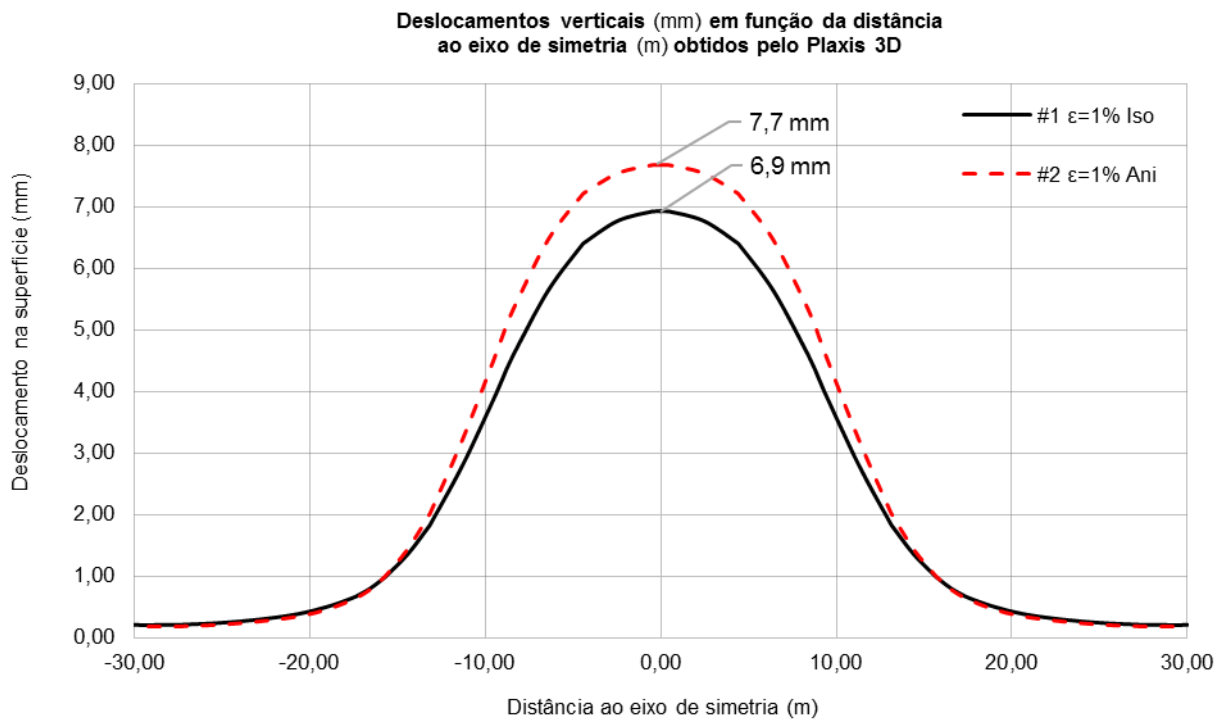


Fig. 5.21 – Comparação dos deslocamentos verticais à superfície da expansão isotrópica e anisotrópica para $\varepsilon = 1\%$

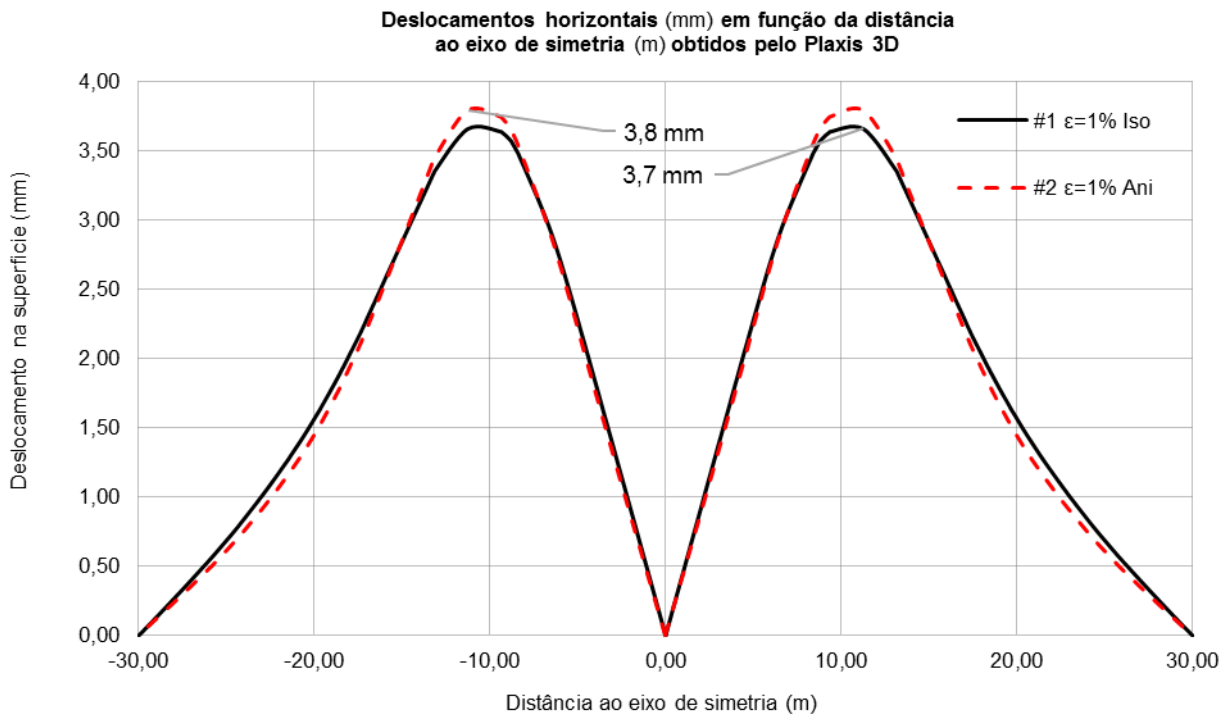


Fig. 5.22 – Comparação dos deslocamentos horizontais à superfície da expansão isotrópica e anisotrópica para $\varepsilon = 1\%$

Com a Fig. 5.23 são comparados os casos #1, #3 e #5 do Quadro 5.2. Pela observação da figura, é possível concluir que quanto maior a extensão volumétrica aplicada aos elementos que representam a zona de *grouting*, maior a elevação obtida à superfície, sendo a evolução das curvas semelhante para os três casos em análise.

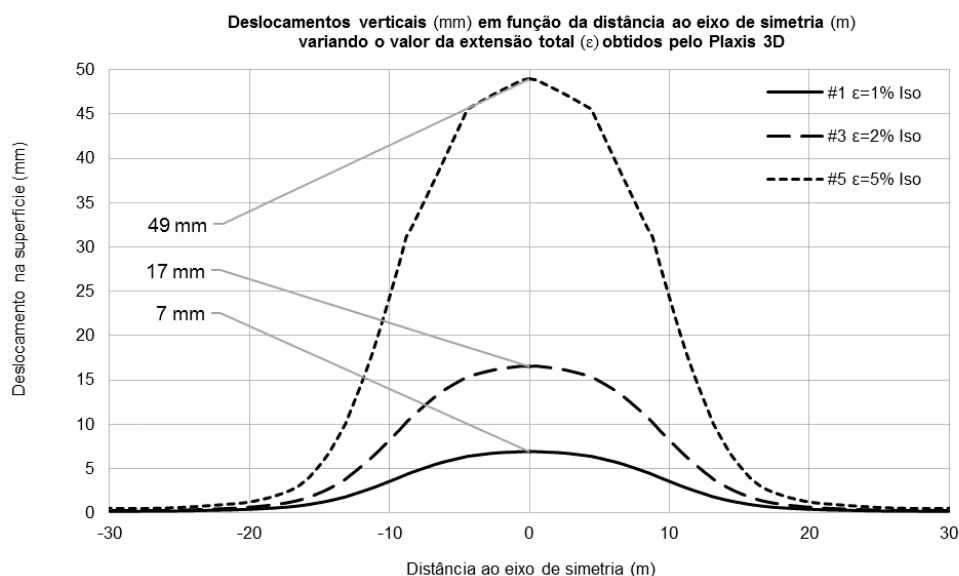


Fig. 5.23 – Comparação dos deslocamentos verticais à superfície dos vários casos isotrópicos do Quadro 5.2

Na Fig. 5.24 observa-se a comparação dos deslocamentos horizontais obtidos à superfície para os mesmos casos do Quadro 5.2. À semelhança da análise da figura anterior, conclui-se que quanto maior a extensão volumétrica aplicada, maior o deslocamento horizontal obtido à superfície, mantendo-se semelhante a evolução das curvas para os três casos em análise. Pela análise de ambas as figuras 5.23 e 5.24, observa-se que para cada caso, o deslocamento horizontal máximo obtido à superfície é aproximadamente igual a metade da elevação máxima à superfície.

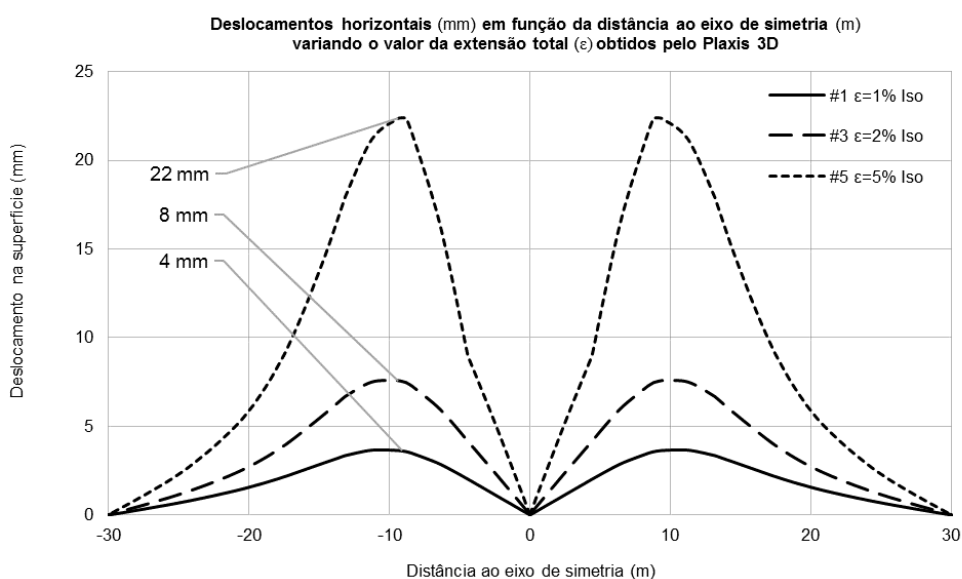


Fig. 5.24 – Comparação dos deslocamentos horizontais à superfície dos vários casos Isotrópicos do Quadro 5.2

5.7.2. COMPORTAMENTO E INFLUÊNCIA DA EXTENSÃO VOLUMÉTRICA NUM ÚNICO BLOCO

Posteriormente, foi analisado o comportamento da variação de volume de um único elemento. Para esta análise foi estudado o caso #1 do Quadro 5.1 (expansão volumétrica de 1% isotropicamente) na fase 11. Em primeiro lugar foram estudados os deslocamentos na direção X (Fig. 5.25). Nota-se que o deslocamento máximo foi de aproximadamente $2,2\text{ mm}$. Na parte oposta a este não houve deslocamentos devido às condições de fronteira (o elemento foi impedido de se expandir).

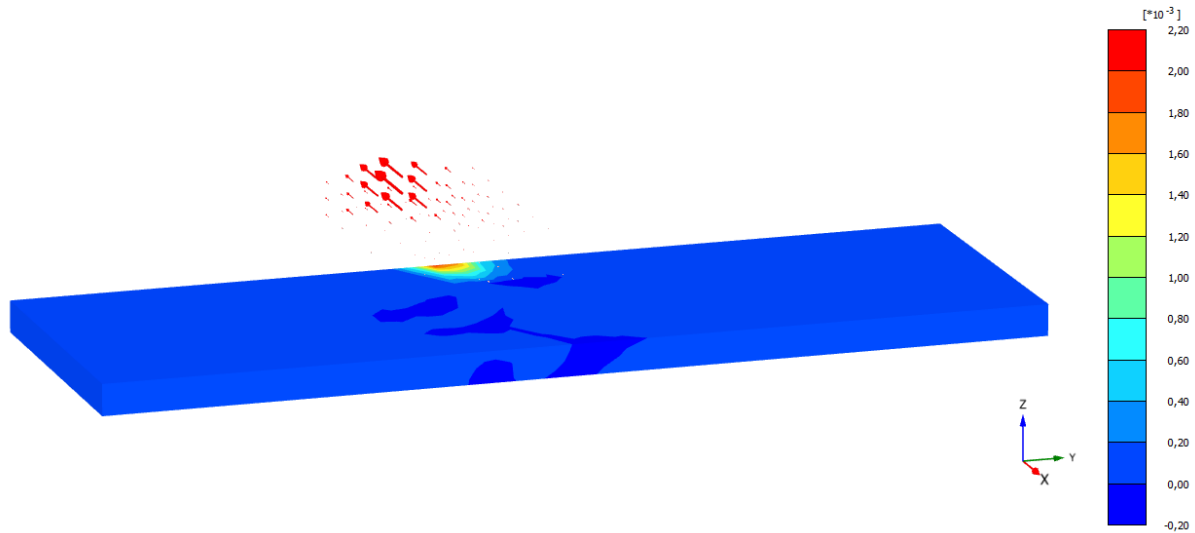


Fig. 5.25 – Deslocamentos horizontais na direção X numa única fase (fase 11) do Caso #1

De seguida estudou-se os deslocamentos horizontais na direção Y (Fig. 5.26). Nota-se que o elemento em análise expande (representado a cores de amarelo e vermelho) comprimindo os elementos adjacentes (representados a cores de azul escuro). O deslocamento máximo no interior do elemento foi de $3,6\text{ mm}$ enquanto nos elementos adjacentes o deslocamento máximo foi de 2 mm .

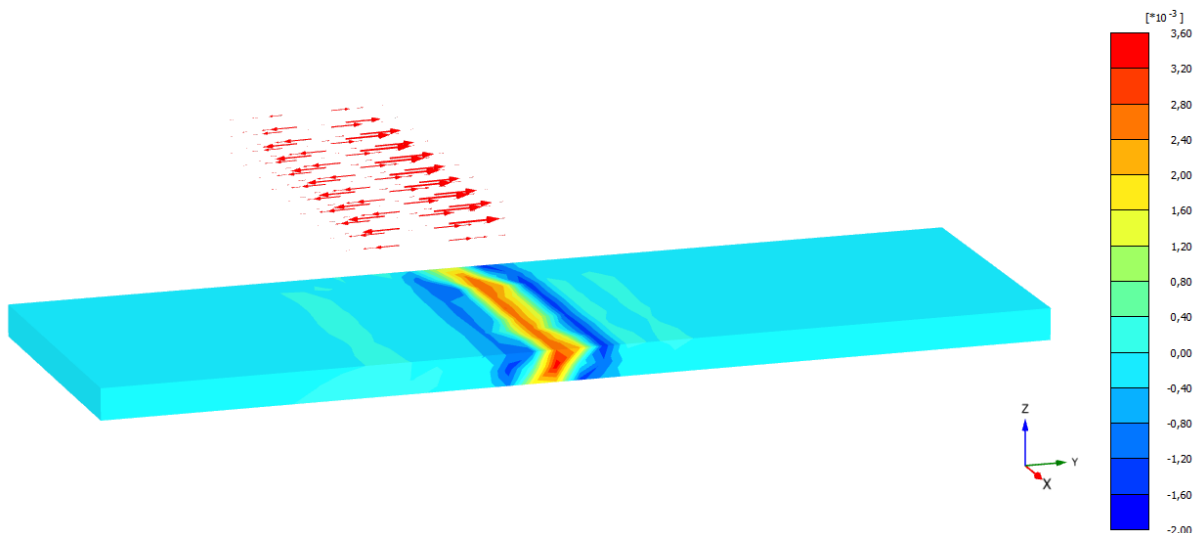


Fig. 5.26 – Deslocamentos horizontais na direção Y numa única fase (fase 11) do Caso #1

Quando aos deslocamentos verticais, na direção Z (Fig. 5.27), para além de ter ocorrido uma expansão volumétrica no próprio elemento em estudo, os elementos adjacentes também foram expandidos, ao contrário do caso anterior que foram comprimidos. De se notar que a expansão deu-se em ambos os sentidos da direção Z, mas no entanto, com maior intensidade no sentido ascendente como se pode observar pelas grandeza das “setas” representadas na Fig. 5.27. O máximo deslocamento vertical nesta análise foi aproximadamente 5,6 mm.

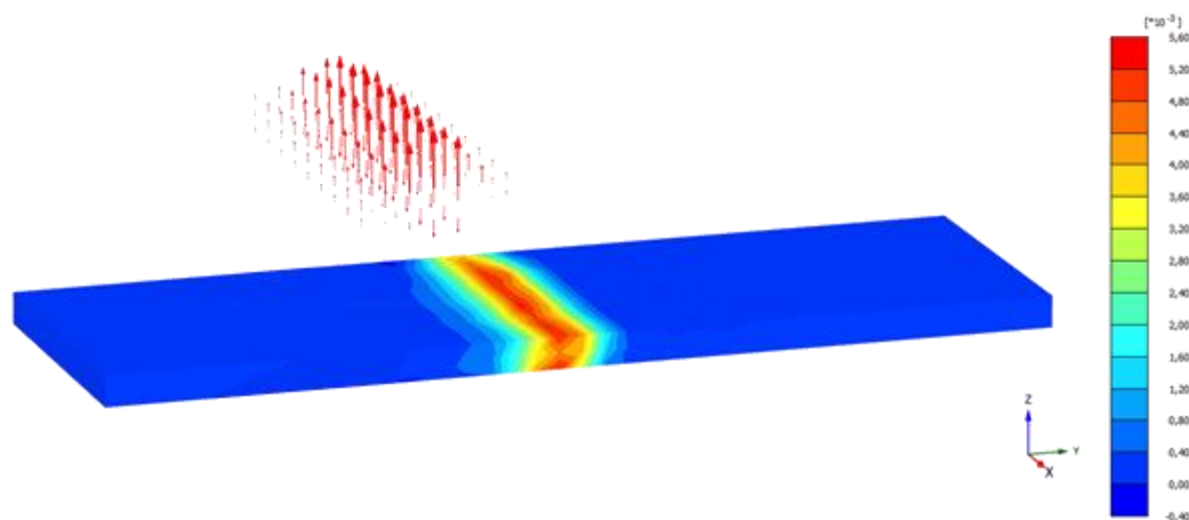


Fig. 5.27 – Deslocamentos horizontais na direção Z numa única fase (fase 11) do Caso #1

Das 3 direções analisadas conclui-se que a expansão tem maior intensidade na direção vertical Z, direção esta que proporciona elevações à superfície de forma a compensar os assentamentos provenientes, por exemplo, da escavação e construção de um túnel. Analisando o efeito da expansão considerando simultaneamente as 3 direções encontra-se representado na Fig. 5.28 os deslocamentos absolutos referentes à fase 11 do Caso #1.

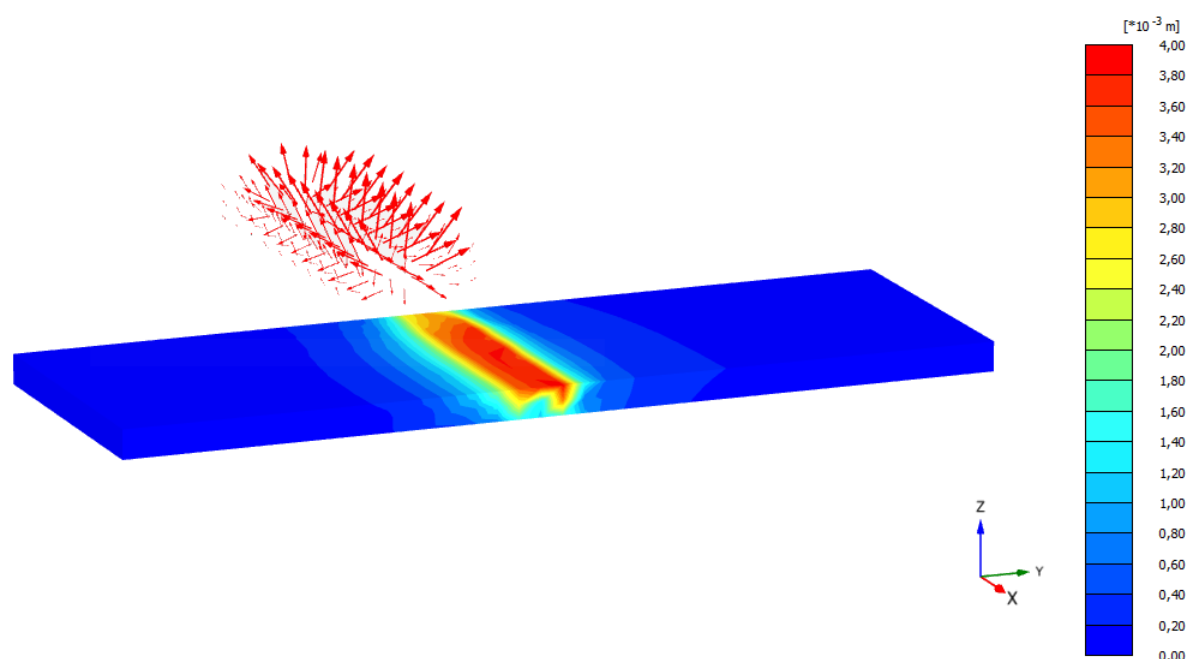


Fig. 5.28 – Deslocamentos absolutos de uma única fase (fase 11) do Caso #1

Pela observação da figura anterior conclui-se que há uma maior expansão na parte superior do elemento, sendo que o deslocamento total máximo foi de aproximadamente 4 mm . As possíveis razões para a explicação de os deslocamentos serem maioritariamente ascendentes são:

- O valor do módulo de elasticidade do primeiro estrato é consideravelmente inferior ao do segundo ($5 \ll 150 \text{ MPa}$) tendo menor rigidez e apresentando assim uma maior deformabilidade;
- O volume de solo abaixo da zona de *grouting* é muito superior do que na parte acima;
- A superfície do solo é livre de se mover em todas as direções.

5.8. APLICAÇÃO DAS INJEÇÕES DE COMPENSAÇÃO AO CASO DE ESTUDO S9L9

As injeções de compensação consistem em injetar, numa área de tratamento, um volume de calda de cimento que permita controlar, e se possível evitar, os assentamentos provocados pela escavação e construção de um túnel. De modo a compreender este processo, decidiu-se aplicar numericamente as injeções de compensação a um caso de obra. O modelo descrito anteriormente neste capítulo, para a simulação das injeções de compensação, foi aplicado ao caso de estudo S9L9. Desta forma, para além de ser possível observar a influência combinada da escavação e construção do túnel com as injeções de compensação no solo, será também possível validar o modelo descrito neste capítulo para a simulação desta técnica. A geometria adotada para esta análise encontra-se representada na Fig. 5.29.

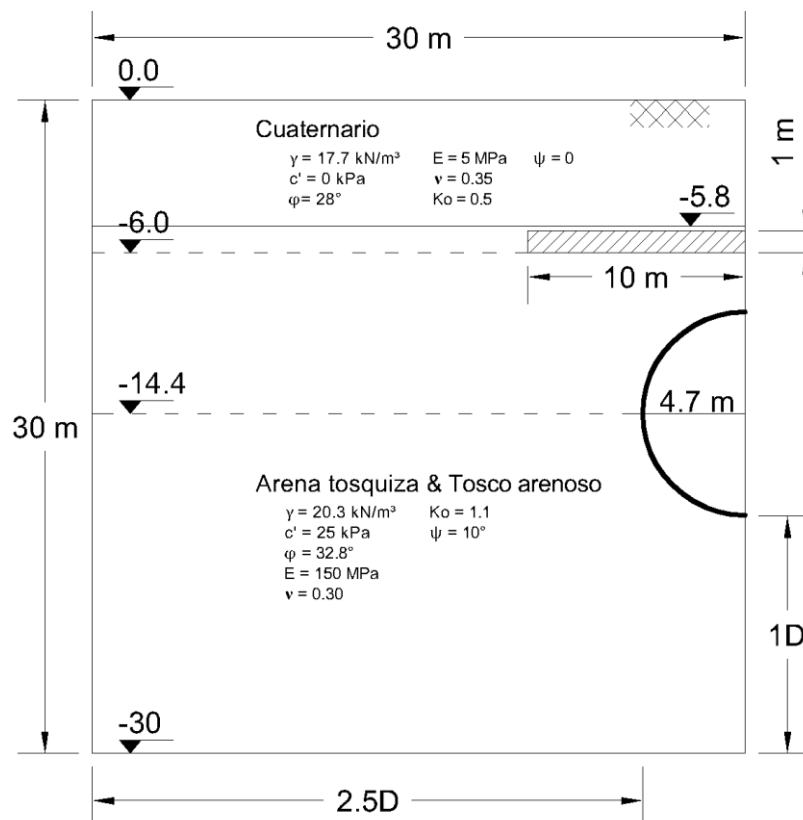


Fig. 5.29 – Geometria definida para a modelação do túnel da secção S9L9 com aplicação das injeções de compensação

A extensão volumétrica total aplicada à camada de *grouting* foi de 1% isotropicamente (caso #1 do Quadro 5.1). As propriedades desta camada são as mesmas definidas no subcapítulo 5.6.2. Os resultados dos assentamentos da secção S9L9 e elevações à superfície aplicando as injeções de compensação, anteriormente analisados, foram de 9,6 e 7 mm respectivamente. Dado haver uma ligeira diferença entre os dois valores de deslocamentos verticais anteriormente mencionados, decidiu-se colocar a camada de *grouting* mais próxima da superfície expectando-se uma melhor compensação dos assentamentos obtidos. Por este motivo, a base desta camada nesta análise fixou-se em 6 m de profundidade ao invés dos 8,5 m definidos no subcapítulo 5.6.1.

Tanto as condições de apoio como o critério de rotura, as propriedades dos elementos estruturais, as cargas aplicadas e a contração do escudo foram as mesmas definidas no capítulo 3.2. Na Fig. 5.30 está representada a malha de elementos finitos tridimensional, da combinação da construção do túnel com a aplicação das injeções de compensação, utilizada para a análise dos assentamentos. Esta malha, de refinamento médio, contém 17395 elementos e 26811 nós.

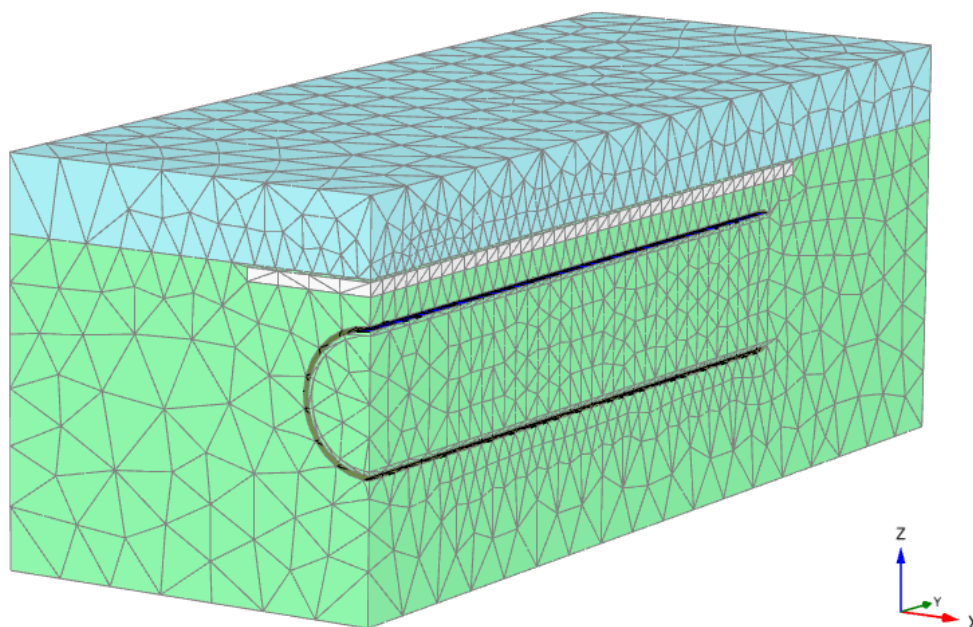


Fig. 5.30 – Malha 3D de elementos finitos utilizada na análise da aplicação das injeções de compensação no caso de estudo S9L9

O faseamento da escavação e construção do túnel foi o mesmo definido no subcapítulo 3.3. Para a simulação das injeções de compensação a modelação numérica foi a mesma descrita anteriormente neste capítulo. No entanto, a extensão volumétrica aplicada a cada elemento era realizada a 1,5 m de distância da frente da escavação.

Na Fig. 5.31, é possível observar a deformação do modelo a três dimensões após o cálculo numérico da fase 24. Pela observação da figura nota-se claramente as deformações presentes em redor do revestimento do túnel e na camada de *grouting*. No entanto, as deformações à superfície já não são claramente visíveis.

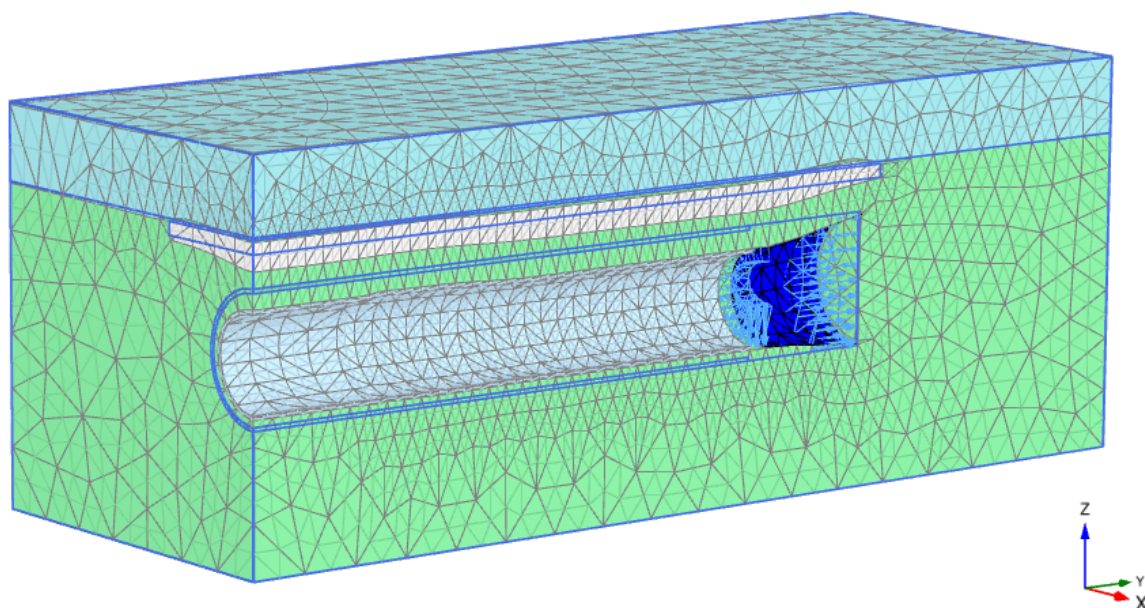


Fig. 5.31 – Deformações do solo e do túnel na fase 24 da secção S9L9 com aplicação das injeções de compensação

A Fig. 5.32 representa a distribuição e valores dos deslocamentos verticais (segundo a direção Z) em todo o modelo após o cálculo numérico da fase 24. Nota-se que os maiores deslocamentos verticais ocorrem no terreno entre o revestimento do túnel e a camada de *grouting*, e os de menor valor dão-se à superfície.

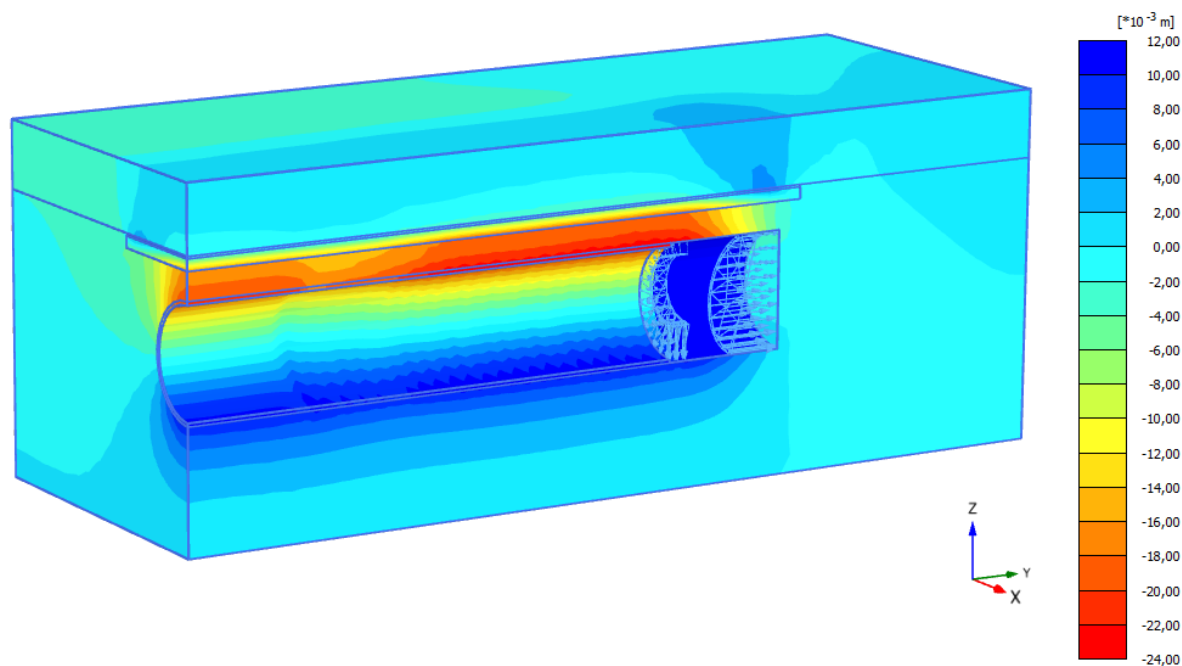


Fig. 5.32 – Deslocamentos verticais da S9L9 após a fase 24 no PLAXIS 3D simulando as injeções de compensação

Os assentamentos à superfície, derivados do cálculo numérico presentes no subcapítulo 4.2, da secção S9L9 foram usados para comparação. Com a Fig. 5.33 são comparados os assentamentos já estabilizados à superfície, antes e depois da aplicação das injeções de compensação. Pela observação da figura é possível concluir que a aplicação desta medida preventiva no caso de estudo foi bem-sucedida, já que se verificou a compensação dos assentamentos inicialmente obtidos à superfície.

Com a aplicação de uma extensão volumétrica de 1% isotropicamente na camada de *grouting*, foi possível verificar uma compensação de $\approx 10 \text{ mm}$ no deslocamento vertical máximo observado à superfície. Na superfície ao contrário de um assentamento de $9,6 \text{ mm}$ passou-se a ter uma elevação à superfície de $1,1 \text{ mm}$. No entanto, na superfície lateralmente à passagem do túnel ($x > \pm 10 \text{ m}$) mantiveram-se os assentamentos no maciço sendo $\approx 2 \text{ mm}$ o valor máximo observado.

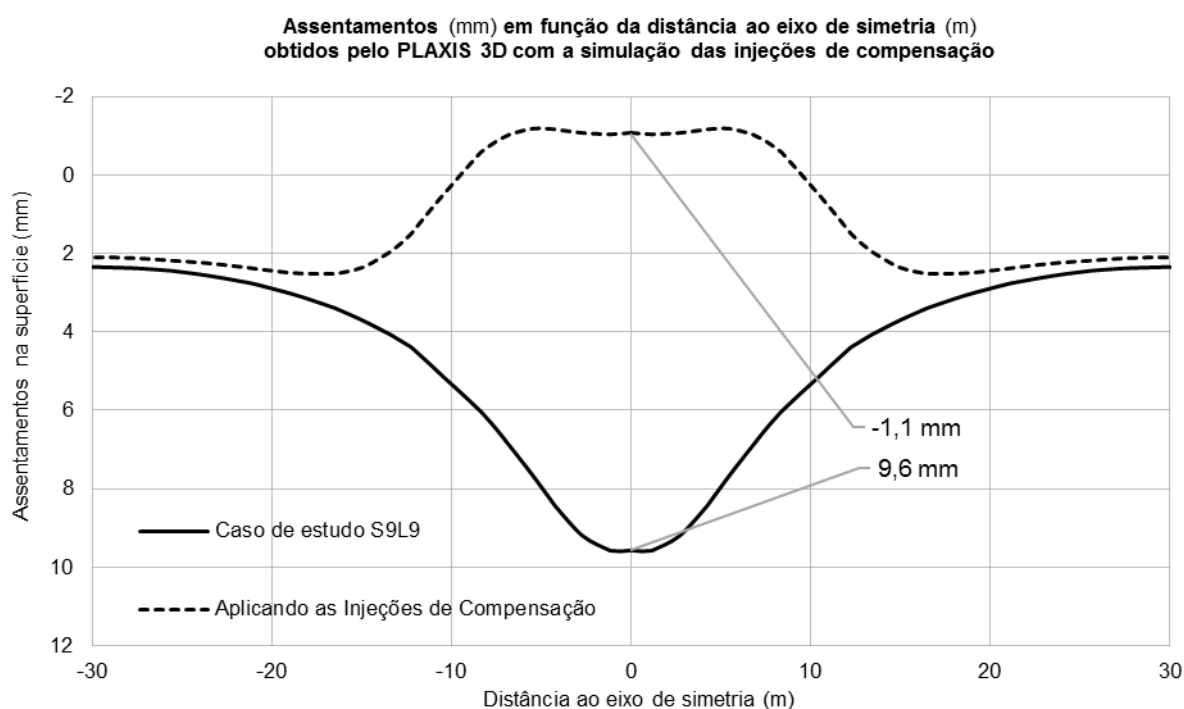


Fig. 5.33 – Assentamentos à superfície obtidos pelo PLAXIS 3D aplicando as injeções de compensação

Pelos resultados apresentados nas figuras anteriores pode-se concluir que a modelação numérica, presente neste capítulo para as injeções de compensação, poderá ser adequada para a simulação de casos de obras que recorram a esta técnica. Isto porque, a tendência de comportamento foi adequadamente capturada com o modelo numérico, nomeadamente a redução dos assentamentos provocados pela escavação e construção de um túnel. Por este mesmo motivo, também é possível concluir que as injeções de compensação são uma técnica fiável para reduzir assentamentos de estruturas que se encontram à superfície durante a escavação e construção de um túnel superficial com uma TBM.

De forma a se compreender qualitativamente o comportamento do solo, e a sua interação com a TBM combinada com as injeções de compensação, foram analisadas e comparadas, ao longo da direção longitudinal do túnel, as evoluções dos deslocamentos obtidos à superfície (eixo longitudinal A da Fig. 5.34).

Pela análise da Fig. 5.34 observa-se que os deslocamentos à superfície, aplicando as injeções de compensação, iniciam-se a cerca de um diâmetro (10 m) adiante da frente de escavação. Até à chegada da frente da tuneladora as elevações na superfície vão crescendo lentamente ($\approx 2 \text{ mm}$) e, posteriormente após a passagem da frente, as elevações continuam a crescer lentamente até atingirem um máximo de 3 mm à superfície. Após este máximo, o solo, ainda dentro do intervalo do escudo da TBM, começa a assentar lentamente estabilizando-se a cerca de dois diâmetros (20 m) atrás da frente de escavação.

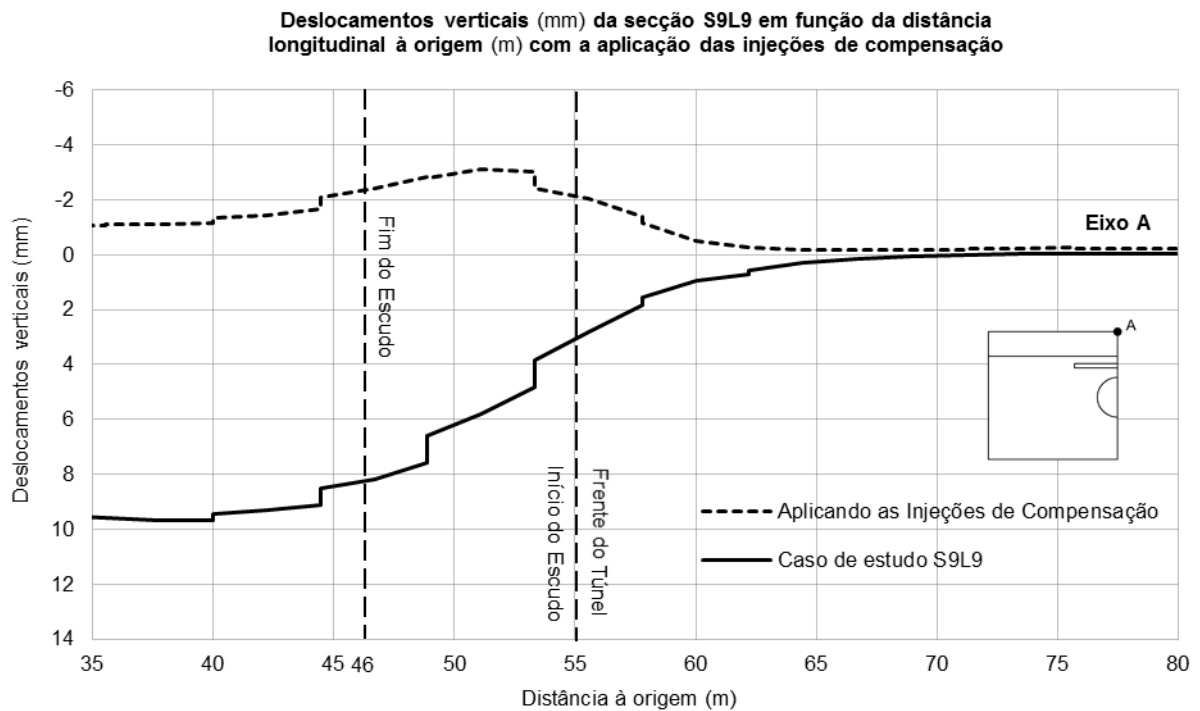


Fig. 5.34 – Deslocamentos verticais à superfície da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel aplicando as injeções de compensação

Comparando ambas as curvas presentes na figura anterior observa-se que, ao aplicar as injeções de compensação ao caso de estudo da secção S9L9:

- Os assentamentos obtidos à superfície diminuíram consideravelmente;
- Os primeiros deslocamentos observados no maciço aconteceram mais próximos da frente de escavação;
- A fase mais acentuada da evolução dos deslocamentos foi aquela antes da chegada da tuneladora;
- A variação dos deslocamentos à superfície ao longo de todo o processo de escavação e construção, em comparação com o caso sem a aplicação das injeções de compensação, foi consideravelmente menor variando entre 0 e 3 mm;
- A estabilização dos deslocamentos obtidos à superfície deu-se na mesma a dois diâmetros atrás da frente de escavação.

Posteriormente, foi analisada a evolução dos deslocamentos verticais verificados no maciço ao longo de dois eixos longitudinais, um acima da zona de *grouting* e outro abaixo desta camada (Fig. 5.35).

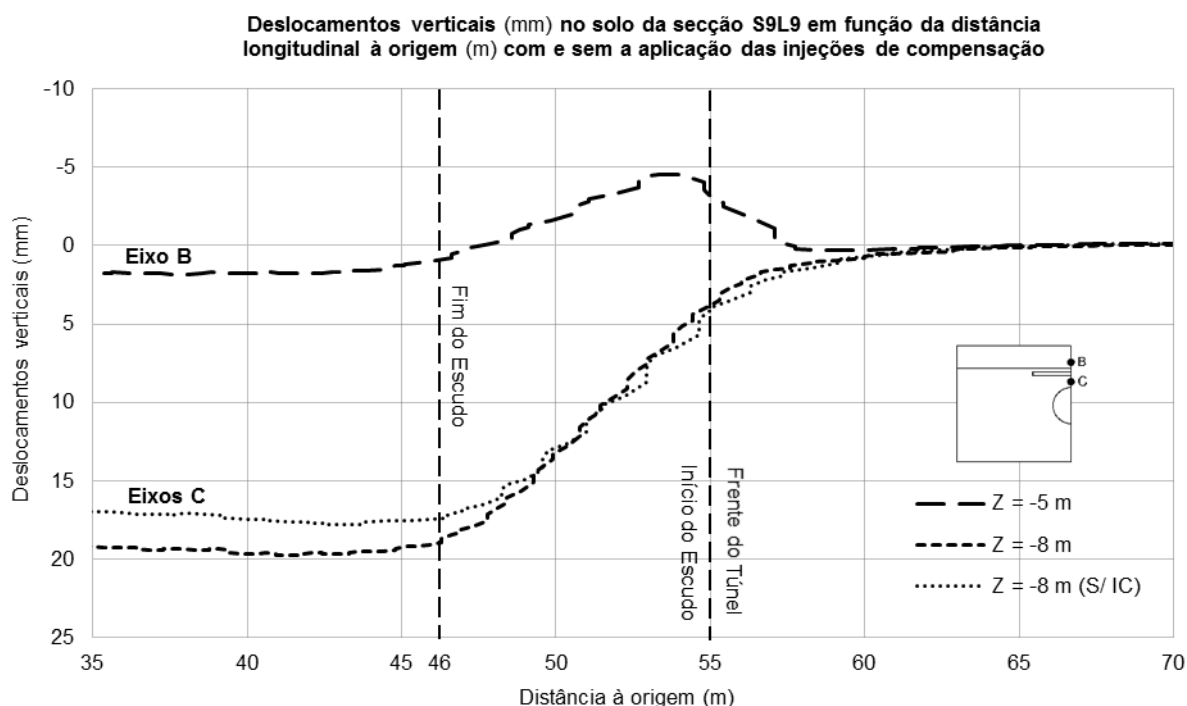


Fig. 5.35 – Deslocamentos verticais no maciço da secção S9L9 na direção longitudinal ao túnel aplicando as injeções de compensação

Pela análise da Fig. 5.35 observa-se que a evolução dos deslocamentos verticais ao longo dos dois eixos a diferentes profundidades não é de todo semelhante. Analisando a figura verifica-se duas situações distintas no maciço durante a passagem da tuneladora, uma acima da zona de *grouting* e outra abaixo desta mesma zona. Acima da camada de *grouting* ($z = -5\text{ m}$) verifica-se que:

- Os movimentos no solo são inicialmente ascendentes e posteriormente descendentes;
- Há uma menor variação dos deslocamentos no maciço ($\approx 6\text{ mm}$);
- O solo recupera parte do seu movimento.

No entanto, abaixo da zona de *grouting* e entre o túnel ($z = -8\text{ m}$) observa-se que:

- Os movimentos no maciço são maioritariamente descendentes;
- Há uma maior variação dos deslocamentos verificados no maciço ($\approx 20\text{ mm}$);
- O solo não recupera a deformação provocada pela passagem da tuneladora.

No entanto, a estabilização dos deslocamentos no maciço após a passagem da tuneladora dá-se a dois diâmetros atrás da frente de escavação para ambas as situações. Abaixo da camada de *grouting* foi possível verificar que, com a aplicação das injeções de compensação, os assentamentos no maciço à profundidade de 8 m são ligeiramente superiores. Tal fato pode-se justificar observando as deformações da camada de *grouting* na Fig. 5.31, verificando-se que a expansão da camada dá-se maioritariamente no sentido descendente de forma a compensar os assentamentos provocados pela passagem da tuneladora.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES

Na presente dissertação procurou-se elaborar uma análise numérica que permitisse uma melhor compreensão do comportamento do solo, face à escavação e construção de um túnel com a aplicação de injeções de compensação. Procurou-se, também, mostrar a potencialidade da aplicação de modelos numéricos tridimensionais para a resolução deste tipo de problemas. As análises tridimensionais realizadas nesta dissertação permitiram que o comportamento do solo, no que diz respeito às deformações que ocorrem nas proximidades da escavação, fosse explorado detalhadamente. Estas análises possibilitaram a avaliação do comportamento do solo face à aproximação e afastamento da frente de escavação. Estes tipos de análises não seriam possíveis se realizadas com recurso a um modelo bidimensional.

Os resultados decorrentes da utilização do PLAXIS 3D, no caso de estudo da secção S9L9 para a análise dos assentamentos obtidos à superfície, foram apresentados e comparados com os dados medidos em campo. Apesar de alguns dos parâmetros geotécnicos terem sido escolhidos com base apenas na experiência do autor, ou baseados em fontes não relacionadas com a expansão do Metro de Madrid, verificou-se existir uma concordância bastante razoável entre os deslocamentos verticais medidos e os calculados. Para tal facto terá contribuído a correta simulação do processo construtivo e a boa estimativa dos parâmetros utilizados.

Com efeito, verificou-se que os assentamentos finais, derivados do cálculo numérico, foram semelhantes aos observados em campo na secção S9L9. No entanto, a evolução destes ao longo do perfil transversal afastou-se progressivamente daquela medida em campo. Notou-se que, em pontos na superfície próximos da passagem do túnel os deslocamentos horizontais, derivados do cálculo numérico, eram próximos mas bastante diferentes em profundidade. Estes cresciam com a proximidade ao túnel, e em profundidade até ao plano horizontal que divide o túnel simetricamente. Após este plano os deslocamentos horizontais no maciço passavam a diminuir de valor com a profundidade.

Com o avanço da tuneladora, tanto a evolução dos assentamentos à superfície como à profundidade da soleira foram semelhantes. Para além de os primeiros deslocamentos no maciço acontecerem a diâmetro e meio adiante da frente, estes estabilizaram-se a dois diâmetros atrás da frente de escavação em ambas as evoluções (eixo A da Fig. 4.6 e eixo E da Fig. 4.7). Com a passagem do escudo houve um acréscimo considerável dos deslocamentos. Observou-se que evolução dos deslocamentos verticais ao longo de vários eixos a diferentes profundidades era semelhante, e os deslocamentos verticais dos eixos mais próximos do túnel cresciam mais rapidamente do que os dos situados a menores profundidades.

Com a análise da influência dos parâmetros definidos pelo autor, observou-se que a variação destes influenciava os assentamentos obtidos à superfície, sendo que a variação do coeficiente de impulso em repouso teve a influência mais notável. Os resultados da variação de K_0 sugeriram que na realidade o coeficiente de impulso em repouso do segundo estrato seria mais baixo.

O conceito de injeção de compensação foi introduzido, no capítulo 5, como uma forma de limitar os deslocamentos de infraestruturas adjacentes à superfície durante a escavação e construção de túneis. A sua aplicabilidade associada a este tipo de problemas, o processo de utilização e exemplos da sua aplicação bem-sucedida em casos de obra foram descritos neste capítulo, concluindo-se que as injeções de compensação são uma técnica fiável para reduzir os assentamentos de estruturas à superfície, provocados pela escavação e construção de um túnel superficial.

Para utilizar esta técnica de forma a minimizar os assentamentos, é necessário prever os deslocamentos no solo provocados pela escavação, e verificar se o esquema e sequência adotada para as injeções de compensação permitirão uma redução dos assentamentos de infraestruturas à superfície para valores aceitáveis. Para tal, pode-se recorrer a análises numéricas baseadas no método dos elementos finitos. Deste modo, foi apresentado um modelo tridimensional neste capítulo, realizado com o PLAXIS 3D, para a simulação da aplicação de injeções de compensação, acima de um túnel num estrato arenoso sobreconsolidado.

No modelo do método dos elementos finitos descrito neste capítulo, o uso das injeções de compensação foi simulado através da aplicação de uma extensão volumétrica, que simula a injeção de calda no solo, a elementos sólidos incorporados na malha, que representavam uma camada de *grouting*. Nesta dissertação foram modeladas e analisadas as seguintes situações:

1. Os efeitos da variação de volume aplicada à camada de *grouting* e sua influência no maciço;
2. A influência, observada no maciço, combinada da escavação e construção de um túnel com aplicação das injeções de compensação.

Na primeira situação, foi possível observar as deformações no maciço provocadas pela expansão volumétrica aplicada à camada de *grouting*, sem a influência da escavação de um túnel. Foram analisados os levantamentos à superfície e os deslocamentos horizontais no maciço, variando o incremento de volume e a propriedade física²² dos elementos sólidos. Observou-se que, aumentando a extensão volumétrica, definida no PLAXIS 3D, a expansão obtida nos elementos sólidos era consideravelmente maior obtendo-se maiores deformações no maciço, levando assim a maiores elevações obtidas à superfície. Desta forma, foi possível concluir que os levantamentos à superfície estão diretamente relacionadas com a quantidade de calda injetada no solo, e quanto maior for a quantidade injetada maior será a elevação obtida à superfície. No entanto, a consideração de uma expansão isotrópica ou anisotrópica não teve muita relevância já que a diferença entre deslocamentos obtidos não era considerável. Desta forma, adotou-se uma expansão isotrópica nos incrementos de volume utilizados em análises posteriores, dada a sua simplicidade de uso no PLAXIS 3D.

Numa segunda situação, foi feita a modelação da escavação e construção do túnel da secção S9L9, combinado com a aplicação de injeções de compensação, de forma a se diminuir os assentamentos observados à superfície. Observou-se uma considerável redução dos assentamentos estabilizados à superfície após a passagem da tuneladora. Com tais resultados, pode-se concluir que a modelação numérica adotada nesta dissertação para as injeções de compensação, poderia ser adequada para a simulação de casos de obras que recorram a esta técnica. Isto porque, o principal objetivo de reduzir substancialmente os assentamentos provocados pela escavação e construção de um túnel tinha sido

²² Consideração da expansão nos elementos sólidos ser isotrópica ou anisotrópica.

atingido. Com a aplicação das injeções de compensação ao caso de estudo também se observou que, para além de a variação dos deslocamentos ao longo da passagem da tuneladora ser consideravelmente menor, a fase mais acentuada desta variação dava-se antes da chegada da frente de escavação, ao invés da simples passagem do escudo.

6.2. PERSPETIVAS DE INVESTIGAÇÃO FUTURA

Como sugestões de desenvolvimento futuro em relação à modelação de um túnel superficial escavado e construído com recurso a uma TBM sugere-se:

- O aumento do espaçamento da zona de *grouting*;
- A variação da pressão de *grouting* aplicada;
- A suposição da existência de um nível freático acima do túnel.

Em relação à modelação das injeções de compensação como sugestões sugere-se uma análise numérica da sua aplicação em túneis tendo em consideração os seguintes pontos:

- Utilização de geometrias diferentes daquela utilizada nesta dissertação;
- Alteração do momento de aplicação, se antes ou após a passagem da tuneladora, e a sua posição relativa à frente de escavação;
- Variação da profundidade de aplicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bezuijen, A. e van Tol, A.F. 2007. "Compensation grouting in sand, fractures and compaction". Comunicação apresentada em Proc. XIV European Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering.
- Bjerrum, L. 1963. "Allowable settlement of structures". Comunicação apresentada em Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Díez Rubio, F. 2010. "Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras epb de gran diámetro", Caminos.
- Essler, R.D., Drooff, E.R. e Falk, E. 2000. "Compensation Grouting: Concept, Theory, and Practice." *Geotechnical Special Publication*:1-15.
- Falk, E. 1997. "Underground works in urban environment". Comunicação apresentada em Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Folk, R. L. 1980. "Petrology of sedimentary rocks." Hemphill Publishing Company.
- Gioda, G. e Swoboda, G. 1999. "Developments and applications of the numerical analysis of tunnels in continuous media." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* no. 23 (13):1393-1405.
- Gomes, C. 2008. "Túnel Ferroviário do Rossio – Acompanhamento e Análise das Obras."
- Gonzalez, C. e Sagasetta, C. 2001. "Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro." *Computers and Geotechnics* no. 28 (6):445-468.
- González, C. 2002. "*Deformaciones alrededor de túneles en suelos.*"
- Greenwood, J. 2003. "Three-dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling", Massachusetts Institute of Technology.
- Harris, D.I. 2001. "11 Protective measures." *Building Response to Tunnelling: Case Studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London* no. 1:135.
- Franzius, J.N., Schroeder, F.C., Grammatikopoulou, A., Cabarkapa, Z., Higgins, K.G. e Potts, D.M. 2009. "Comparison of different approaches to model compensation grouting."
- Kummerer, C. 2003. "Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories." Techn. Univ. Graz.
- Kutzner, C. 1996. "Grouting of rock and soil."
- Littlejohn, S. 2002. "The Development of Practice in Permeation and Compensation Grouting: A Historical Review (1802–2002): Part 2 Compensation Grouting". Comunicação apresentada em Grouting and Ground Treatment.
- Mair, R.J. 1992. "Report on Session 4: Displacement Grouting". Comunicação apresentada em Proc. Conf. on Grouting in the Ground, ICE.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. e Burland, J. B. 1996. "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling". Comunicação apresentada em Fourth International Symposium of International Conference of Geotechnical Aspects of on Underground Construction in Soft Ground.
- Matos Fernandes, M. 2006. "Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais." FEUP edições.

- Maynar, M. 2000. "Experiencias y resultados de la ampliación 1995-1999." *Revista de Obras Públicas* (3.405).
- Medina, L. 2008. "Modelización de la excavación de túneles mediante EPB: diferencias finitas y elementos discretos." *Aula Paymacotas de Ingeniería de Túneles, Jornada Técnica: Túneles con EPB, simulación y control de la tuneladora*, Barcelona.
- Neira, M., Losada, R. e Jiménez, P. 2013. "La ampliación del Metro en la periferia de Madrid (1999-2011)." *EURE: revista latinoamericana de estudios urbano regionales* (118):123-148.
- Ortiz, J. 2000. "Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid." *Revista de Obras Públicas* (3.405):59.
- Pinto, F. e Whittle, A. 2013. "Ground movements due to shallow tunnels in soft ground. I: Analytical solutions." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (140.4)
- PLAXIS. 2013. "Tutorial Manual." (Version 2013).
- Reading, H. G. 1986. "Sedimentary Environments and Facies." Blackwell Scientific Publications
- Vermeer, P. A. e De Borst, R. 1984. "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock."
- Watt, A. 2002. "Theory of compensation grouting proven in practice." *Cement* 2002:56-59.